BOLETIN DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECANICA DEL SUELO E INGENIERIA GEOTECNICA

ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE INCLUSIONES RÍGIDAS DE HORMIGÓN EJECUTADAS POR EL MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO DEL TERRENO, DETERMINADOS EN TESTEOS DE CAMPO Y LABORATORIO.
Juan Alfonso Carcolé Galea, Juan Mestre Morales

ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN PARA LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE DE LIMA METROPOLITANA FRENTE A SISMOS Y TSUNAMIS.
Jose Antonio Puelles Barturen

Nº 220 OCTUBRE - DICIEMBRE 2025

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA

SEDE: Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)
Calle de Alfonso XII, 3 - 28014 - España

JUNTA DIRECTIVA

PRESIDENTE:	Antonio Gens Solé
VICEPRESIDENTE:	José Estaire Gepp
SECRETARIA:	Herminia Cano Linares
VOCALES:	César Sagaseta Millán Claudio Olalla Marañón Fernando Pardo de Santayana Carrillo Goran Vukotic Gustavo Armijo Palacios Jose Luis Arcos Alvárez José Mª Echave Rasines Leoncio Prieto Tercero Svetlana Melentijevic
VOCALES REPRESENTANTES:	Javier Moreno Robles (Laboratorio de Geotecnia) Mauro Muñiz Menéndez (Sociedad Española de Mecánica de Rocas) Peter Tanner (Instituto Eduardo Torroja) Pilar Rodríguez Monteverde (Consejo Superior de Arquitectos) Representante Instituto Ingenieros Civiles

El Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica publica trimestralmente sus artículos de contenido geotécnico, conjuntamente con la Revista “Ingeniería Civil”, del CEDEX.

NOTA: Las opiniones emitidas en los artículos del “Boletín” son responsabilidad exclusiva de sus autores y no tienen por qué coincidir, necesariamente, con las de la Sociedad, o las de sus órganos de gobierno, ni con las del propio Comité de Redacción del Boletín.

BOLETÍN DE LA SOCIEDAD ESPAÑOLA DE MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA

N° 220 OCTUBRE - DICIEMBRE 2025

COMITÉ DE REDACCIÓN

PRESIDENTE	**César Sagaseta Millán**
SECRETARIO	**Herminia Cano Linares**
VOCALES	**Enrique Asanza Izquierdo**
	Gustavo Armijo
	Mauro Muñiz Menéndez
	Pablo Mira McWilliams
	José Estaire Gepp
	Svetlana Melentijevic

SUMARIO

ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE INCLUSIONES RÍGIDAS DE HORMIGÓN EJECUTADAS POR EL MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO DEL TERRENO, DETERMINADOS EN TESTEOS DE CAMPO Y LABORATORIO.
Juan Alfonso Carcolé Galea, Juan Mestre Morales

ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN PARA LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE DE LIMA METROPOLITANA FRENTE A SISMOS Y TSUNAMIS.
José Antonio Puelles Barturén

Análisis de los parámetros característicos de inclusiones rígidas de hormigón ejecutadas por el método de desplazamiento del terreno, determinados en testeos de campo y laboratorio

Analysis of the Characteristic Parameters of Concrete Rigid Inclusions Performed with Ground Displacement, Determined in Trial and Laboratory Tests

Juan Alfonso Carcolé Galea[1*], Juan Mestre Morales[2]

Resumen

En el presente artículo se analiza la formación de columnas de hormigón con desplazamiento del terreno ejecutadas en mezclas erráticas de terrenos muy blandos (Su<25 kPa) y arenas gruesas con caudales subálveos. Se analizará la correcta formación de los elementos y algunos aspectos de diseño.

Palabras clave: inclusión rígida, módulo controlado, rigidez controlada, sensitividad, prueba de carga estática.

Abstract

This paper shows the construction of displacement concrete columns in erratic mixtures of very soft soils (Su<25 kPa), and coarse sands with significant water ground flows. Design topics and possible disturbances while pouring concrete, correct performance of the columns, and parameterization of the elements will be analysed.

Keywords: *Rigid inclusions, controlled modulus, controlled stiffness, sensitivity, static load test.*

1. INTRODUCCIÓN

Con financiación del World Bank y del European Bank se diseñaron una serie de bancos de pruebas de tratamientos del terreno en suelos fluvioglaciares de tipo arcillas blandas y limos ligeramente orgánicos sensitivos en la población de Racibórz (Polonia). Las principales características de este tipo de suelos es la sensitividad y la baja resistencia al corte no drenada.

La prueba analizada en este documento consistió en la ejecución de 202 columnas de hormigón de longitudes comprendidas entre 5,4 m y 8,9 m, ejecutadas con la tecnología de desplazamiento durante la perforación del terreno (sin extracción de este). Las columnas se dispusieron en tres cuadrículas "tipo" de espaciamientos 1,5 x 1,5 m; 1,75 x 1,75 m y 2 x 2 m; resultando un campo de pruebas total de unos 35 x 14 m (≈490 m^2).

La figura 1 muestra la planta de las columnas con su numeración. En la planta se describen los ensayos geotécnicos hechos para caracterizar el terreno antes de la ejecución de las columnas (CPTU y SR), así como las cuadrículas y la longitud final de las columnas realmente ejecutadas.

* Autor de contacto: alfonso.carcole@tylin.com

[1] Ingeniero geólogo. TYlin.

[2] Ingeniero geólogo. Departamento de Geotecnia de la Universidad de Oaxaca, México.

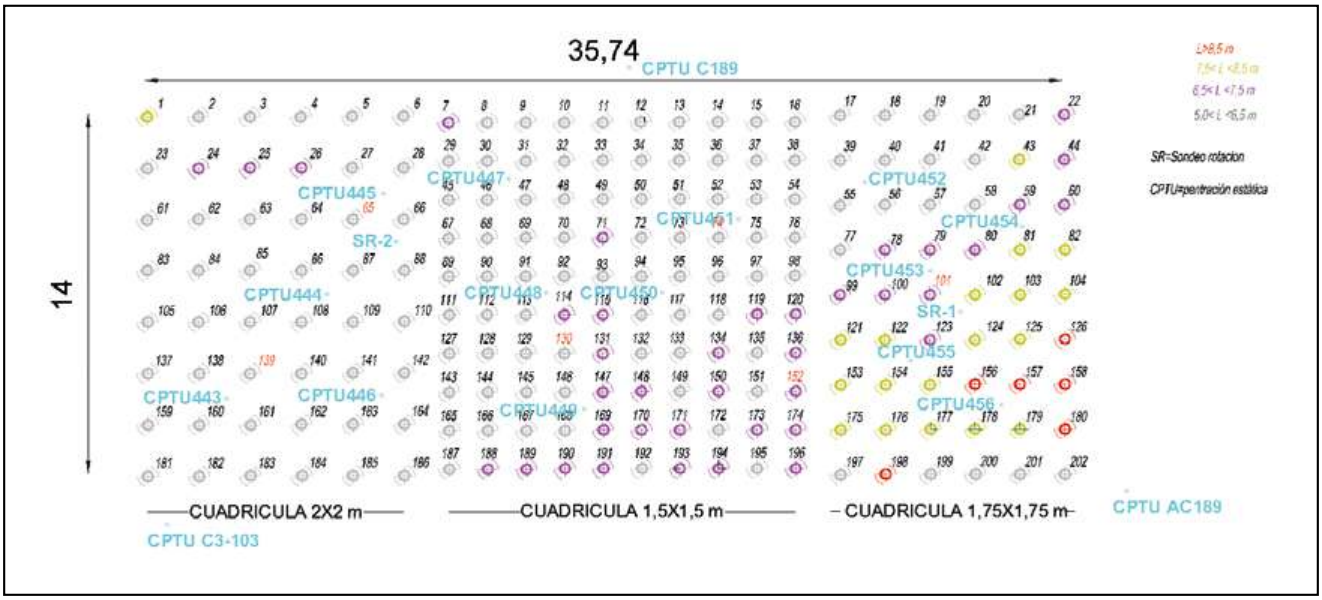


Figura 1. Planta de la zona de pruebas.

2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Las inclusiones rígidas como tales son probablemente el tipo de tratamiento del terreno más antiguo que existe datado ya en el Neolítico en Inglaterra. Tuvo gran extensión hasta el siglo XX basándose sobre todo en elementos de madera. Durante el siglo XX las inclusiones rígidas se diversificaron de manera muy importante desde los métodos de estabilización de suelos DSM, elementos inyectados in situ (*Jet Grouting Methods*) a paneles y pilotes de hormigón entre otros. Derivada de esta última categoría, se han desarrollado las columnas de cemento y hormigón con desplazamiento. La innovación del método está en que no se perfora el terreno extrayéndolo y ejecutando en el interior del agujero el elemento rígido, sino que el terreno se desplaza lateralmente con la cabeza de vertido del hormigón y este se vierte con cierta presión por la punta del elemento, consiguiendo un acabado de gran calidad. Además, estos elementos se arman cuando es necesario. Eso puede ser en el caso de existir empujes laterales del terreno que lo requieran o en otras circunstancias especiales como son, en los países del este y norte de Europa, el armado de los 4-6 m superiores para evitar su fracturación por el efecto de la congelación del terreno. El resultado final no solamente implica la aparición del elemento rígido como refuerzo del terreno, además se supone que puede haber mejora del terreno que rodea a las columnas por la presión del desplazamiento radial de la cavidad y por la presión del hormigón vertido (figura 3).

Los métodos de inclusiones rígidas de mortero y hormigón se pueden dividir principalmente en dos según el método de desplazamiento del terreno natural: perforación con tubera con vibrador en cabeza (VCC) o perforación con una barrena perforadora de "doble



Figura 2. Tecnología de perforadora de doble espiral y tubera con vibrador en cabeza.

espiral" (CMC y CSC). Esta segunda tecnología data de principios de los 90 y por lo tanto cuenta ya con 30 años. Existen varios diseños patentados de estas barrenas y según sea la patente se puede encontrar, entre otras, como inclusiones rígidas de "módulo controlado" (CMC, *Controlled Modulus Columns*) o bien como inclusiones de "rigidez controlada" (CSC, *Controlled Stiffness Columns*). Los métodos VCC y CSC fueron los utilizados en el presente trabajo.

En la figura 3 se describe el proceso de desplazamiento radial que debería significar una mejora del suelo circundante debida a la forma del elemento de perforación o a la vibración en el caso de tubera vibratoria.

La figura 4 muestra el proceso de ejecución de las columnas en tres sencillos pasos: la perforación con desplazamiento del terreno; el proceso de hormigonado y la reposición final de la plataforma si las columnas se dejan por debajo de esta.

El hecho de dejar cortas las columnas bajo un colchón de gravas tiene la utilidad de reducir su longitud (y el coste) y evitar circular sobre ellas mientras se ejecutan (y romperlas). La plataforma, además, puede ser necesaria para el acceso de la maquinaria si el terreno superior era blando antes de iniciar los trabajos. Asimismo, si el terreno que formará el futuro terraplén no fuera de la calidad necesaria, se necesitará una capa de cimentación. Este cimiento deberá tener el espesor necesario para transmitir las cargas de manera homogénea y no el sufrir punzonamiento de las columnas. Por tema de costes, es muy habitual hacer una plataforma de calidad suficiente para transitar sobre ella, perforarla durante la ejecución, dejar cortas las columnas y reponer lo huecos, evitando retirar la plataforma y hacer el cimiento de nuevo.

Por este motivo, la reposición de los huecos de la plataforma tras perforar las columnas puede ser un punto clave ya que se plantea el problema potencial del punzonamiento de las columnas cuando se construya el futuro terraplén. Como se verá, en esta ocasión no fue un valor limitativo, pero de serlo se debería instalar geotextil o geomallas para evitar ese fenómeno (terminando o no las columnas en coronación de la plataforma).

La figura 5 muestra el esquema de transmisión de tensiones y deformaciones descrito por la Guía francesa ASIRI (2012) y un modelado axisimétrico de elementos finitos que suele resultar muy útil a la hora de diseñar este tipo de elementos.

En esta ocasión la restitución del colchón de gravas se realizó rellenando los huecos con las mismas gravas tras la ejecución de cada columna y fue compactada posteriormente la capa con un rulo de 15 toneladas.

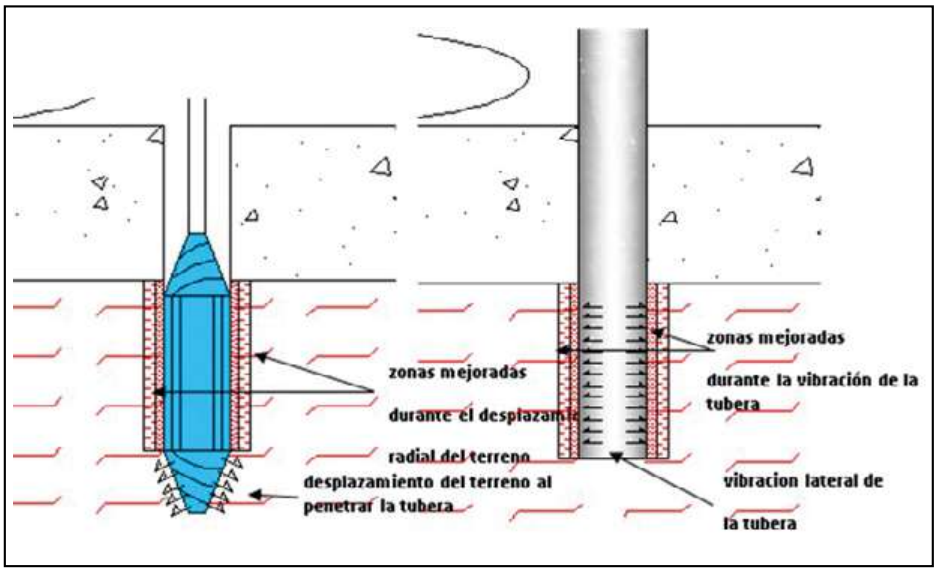


Figura 3. Ejecución del agujero por desplazamiento radial del terreno.

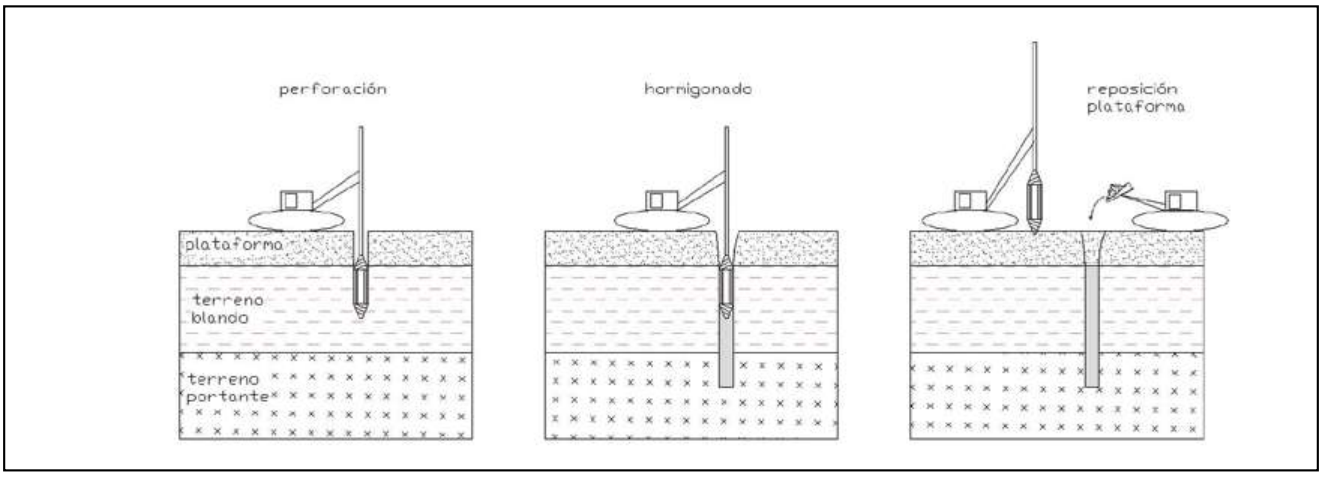


Figura 4. Proceso constructivo de las inclusiones rígidas de desplazamiento.

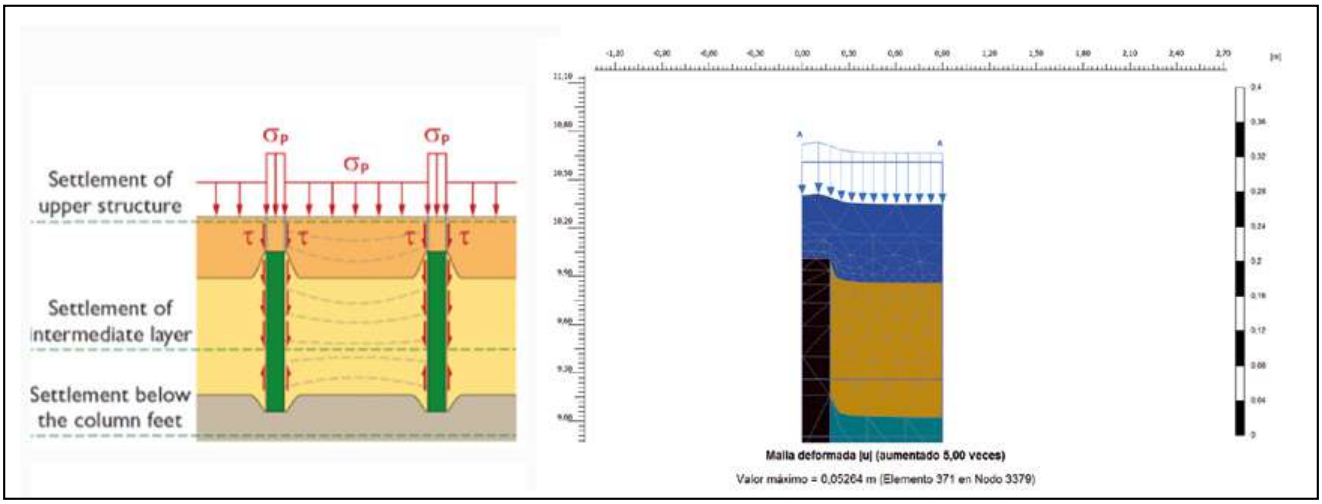


Figura 5. Esquema de transmisión de tensiones y deformaciones en el conjunto columnas-terreno.

3. TERRENO EN EL QUE SE HIZO EL TRAMO DE PRUEBA

El terreno consiste en un nivel superior de 5 a 9 m de terrenos blandos producto de una mezcla desordenada de paquetes de arcillas y limos orgánicos sensitivos. La base del estrato está formada por arenas y gravas competentes depositadas sobre arcillas rígidas terciarias.

Las resistencias al corte no drenadas (Su) se obtuvieron con ensayos triaxiales CU y UU, obteniéndose valores de 15<Su kPa<29,6. Ajustando con estos ensayos los CPTU realizados en el terreno, se definió una Nkt=15 y se procedió a obtener una lectura continua de la resistencia al corte no drenada. Los parámetros drenados (φ y C') se obtuvieron con triaxiales CD y CU. El módulo edométrico "Mo" responde al valor Normalmente Consolidado establecido como el valor inferior en el gráfico que relaciona módulos edométricos y la presión efectiva vertical (Janbu, 1963). Se definió valores en el rango 2 <Mo MPa<3.

La figura 6 muestra la descripción de uno de los CPTU realizados en la zona de prueba (CPTU 456), y se utiliza como ejemplo del tipo de terreno existente. En la gráfica central se muestra el registro de la resistencia a la penetración estática del cono del CPTU, en la parte izquierda se muestra la clasificación de tipo de suelo de Eslami-Fellenius (1997) y en la parte derecha se muestran las clasificaciones SBT de Robertson. Los terrenos blandos consisten en arcillas muy blandas o suelos sensibles o colapsables con materia orgánica (estos limos orgánicos fluvioglaciares se denominan "namuł" en polaco). El terreno en el que se empotrarán las columnas son arenas y gravas rígidas depositadas sobre el Terciario.

En este mismo terreno se hizo un tramo de pruebas similar con columnas de gravas de vibrosustitución por vía seca que, debido a la sensitividad del terreno, tuvieron problemas de continuidad en su formación y compactación (Carcolé y Mestre, 2022).

La figura 7 muestra una sección geotécnica tipo de este terreno. En ella se observa en color azul las columnas

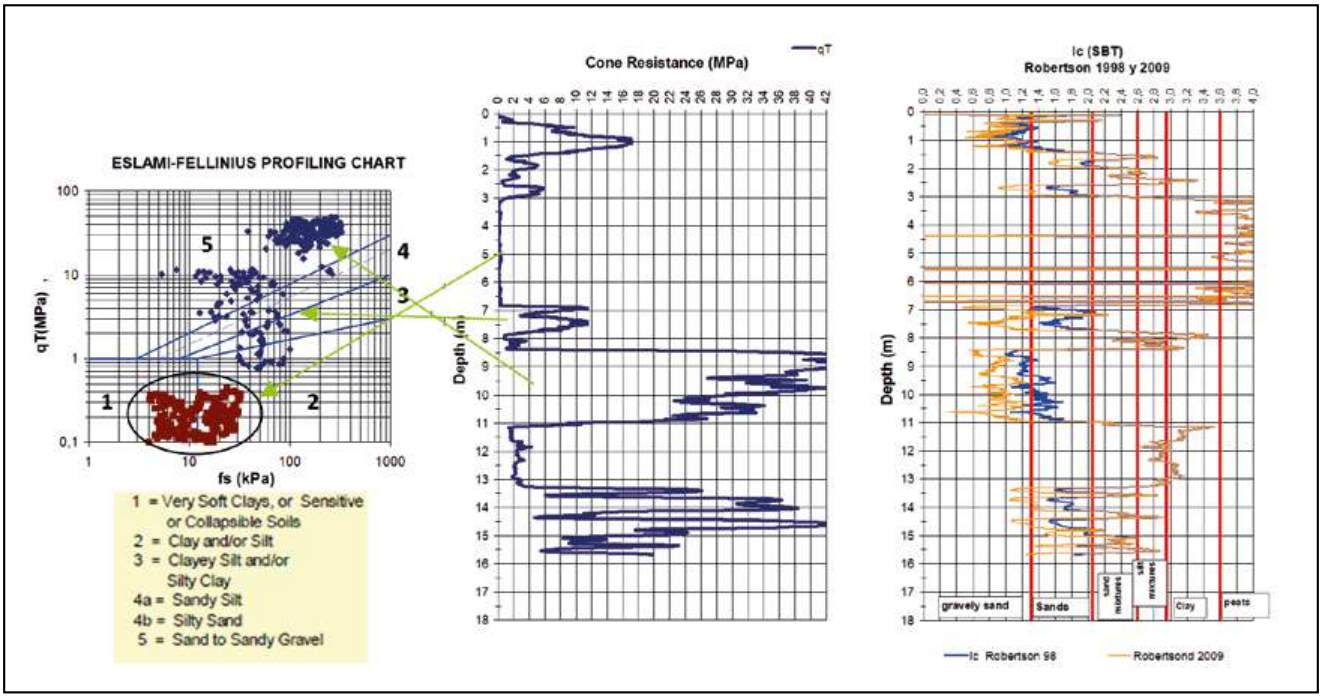


Figura 6. Ensayo CPTU 456. Resistencia de punta del cono y clasificaciones de suelos.

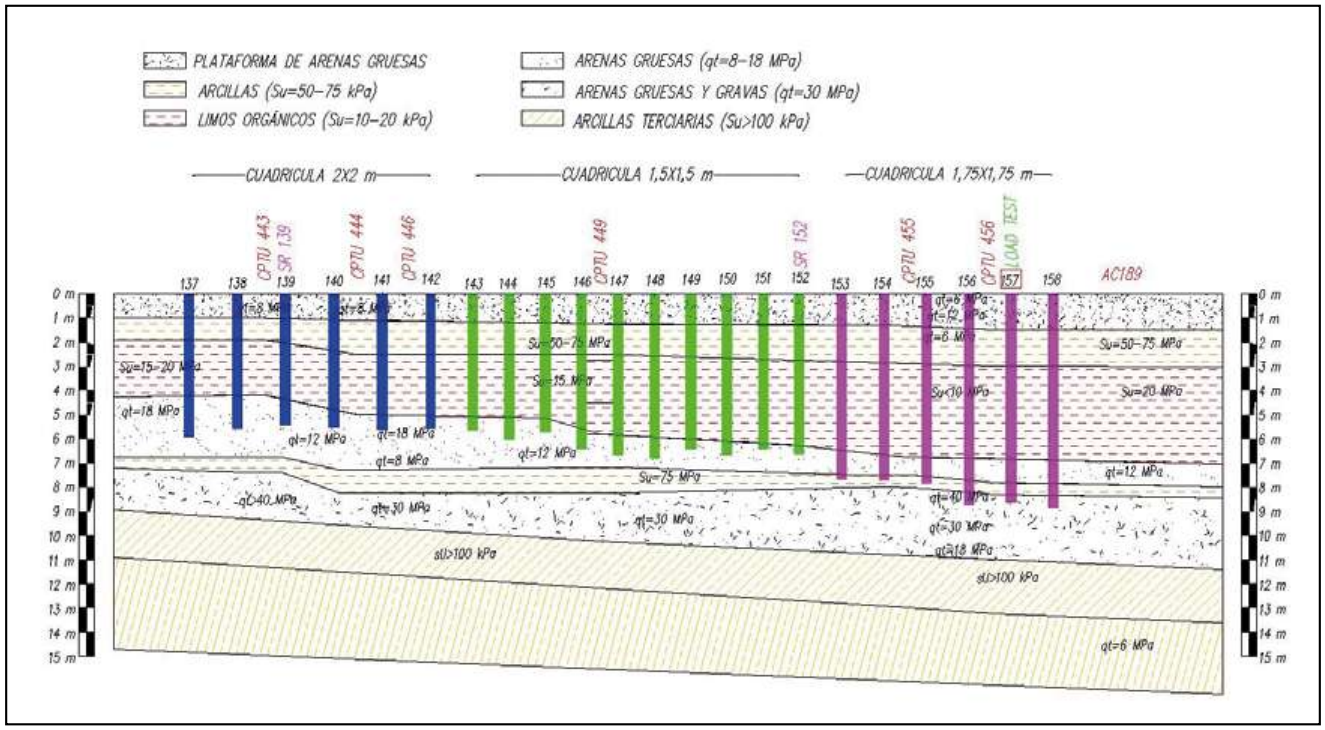


Figura 7. Corte geológico-geotécnico del terreno.

ejecutadas en cuadricula 2,0 x 2,0 m, en verde las 1,5 x 1,5 m y en color fucsia las 1,75 x 1,75 m. Las profundidades de estas columnas graficadas son las realmente ejecutadas. En el corte se indica los CPTU que se han utilizado para la interpretación geotécnica de esta sección tipo. Asimismo, se muestran los ensayos "SR" que son columnas sondeadas para su verificación de calidad (planta en la figura 10). Por último, se indica la columna 157 que fue testada con ensayo de carga estática como un pilote convencional. La numeración de las columnas es única y por lo tanto corresponde a la de la planta recogida en la figura 1.

4. CARACTERÍSTICAS PREVIAS DEL MATERIAL DE APORTACIÓN A LAS COLUMNAS RÍGIDAS

Se realizaron ensayos de resistencia para caracterizar el material de aportación a las columnas. Los ensayos previos consistieron en:

- Determinación de las resistencias de compresión, flexión y tracción del hormigón en muestras previas amasadas en el laboratorio.
- Determinación de la compresión en muestras tomadas en boca de bombeo el día de ejecución de las columnas.

Las normas utilizadas para los ensayos fueron las correspondientes a las del *Eurocódigo*, aceptadas por el comité de normalización polaco. Así pues, se hizo uso de la Norma PN-EN-12391-3:2001 para la determinación en laboratorio de las resistencias de compresión y de la Norma PN-EN12390-5:2011 para la determinación en laboratorio de las resistencias de flexión y de tracción.

4.1. Dosificación del hormigón

Las inclusiones rígidas de hormigón no tienen una normativa específica definida para su dosificación. En este caso, el objetivo fue conseguir un hormigón tipo C30/37. La tabla 1 muestra la dosificación que se empleó.

Tabla 1. Dosificación del hormigón utilizado en las columnas ejecutadas

Dosificación	kg
0-2 mm (arena)	710
2-8 mm	360
8-16 mm	590
agua	180
cemento (CEM II a 42,5 N_HSR/NA/LH)	320
a/c	0,5625
cenizas	90
plastificante	1,6
TOTAL	2252,16

4.2. Amasada previa

De la amasada previa se prepararon muestras para ensayarlas a diferentes edades. En la figura 9 se muestran los resultados de los ensayos de la rotura a compresión simple "fck (t)", a tracción "fct (t)" y a flexión "fcf (t)". Todos los ensayos se han realizado en probetas cúbicas de geometría descrita en la tabla 2.

Tabla 2. Geometría de las muestras ensayadas

ensayo	Longitud (mm)	Ancho (mm)	Canto (mm)	Separación puntos de carga (mm)
Compresión	150	150	150	450
Flexión	700	150	150	
Tracción	150	150	150	

La figura 8 muestra los resultados obtenidos en los ensayos.

Acorde con las gráficas de los resultados de los ensayos, se establecen las siguientes leyes:

$$RCS\ (MPa) = 14*LN(t_{días}) \quad [1]$$

$$T\ (MPa) = 0{,}07*RCS\ (MPa) \quad [2]$$

$$Flexión\ (MPa) = 0{,}12*RCS\ (MPa) \quad [3]$$

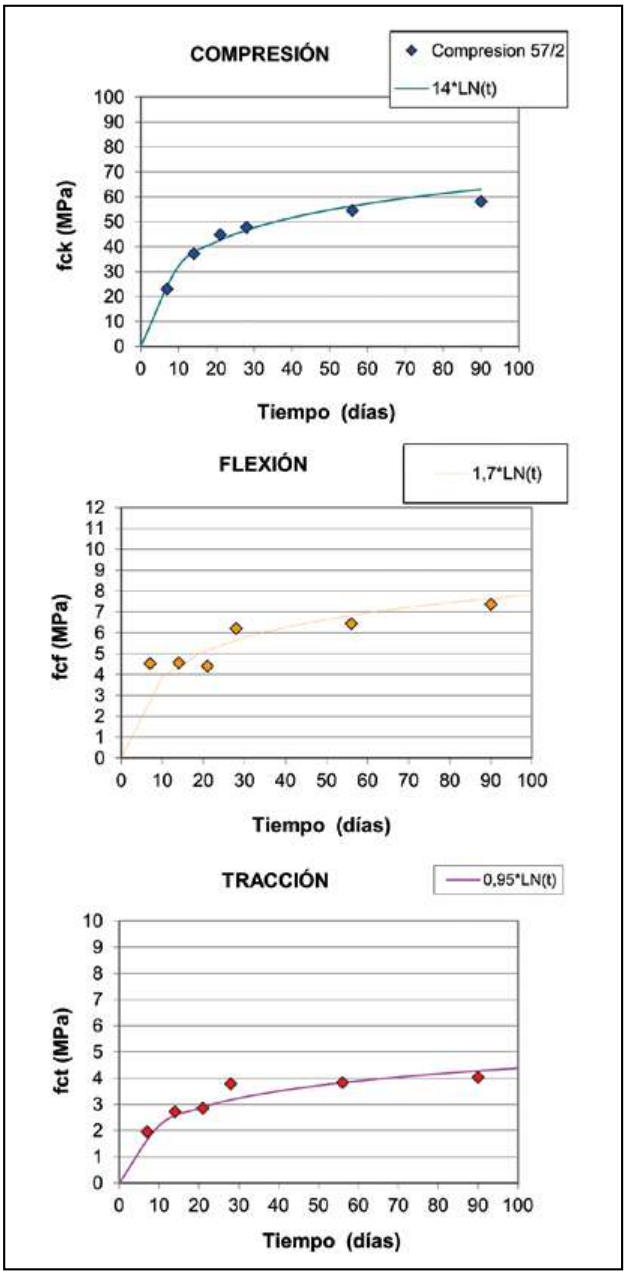


Figura 8. Resultados hasta 90 días de la compresión (fck), la flexión (fcf) y la tracción (fct) de las probetas, amasadas acordes con la dosificación del hormigón de la tabla 1.

4.3. Muestras tomadas de la boca de bombeo

Durante la ejecución de las columnas se tomaron muestras de la boca de bombeo y se realizaron ensayos de rotura a compresión simple en probetas cúbicas de geometría 150 x 150 x 150 mm a 7, 14 y 27 días. La figura 9 muestra la proyección de los resultados sobre los de las muestras ensayadas con las amasadas previas (compresión 57/2) proyectadas en la figura 8. Puede observarse cómo la correspondencia es satisfactoria.

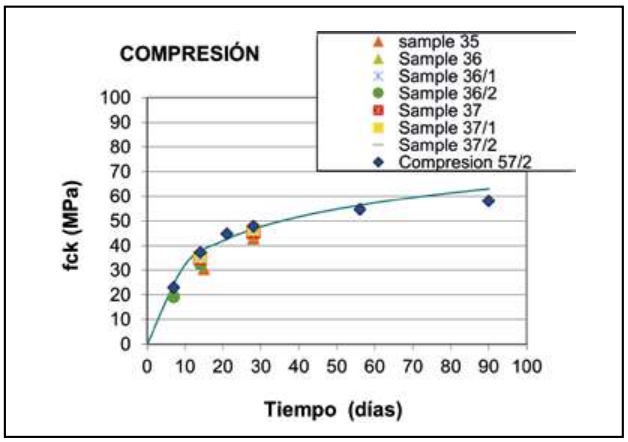


Figura 9. Resultados de Resistencia a la Compresión Simple (RCS) de las probetas tomadas el día de ejecución de las columnas respecto a las amasadas previas.

5. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS RESULTANTES DE LAS COLUMNAS REALMENTE EJECUTADAS

El control realizado para caracterizar y comprobar las columnas realmente ejecutadas consistió en:

- Registro de los parámetros de perforación automatizado en las máquinas.
- Control de volúmenes y presión del hormigón introducido en cada columna.
- Realización de sondeos de rotación para comprobar la continuidad de las columnas.
- Ensayos de resistencia a la compresión simple de las muestras tomadas en los sondeos.
- Excavación de algunas columnas para verificar su geometría y calidad.
- Ensayo de carga estática sobre una de las columnas ejecutadas.

La figura 10 muestra las columnas que fueron sondeadas y la ubicación del ensayo de carga. Asimismo, se ha indicado la posición y numeración de ensayos tipo CPTU realizados en el terreno antes y después de la ejecución de las columnas y de ensayos de carga estática realizados sobre el colchón de gravas.

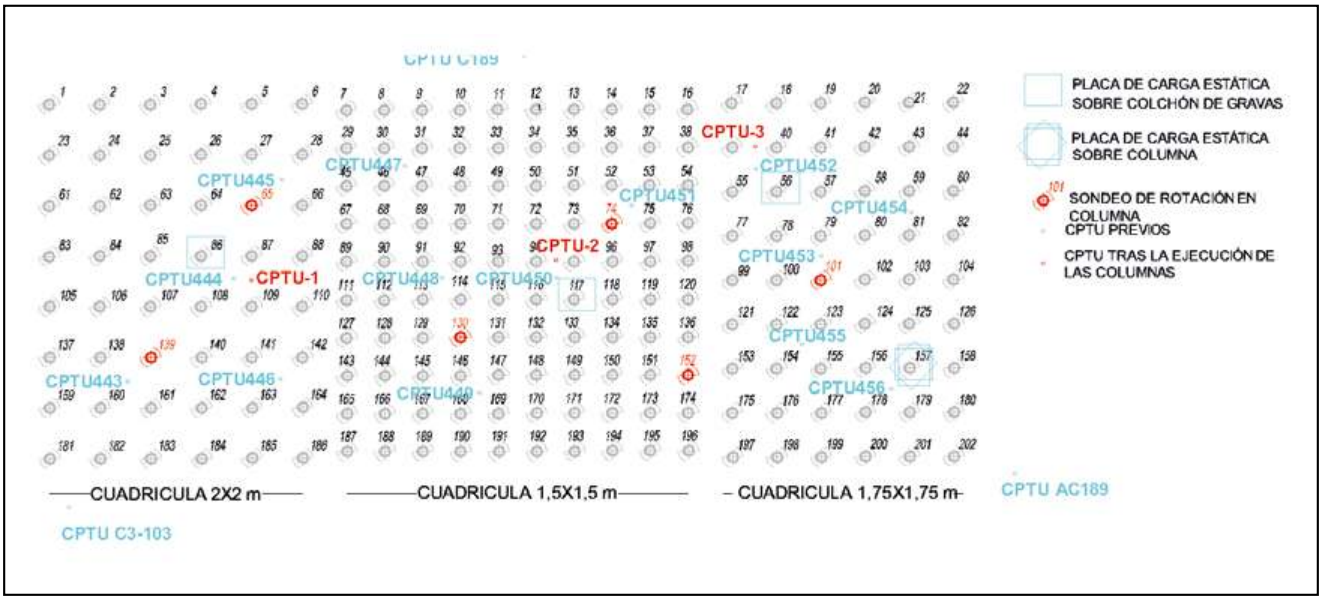


Figura 10. Ensayos realizados tras la ejecución de las columnas.

5.1. Resistencia del hormigón del interior de las columnas

Dos meses después de ejecutar las columnas se hicieron sondeos de rotación en las columnas 65, 74, 101, 130, 139 y 152. Este método de toma de muestras en este tipo de elementos es complejo. La cabeza de rotación, aun y teniendo incrustaciones de diamante industrial, es dentada, por lo que la muestra se puede dañar usualmente de manera más importante cuanto mayor sea el contraste de resistencia entre el árido y el cemento (también depende de la cantidad y calidad de árido respecto al cemento y de la relación avance/rotación de la sonda). A continuación, la extracción de las muestras de la batería de doble pared también es delicada, y finalmente el transporte de las muestras cilíndricas puede terminar de afectar a la calidad de las muestras. Asimismo, la verticalidad de la perforación también afectará, ya que las muestras de la pared de las columnas pueden ser de menor calidad o incluso podría llegar a salirse el sondeo de la propia columna. Por todo ello, aunque el hormigonado fuera correcto, es usual que la resistencia obtenida en muestras de sondeo sea inferior a la de las muestras tomadas en boca el día del bombeo. Los valores de este tipo de ensayos se deben tomar como los mínimos posibles y los de las muestras de amasadas previas como los máximos.

La figura 12 muestra el ejemplo del registro automático de la máquina de perforación en la columna ejemplo 101, así como las fotografías de las cajas del sondeo hecho 60 días después de su ejecución. En la columna izquierda se identifica en rojo la prędkość pociągania=velocidad de tracción (m/min); en azul Ciśnienie betonu=presión de hormigón (bar); en la columna de la derecha se muestra en rojo siła drążenia=fuerza de perforación (KN) y en azul prędkość drążenia=velocidad de perforación (m/min).

Las fotografías muestran la calidad y perfecta formación de la columna; lo mismo sucedió en las restantes columnas sondeadas. Por debajo de la punta de la columna puede verse el terreno subyacente formado por gravas fluvioglaciares en el que las columnas se empotran 1 m.

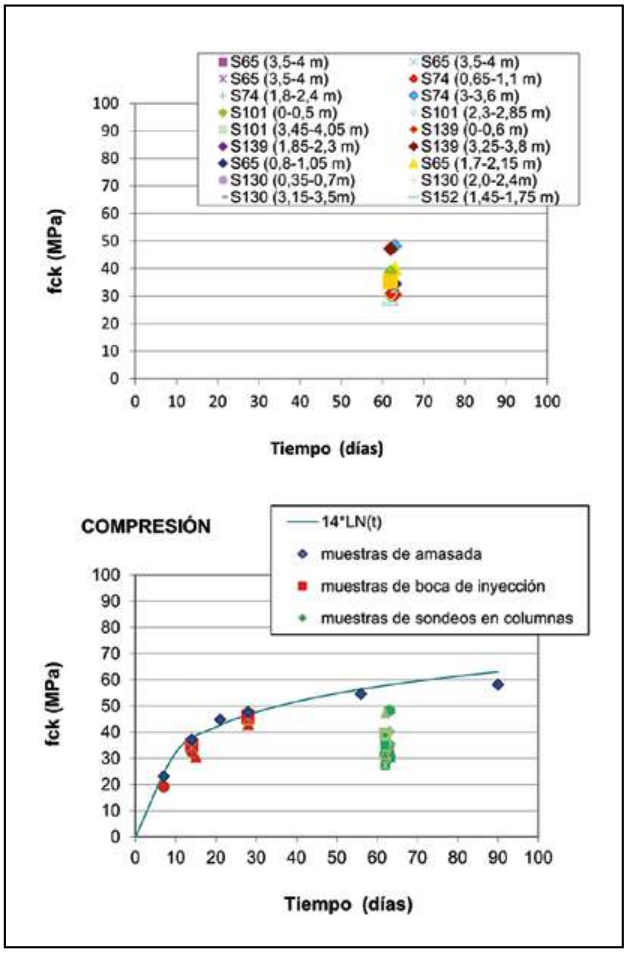


Figura 11. Resultados ensayos de compresión de muestras tomadas en sondeos respecto a los resultados de las amasadas previas y de las muestras tomadas en boca de bombeo.

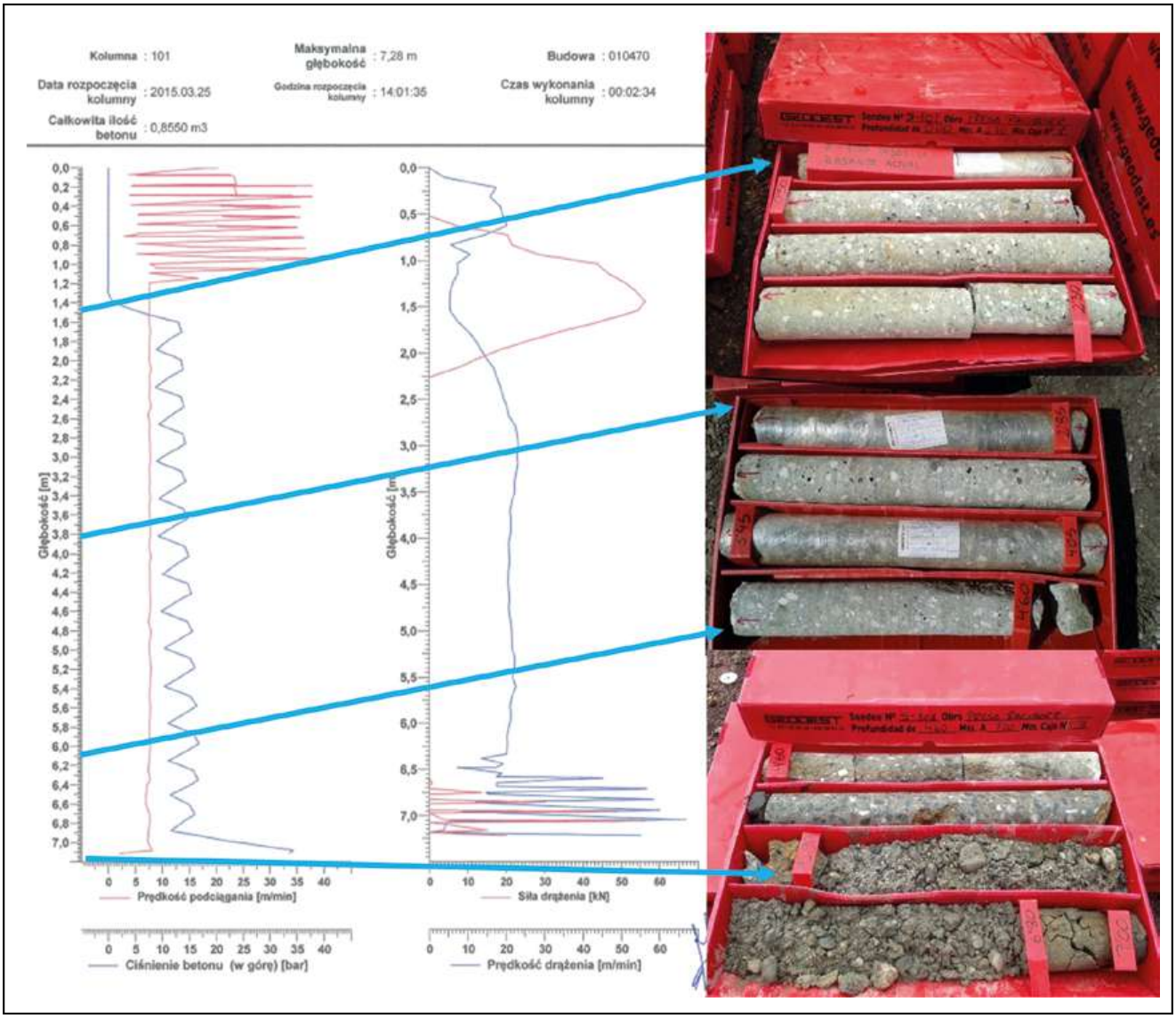


Figura 12. Registros de ejecución y sondeo de la columna 101.

5.2. Geometría de las columnas realmente ejecutadas

El diámetro real de las columnas se obtiene con las métricas obtenidas del control de la longitud de las columnas automatizado en las máquinas de perforación y del control del volumen de hormigón inyectado en cada columna. No obstante, se excavó la cabeza de seis columnas para observar su aspecto y que en coronación también respondían a esos diámetros medios.

La figura 14 muestra el diámetro medio de las columnas obtenido con la longitud de perforación y el volumen de hormigón introducido en cada elemento. El diámetro medio se estableció en 38 cm (las barrenas de perforación son de aproximadamente 35,6 cm).



Figura 13. Aspecto satisfactorio de dos de las columnas excavadas.

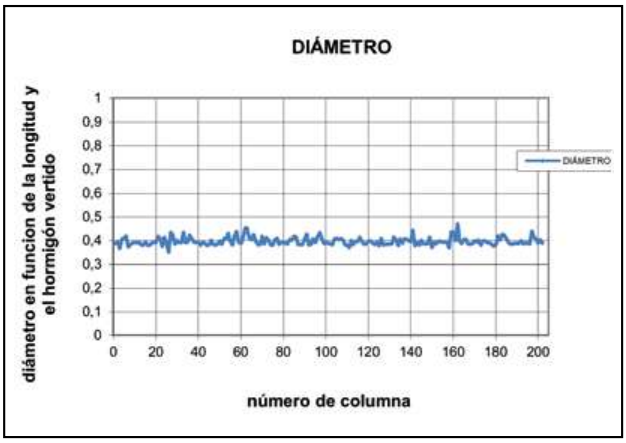


Figura 14. Diámetro de las 202 columnas ejecutadas.

6. CARACTERÍSTICAS RESULTANTES EN EL TERRENO

La figura 15 muestra el resultado de 3 ensayos CPTU realizados 10 días después de ejecutar las columnas en ubicaciones próximas a otros ensayos previos. El ensayo de la izquierda es la sobreposición del CPTU 444 previo y el posterior CPTU-1 en resistencia de punta (Qc=qc) y en resistencia del faldón (Fs =fs). El central es la comparación entre CPTU 450 y 2. La columna de la derecha es la comparativa entre CPTU 452 y 3.

Se observa cómo la ejecución de las columnas no ha significado ninguna mejora del terreno blando en la zona de ubicación de los nuevos ensayos ubicados a 1 m del eje entre columnas, es decir a 81 cm del perímetro, pero sí que han significado una clara mejora de las gravas arenosas en las que las columnas se empotran un metro (por ejemplo, en la zona de los CPTU 444 y 1, la longitud se puede obtener de la columna número 87=6 m y de la columna número 109= 5,8 m). Esta mejora se puede deber al doble efecto de densificación del terreno granular por la vibración y/o la presión del desplazamiento del terreno (según el método de ejecución), así como por un incierto efecto de cementación por lavado perimetral de las columnas, con todo y que los sondeos nunca identificaron una porosidad importante u otros síntomas de lavado.

7. ENSAYOS DE CARGA ESTÁTICA

7.1. Ensayos sobre la plataforma restituida

Resulta de gran importancia comprobar el punzonamiento de las columnas en la plataforma restituida. A tal efecto se han realizado tres ensayos sobre el colchón de gravas, uno sobre cada cuadrícula ubicándolas sobre las columnas 56, 86 y 117.

La altura del futuro terraplén a construir era de 6,9 m por lo que se aplicó una tensión de 6,9 m*20 KN/m^3=138 KN/m^2.

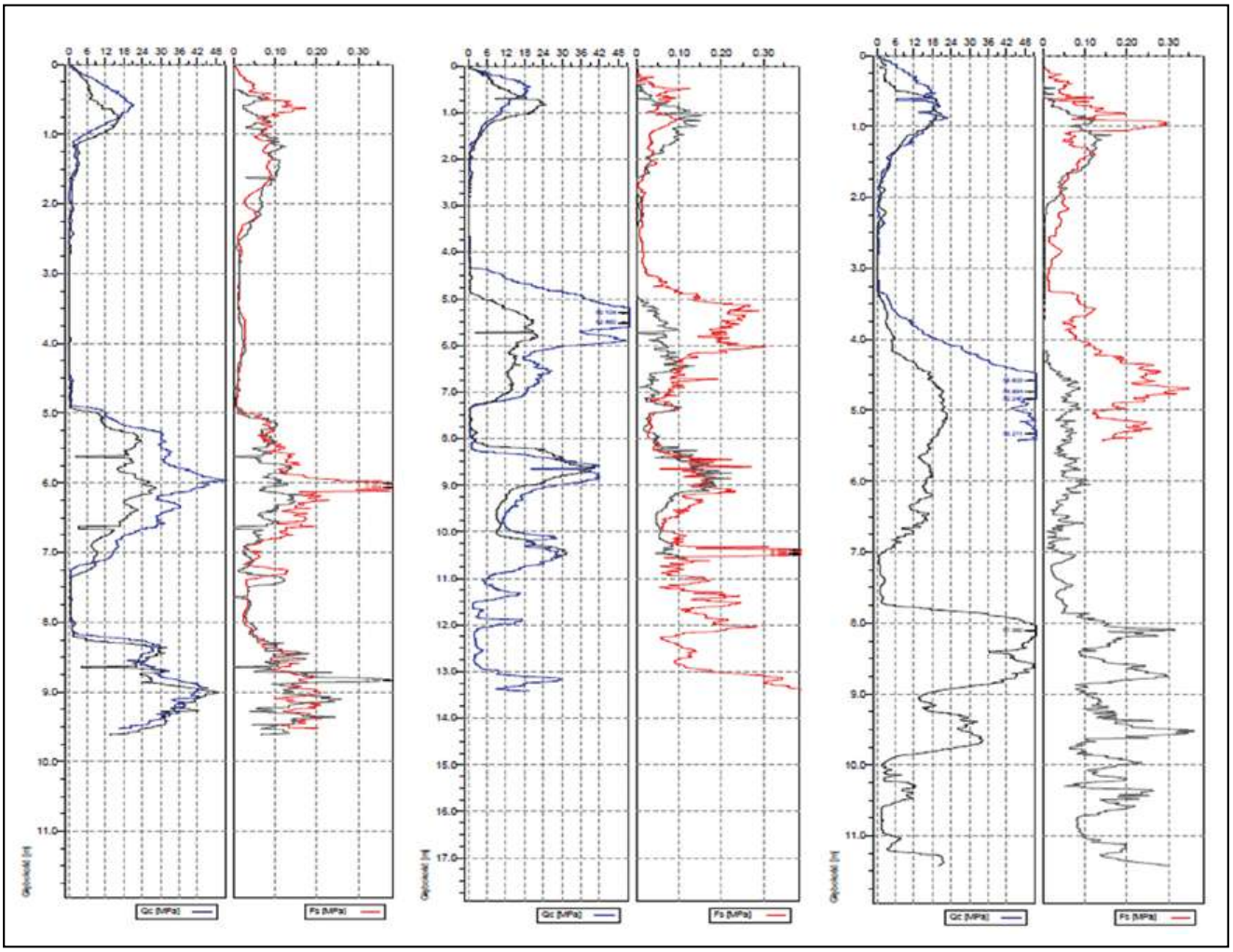


Figura 15. Comparativa de los CPTU realizados antes y después de ejecutar las columnas, sobreponiendo los de antes y después en la misma gráfica para su comparación directa.



Figura 16. Ensayo de carga en el colchón de gravas sobre la columna 56 y ejemplo de la sección del colchón restituido sobre la columna 1 (no ensayada).

Las áreas de reparto fueron las equivalentes al área distributiva de las columnas según cada cuadrícula. El objetivo del ensayo es valorar la resistencia del colchón de gravas frente a la posibilidad de que las columnas penetren en el colchón al entrar en carga. Este efecto se suele establecer empíricamente como un cálculo de carga de hundimiento tradicional o bien como un efecto de punzonamiento puro. Así pues, la fuerza máxima aplicada en las pruebas fue de:

Tabla 2. Cargas aplicadas en los ensayos de carga estática sobre el colchón de gravas

Número columna ensayada	Longitud columna (m)	Placa reparto (m)	Carga aplicada (KN)	Tensión transmitida (kPa)
56	5,75	1,75x1,75	423	138,1
86	5,68	2x2	552	138,0
117	5,78	1,5x1,5	311	138,2

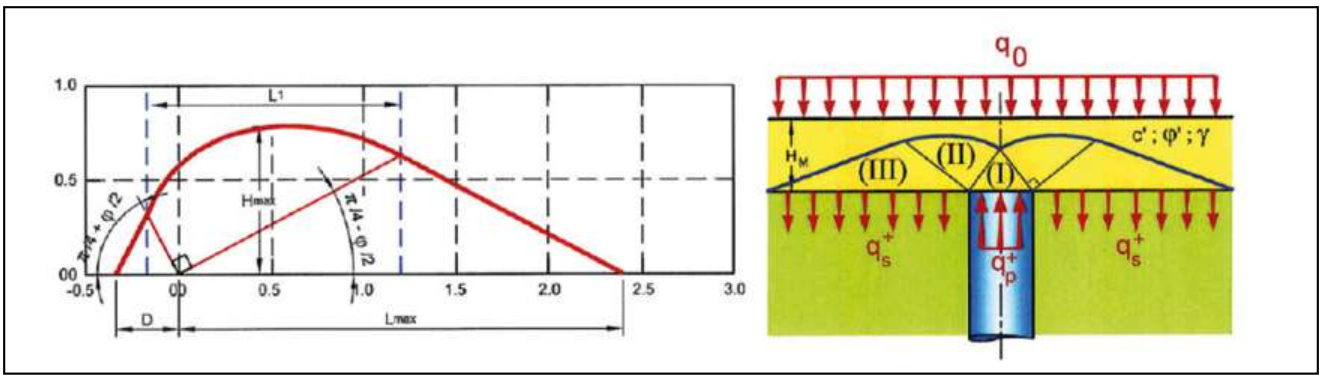


Figura 17. Resolución de la capacidad portante del colchón según el esquema de Prandtl recogido en la Guía ASIRI (2012).

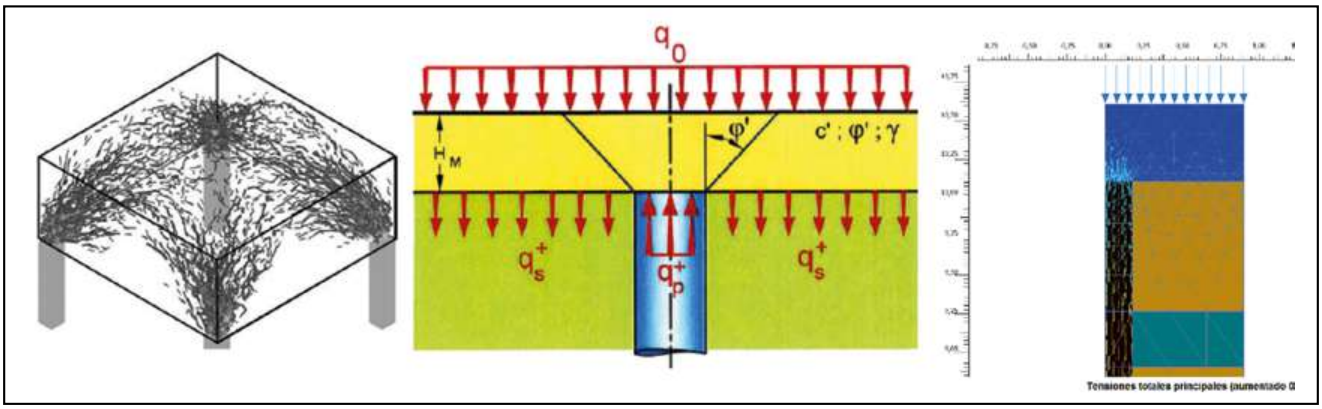


Figura 18. Resolución según el esquema de punzonamiento tradicional y esquema distribución de tensiones recogido en la Guía ASIRI (2012) y en modelos MEF.

La resolución de la ecuación de Prandtl definirá las siguientes geometrías en función del ángulo de rozamiento del material del colchón, que por los ensayos triaxiales de los que se dispone en la obra para este material están entre 35-40º. Resulta evidente que el colchón de 1 m de espesor que se dejó sobre las columnas de 38 cm de diámetro debería permitir que todo el mecanismo de rotura quedara dentro del colchón. No obstante, no debe olvidarse la interacción entre columnas si están muy próximas entre sí.

Tabla 3. Parámetros geométricos de capacidad resultantes según el esquema de Prandtl descrito en la figura 17

Parámetros	Ángulos rozamiento del colchón		
Prandtl	35º	38º	40º
Nq	33,3	48,9	64,2
Hmax/D	1,9	2,15	2,35
Lmax/D	5,77	7	8,01
L1/D	3,39	4	4,51
D	0,4	0,4	0,4
Hmax	0,76	0,86	0,94
Lmax	2,31	2,8	3,2
L1	1,36	1,6	1,8

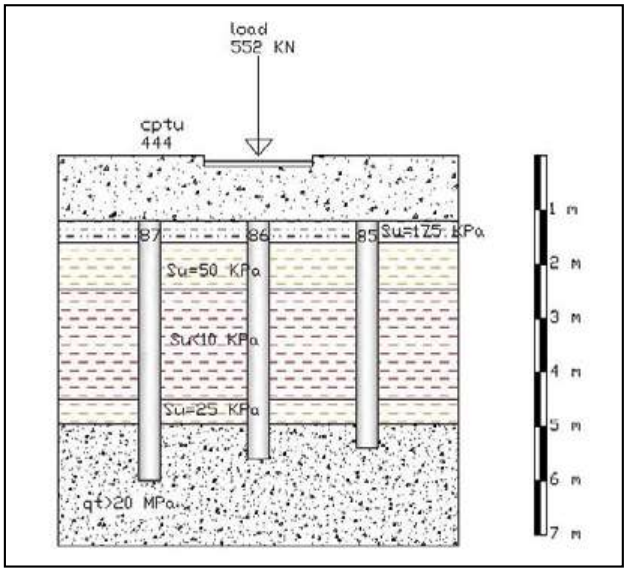


Figura 19. Esquema del ensayo realizado sobre el colchón en la columna 86.

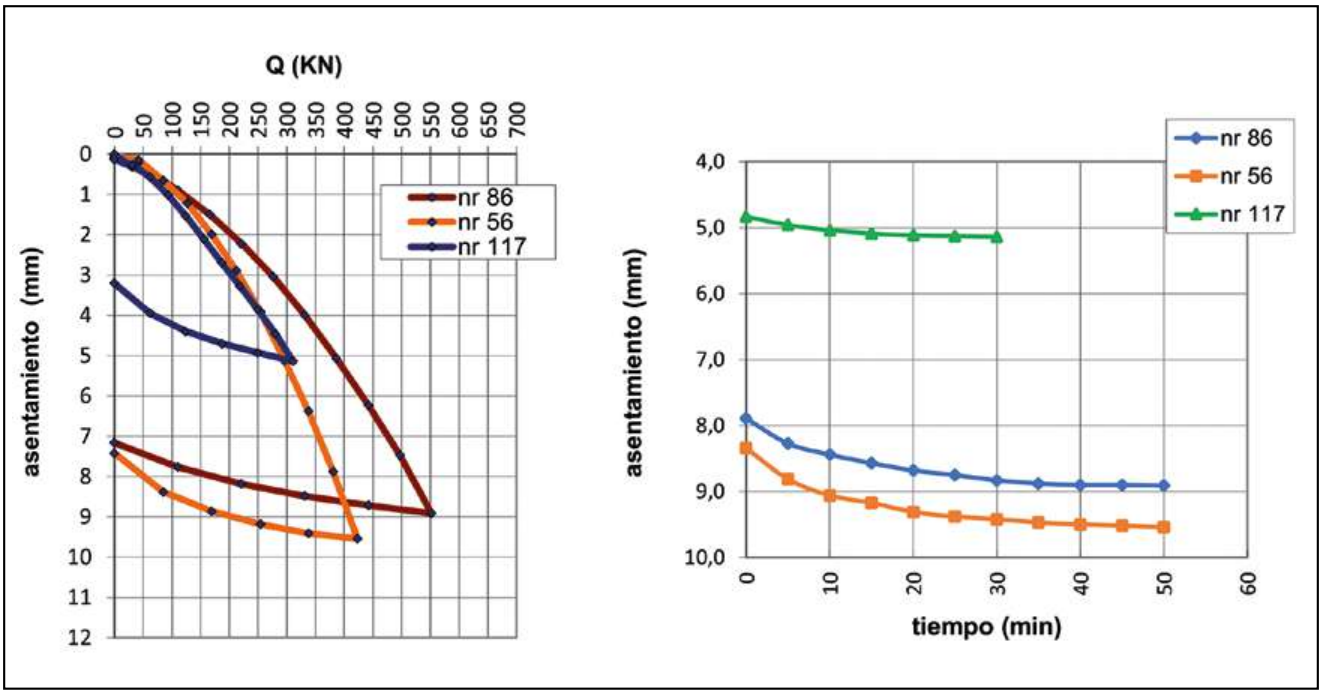


Figura 20. Resultado ensayos de carga sobre el colchón de gravas de 1 m de espesor, mostrando la estabilización en el último escalón de carga.

La figura 20 muestra el resultado de los tres ensayos hechos en el colchón de gravas en la posición de las columnas 56, 86 y 117.

Los ensayos se completaron sin observar falla del colchón de gravas en ninguna de las cuadrículas y con deformaciones máximas obtenidas entre 5 y 9,5 mm.

7.2. Ensayo sobre una columna individual

En la columna 157 se excavó por completo el colchón de gravas hasta descubrir la cabeza de la columna y se realizó el ensayo como si de un pilote convencional se tratara. El ensayo se llevó hasta la carga máxima que ofrecía el sistema de lastre de 718 KN, lo que significó en esta columna de D = 0,39 m una tensión de 6 MPa. La imagen 21 muestra la preparación de la columna.

La figura 22 muestra en color azul el ensayo realizado y sobre este las extrapolaciones de Kondner y de Decourt, que se ajustan correctamente para realizar las extrapolaciones. La carga de inicio de la fluencia se puede establecer con la normativa polaca de pilotes y con el sencillo gráfico de 1/δ mostrado también en la figura (Carcolé y Mestre, 2019). Resulta evidente que el ensayo queda muy lejos de la rotura del terreno o del elemento.

El valor de inicio de las deformaciones plásticas "carga de fluencia" se estableció en 400 kN. Aun así, la morfología del ensayo marca poco el punto de cambio de curvatura y toda la deformación es bastante homogénea, estableciendo un valor de solamente 8 mm de asentamiento al final



Figura 21. Preparación de la columna 157 para el ensayo de carga estática.

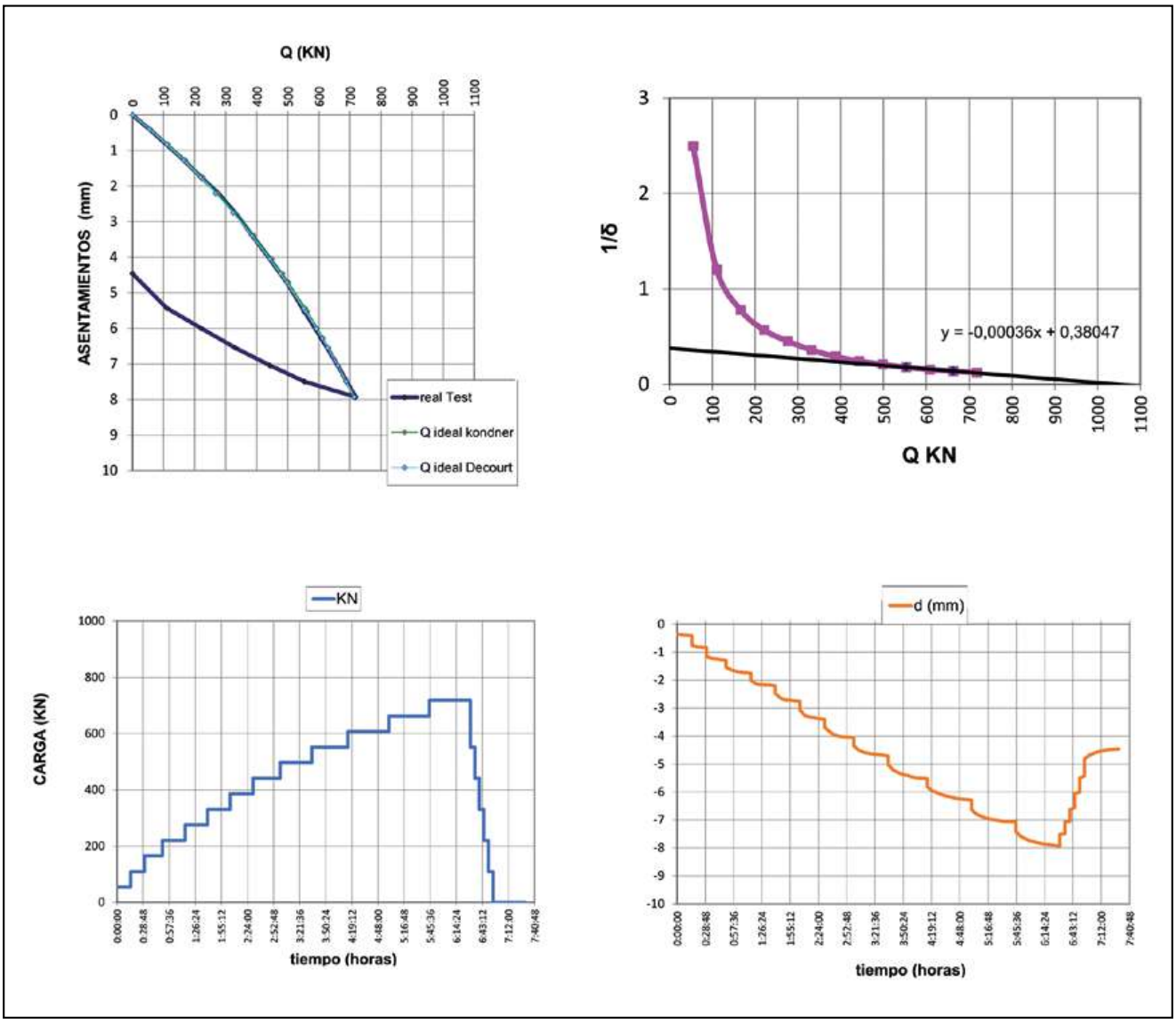


Figura 22. Ensayo de carga estática directa sobre la columna 157.

del ensayo y dando valores de extrapolación al hundimiento mayores a 1100 kN que deben ser tomadas con mucha prudencia si bien los 718 kN se alcanzaron sin problema.

A modo de anotación hay que recordar que la carga máxima que se llevará la columna aislada es en realidad una fracción de la correspondiente al peso del terraplén por el área distributiva. Eso es debido a que el terreno bajo el colchón también absorbe parte de la carga. Tomar el total estará del lado de la seguridad, pero si se quiere ajustar más el modelo se puede hacer con métodos empíricos como los definidos en las recomendaciones alemanas EB-GEO (Kempfert y Zaeske, 1999). Si bien este tema se sale del alcance del presente artículo, Rodrigo Gómez Pérez y Svetlana Melentijevic (2014) analizan varios métodos para ajustar la carga del elemento individual.

La tabla 4 muestra el resultado de los cálculos de carga de hundimiento según Decourt, Kondner, el método 1/δ y según la norma polaca de pilotes PN-83, B02482.

Tabla 4. Interpretación valores que arroja el ensayo de carga estática realizada sobre la columna 157

Método	C2	C1	Carga hundimiento (KN)	Carga fluencia (KN)
Kondner	0,0067	5,94E-04	1821,5	
Decourt	140,27	0,0705	1989,8	
1/d			1100	400
PN-83			1715	386

8. ALGUNOS ASPECTOS PARA LOS DISEÑOS DE INCLUSIONES RÍGIDAS DE HORMIGÓN

8.1. Resistencia de las inclusiones a considerar en los diseños

Acorde con la Guía ASIRI (2012) se toma en consideración que los diseños de columnas de hormigón se hacen con elementos que ofrezcan un valor máximo limitado a fcd=7 MPa. En este campo de pruebas observamos que los resultados obtenidos significaron:

$$f_{ck}^{*} = \inf(fck(t); C_{max}; fck)\frac{1}{K_1 K_2} \rightarrow 13{,}98_MPa$$

$f_{ck} \approx 45$ MPa (cilíndrica, en cúbica ≈ 35 MPa).

$C = 35$, acorde con ASIRI (perforaciones sin extracción con desplazamiento y vibración).

$K_1 = 1.3$, acorde con ASIRI (perforaciones sin extracción con desplazamiento y vibración).

$K_2 = 1.3 - 0.4/2 = 1{,}1$ (L = 4–9 m; D ≅ 0,4 m.

D/L = 0.04–0.1; $K_2 = 1{,}3 - d/2$), acorde con ASIRI.

f_{ck} (t = 10 días) ≈ 32 MPa corregido a los valores de las muestras cilíndricas ≈ 26 MPa y disminuida por los resultados de las muestras de los sondeos, tomaremos un mínimo de = 32 MPa (no se consideraba físicamente posible levantar las cargas que significaría la construcción del terraplén en obra antes de 10 días.)

$$f_{cd} = MIN\left(\alpha_{cc} K_3 \frac{f_{ck}^{*}}{\gamma_c}; \alpha_{cc} K_3 \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} K_3 \frac{C_{MAX}}{\gamma_c} \rightarrow 7{,}45_MPa\right)$$

α ≈ 0,8; γc = 1,5; f*ck = 13.98 MPa; $K_3 = 1$

Por lo que se consideró que los diseños de estos elementos, limitando la velocidad de construcción del terraplén a más de diez días, con $f_{cd} = 7$ MPa eran plenamente satisfactorios. El aumento de la resistencia con el tiempo frente a la velocidad de aplicación de las cargas suele ser siempre satisfactorio, pero se debe verificar escogiendo la resistencia en la edad de entrada de cargas, valor a partir del cual la seguridad aumentará con el tiempo.

8.2. Colchón de gravas

Como se ha descrito en el presente artículo se debe verificar siempre el efecto de punzonamiento, ya que es un fenómeno comprobado de patologías en este tipo de tratamientos. Se puede verificar acorde con los métodos analíticos descritos, pero también puede ser positivo realizar modelos de elementos finitos que permitirán tener en cuenta la interacción entre columnas cercanas y el efecto del terreno infrayacente al colchón, así como el verdadero valor de carga de punzonamiento, ya que puede ser diferente si las columnas se empotran en un terreno muy indeformable que si estas entran en carga por rozamiento negativo, lo que significará mayores deformaciones de todo el conjunto.

8.3. Aspectos básicos de los modelos numéricos

Debido a que se trata de elementos discontinuos los modelos numéricos deberían ser de tipo 3D. No obstante, y dado a que es muy habitual encontrar análisis 2D en anteproyectos y diseños constructivos, se recuerda que cuando se hacen modelos 2D de inclusiones rígidas se debe comprobar los asentamientos y las solicitaciones haciendo uso de transformación por área y por inercia de los elementos del modo:

$$\text{Equivalencia 2D para Axil} \rightarrow EA = EeL \qquad [4]$$

$$\text{Equivalencia 2D para Flexión} \rightarrow EI = Ee^3L/12 \qquad [5]$$

Donde: E=Módulo elástico; A = Área de la columna; I = Inercia de la columna; L = Distancia entre ejes; e = Ancho equivalente para el modelo 2D.

Con ello se comprobarán los asentamientos y transferencias de tensiones, así como las solicitaciones de las columnas definiendo o no la necesidad de armado de todas o parte de las columnas. De hecho, es habitual que las columnas que correspondan al eje de un terraplén de nueva construcción no requieran de armados por recibir acciones puramente de axil, mientras que en el perímetro sí se requiera de armado debido a que el axil en los derrames de tierras ya es bajo y las deformaciones laterales son altas. Por último, hay que recordar que, frente a temas de estabilidad global, la comprobación de la necesidad de ese armado debe hacerse frente al momento de fisuración del hormigón de las columnas cuando estas no van armadas.

Trabajando con programas 2D, se pueden realizar de manera sencilla comprobaciones parciales, como puede ser el punzonamiento de las columnas en la plataforma o cimiento del terraplén, con una columna aislada en modelos axisimátricos como el detalle mostrado en la imagen derecha de la figura 18.

8.4. Ejemplo de diseño con MEF

Existe una segunda tanda de ensayos, menos extensa realizada por DRAGADOS Polonia en la obra Gorzów S-3 con la misma dosificación y resistencias de hormigón.

La figura 23 muestra el caso real de ampliación de un terraplén preexistente de 7,7 m de altura. En este terraplén se armaron las columnas 1 a 6, dejando sin armado las columnas 7 a 12. En esa ocasión se instalaron flejes sobre las columnas y el resultado fue satisfactorio. La figura 23 muestra la sección geotécnica del terreno.

La disposición de columnas escogida fue la cuadrícula regular de 1,8 x 1,8 m y acorde con los resultados de calidad descritos previamente, diámetros 35,6 cm. Con $E = 3700 fck^{1/3}$ y $I = h^*b^3/12$, se consideró con las ecuaciones [4] y [5]:

Equivalencia 2D para Axil → EA = EeL → e = 5,5 cm

Equivalencia 2D para Flexión → $EI=Ee^3L/12$ → e = 17,4 cm

Las figuras 24, 25 y 26 muestran la selección de armado de las columnas en base al modelo numérico desarrollado para la ocasión con el programa PLAXIS.

Además de las descritas, otras comprobaciones a hacer para el armado de las columnas pueden consistir en desactivar algunos elementos en la reducción C/φ del programa de columnas que se seleccionen a tal efecto y comprobar el factor de seguridad resultante del fallo a flexión de algunas de estas.

La incidencia de las columnas frente a las deformaciones en el cimiento del terraplén fue importante, produciendo una reducción de los asientos de 18,36 cm en el modelo sin columnas a solamente 6,75 cm en el modelo con columnas. La eficiencia de reducción de asientos del 63 % fue debida a que la base se empotra en un nivel geológico muy competente. Eso significa que las columnas se solicitan axilmente de forma muy importante, lo que tiene dos trascendencias derivadas igualmente notables, la primera de ellas es que las columnas pueden punzonar el material de base del terraplén (por lo que se añadió una geomalla) y el segundo es que la flexión tiene un componente de compresión que disminuye el potencial de fisuración de los elementos por flexión especialmente en las columnas más próximas al eje del nuevo terraplén.

Se observó también cómo las deformaciones resultantes de los cálculos son muy semejantes entre utilizar las columnas con método de "axil" (e = 5,5 cm) y con método de "flexión" (e = 17,4 cm). Lo mismo sucede con las solicitaciones de axil en las columnas. Pero los momentos y cortantes son muy diferentes. Por lo que no se deben tomar los valores anómalamente bajos del modelo "Axial", optando por los más realistas de modelo que ofrece la equivalencia EI al modelo 2D de columnas (5 KN*m frente a 35 KN*m en la columna más solicitada a flexión (columna 1 de la figura 23). La figura 25 muestra la distribución de momentos en las columnas.

En esta ocasión los factores de seguridad drenados se ven poco influenciados por las columnas. Esto es debido a que los valores mínimos se daban con mecanismos de roturas que pasaban verdaderamente por el pie del terraplén, así que las columnas no tienen mucha incidencia. Diferente fenómeno sucede con el factor de seguridad no drenado que se da por los niveles profundos de arcillas orgánicas, frente a los que las columnas sí fueron una mejora importante de los factores de seguridad.

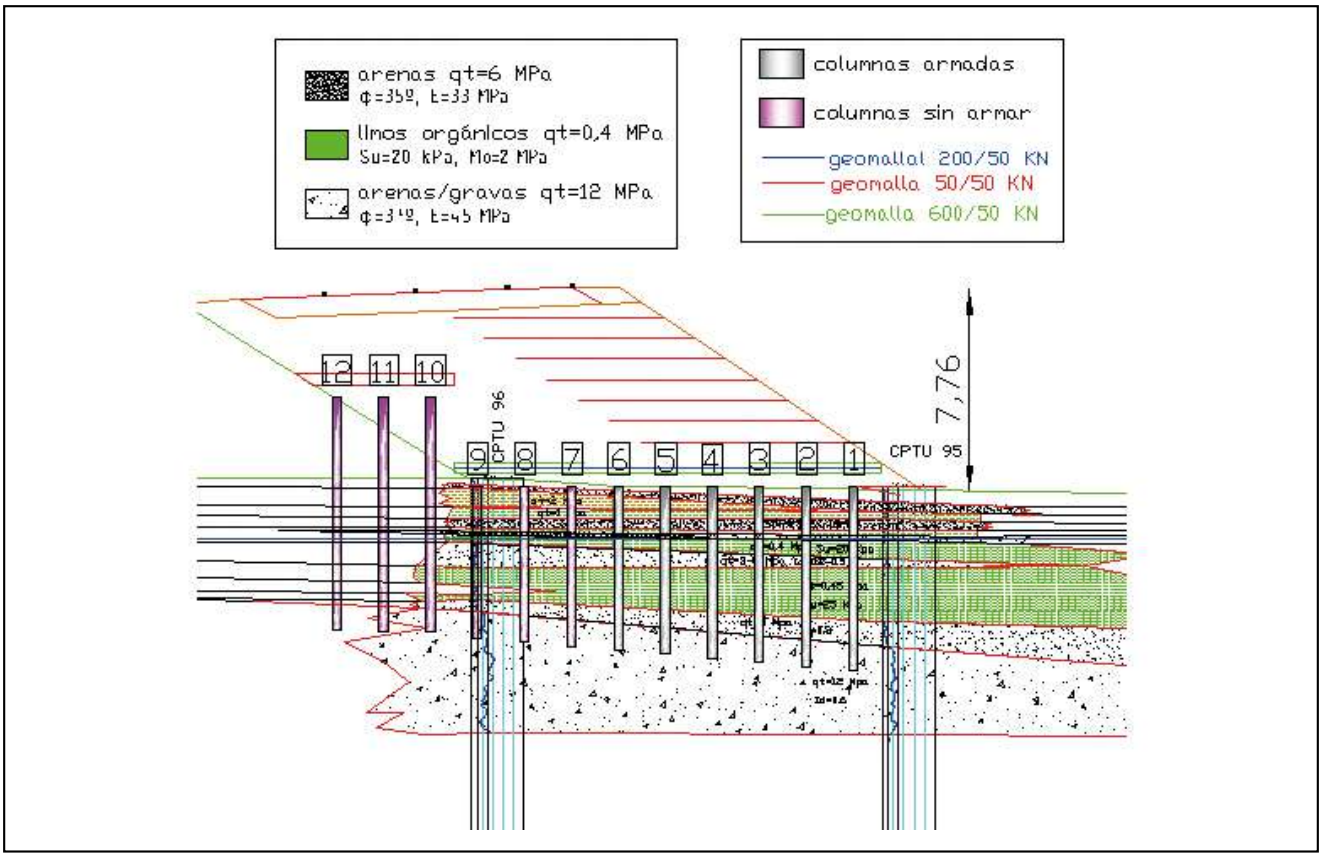


Figura 23. Terraplén adosado Gorzów S-3 Polonia.

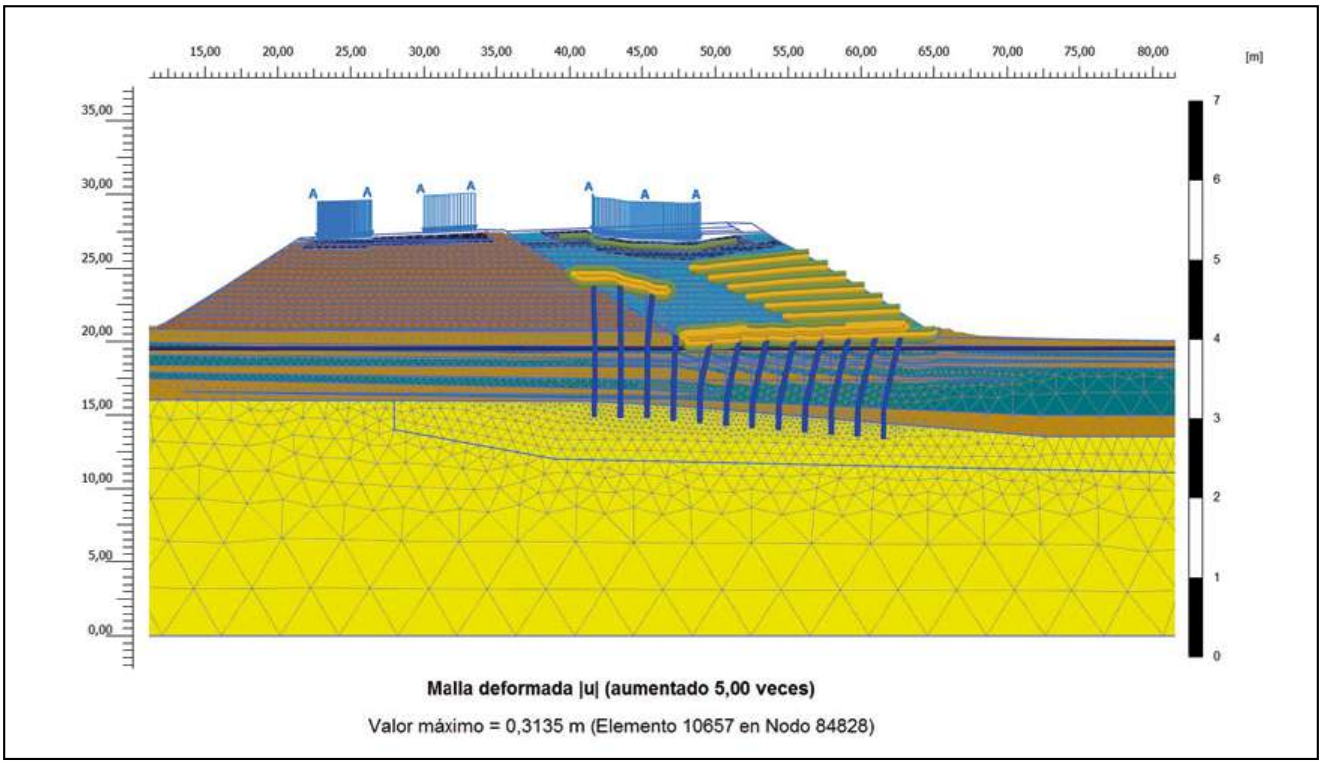


Figura 24. Deformaciones del modelo en el terreno, las columnas y los flejes.

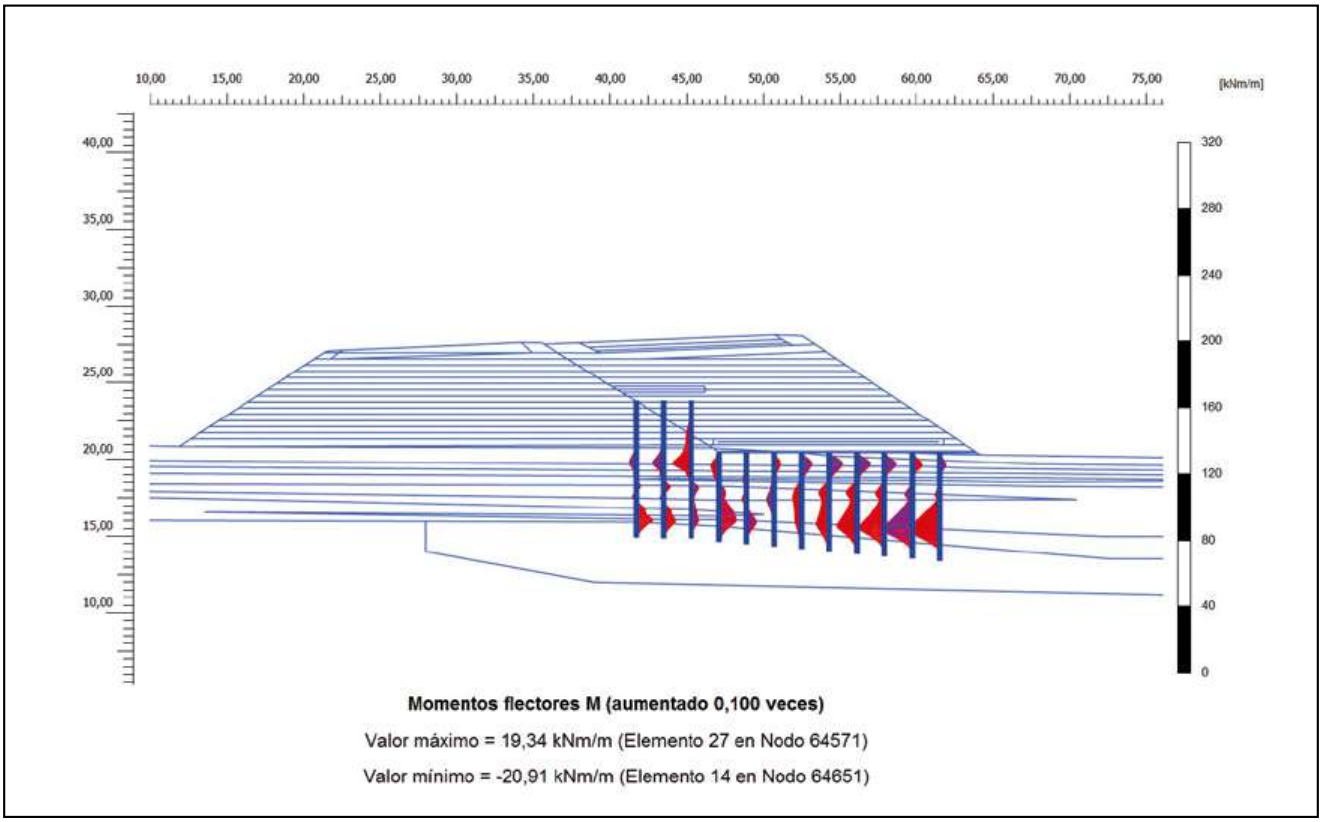


Figura 25. Solicitaciones de momentos en las columnas.

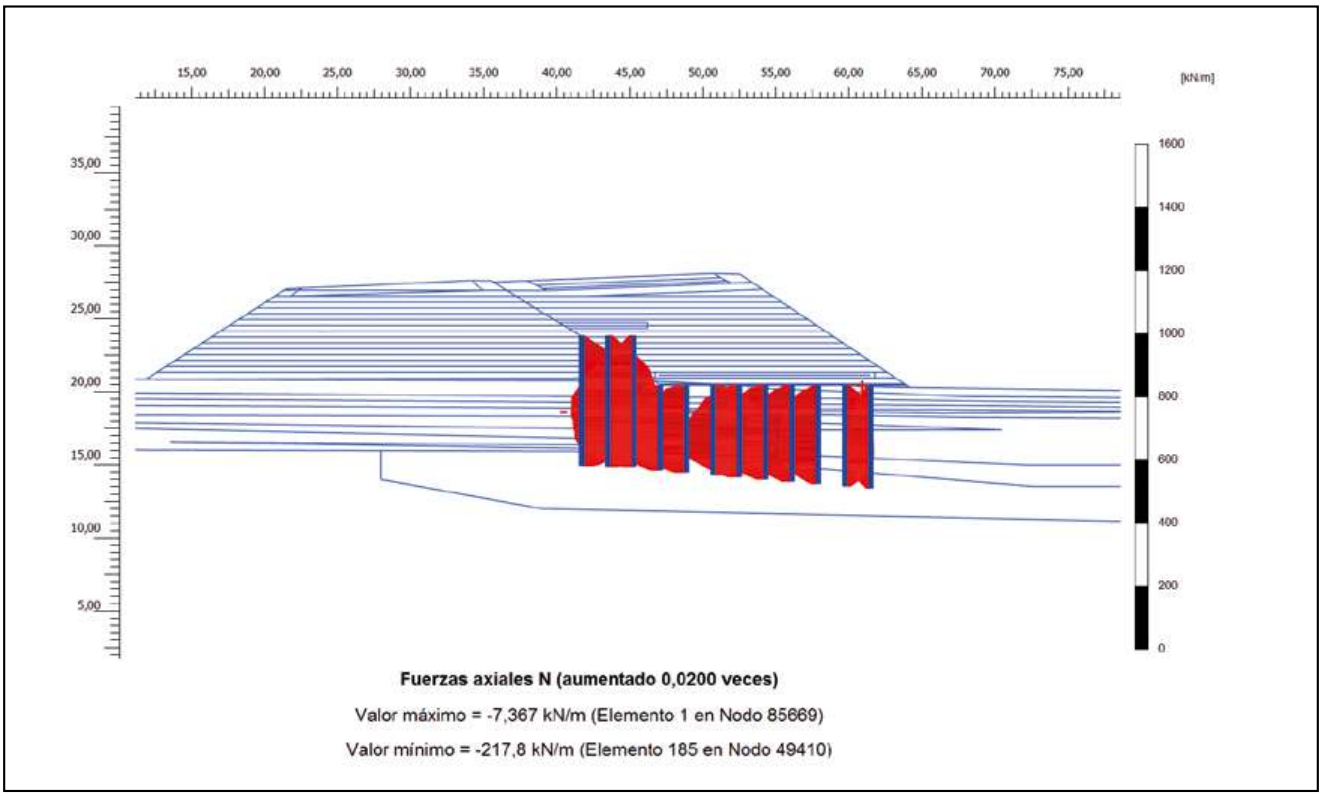


Figura 26. Solicitaciones de axiles en las columnas.

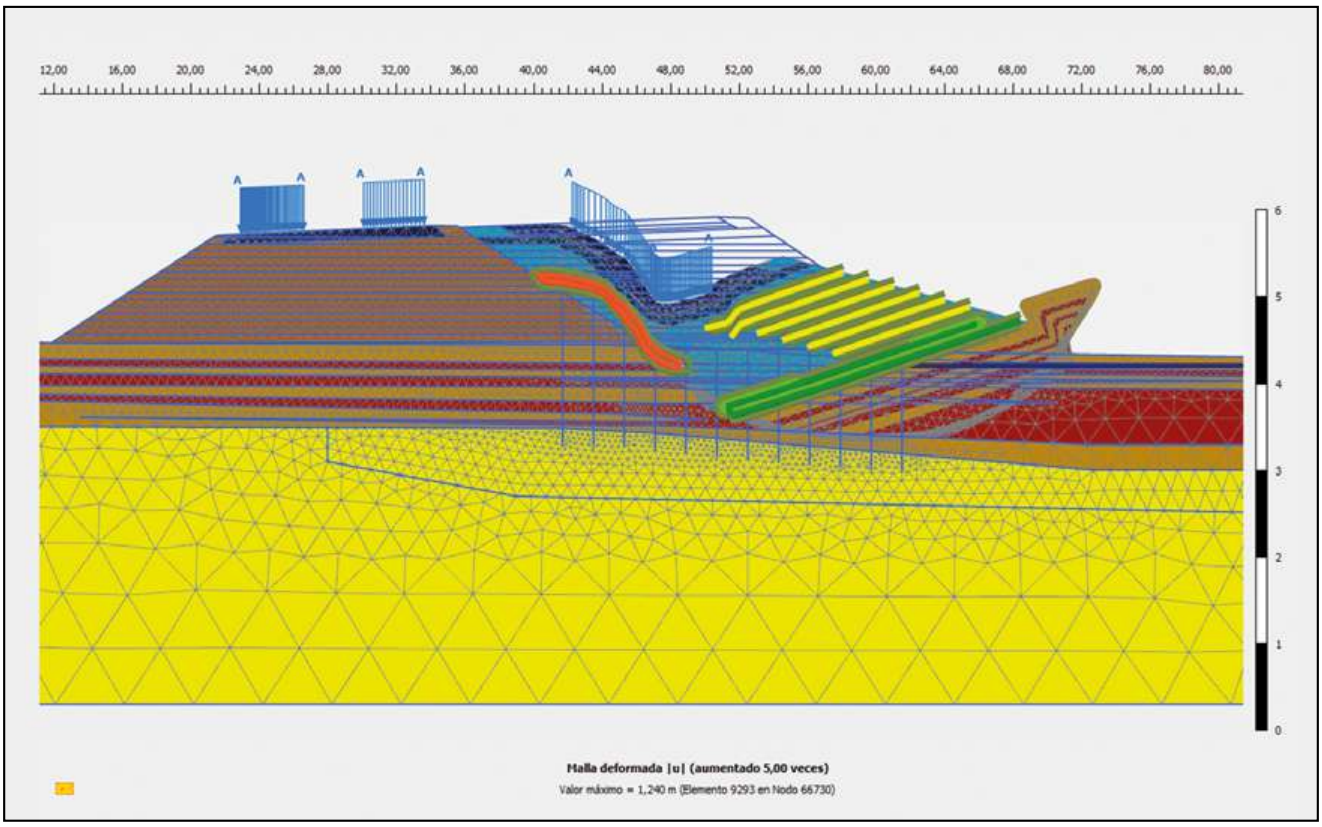


Figura 27. Mecanismo de factor de seguridad mínimo tras la construcción del terraplén adosado sin columnas. $FS_{NO\ drenado}$=1,26.

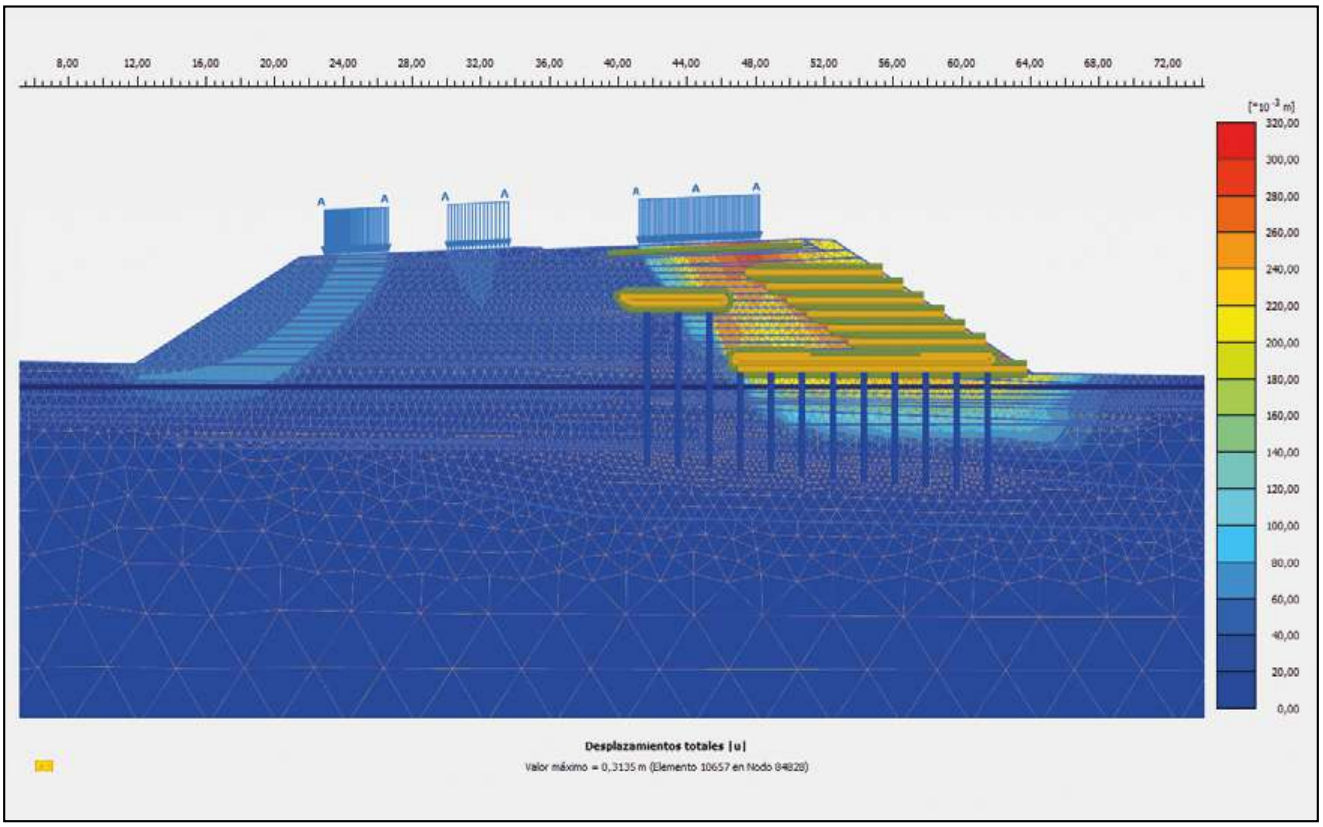


Figura 28. Mecanismo de factor de seguridad mínimo tras la construcción del terraplén adosado con columnas. $FS_{NO\ drenado}$=2,01.

9. CONCLUSIONES

La prueba de campo nace de la dificultad de ejecutar correctamente columnas de gravas de vibrosustitución por vía seca en los limos orgánicos fluvioglaciares de Polonia conocidos como "namuł".

En la prueba se comprobó la continuidad e integridad de las columnas de hormigón ejecutadas con la tecnología de perforación por desplazamiento.

Para su verificación se examinaron los controles habituales de parámetros de perforación que registra la maquinaria de manera automática, y se midió la presión y el volumen de hormigón introducido en cada elemento.

La calidad de acabado de las columnas se verificó con ensayos de resistencia del hormigón hechos antes y después de ejecutar las columnas, excavando parte de las columnas y con sondeos de rotación en el eje de las columnas.

La funcionalidad del conjunto columnas-colchón de gravas se verificó con un ensayo de carga estática en una columna y tres ensayos en el colchón de gravas de coronación de las columnas.

El impacto de la ejecución de las columnas sobre el terreno se verificó con la realización de ensayos CPTU antes y después de ejecutar las columnas.

Se comprobó que, con todo y al ejecutarse las pruebas en pleno lecho del río Óder, los caudales subálveos no significaron fenómenos de lavado del cemento de las columnas.

Si bien el sistema de ejecución de la perforación con desplazamiento radial del terreno y bombeo del hormigón parecen inducir una densificación del terreno tratado, los CPTU realizados a 1 m del eje entre columnas no identificaron ninguna mejora del terreno cohesivo circundante. Esta mejora sí resultó muy evidente en los terrenos detríticos. Pero es importante destacar que, a diferencia de lo sucedido con la ejecución de columnas de gravas, los limos orgánicos no sufrieron un empeoramiento ni un aumento significativo de las presiones de poro durante la ejecución.

10. AGRADECIMIENTOS

Este estudio forma parte del grupo de pruebas de ensayos de tratamientos del terreno desarrollados con columnas de gravas de vibrosustitución por vía seca, con inclusiones rígidas y con columnas de gravas y bloques ejecutadas con hinca dinámica. La financiación fue del European Bank y el World Bank para la obra de DRAGADOS Raciborz Dolny, que continuó con otros campos de pruebas menores en otras obras como Gorzów S-3. Agradecemos a don Carlos Segura Pico (†), SSTT de DRAGADOS, su infatigable ayuda y magisterio.

11. REFERENCIAS

Carcolé, J.A., y Mestre, J. (2019). Ensayos de carga estática en pilotes y precisión de las extrapolaciones. Geotechnical Engineering in the XXI Century: Lessons learned and future challenges. *Proceedings of the XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE), Cancún, México* IOS, pp. 921-927.

Carcolé, J.A., y Mestre, J. (2022). Efectividad de refuerzo de un terreno muy blando con columnas de gravas ejecutadas por el método de vibrosustitución. *XI Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica - 7as Jornadas Hispanoportuguesas de Geotecnia, Mie-*

res, Asturias, España, Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, Vol. 2, pp. 1077-1085.

Chin, F.K. (1970). Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests Not Carried to Failure. *Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference of Soil Engineering, Singapore*, pp. 81-90.

Décourt, L. (1996). Rotura de cimentaciones basada en el concepto de rigidez, *SEFE III, Sao Paulo, Brasil,* Vol. 1, pp. 215-224.

Del Viso, J.R., Ruiz, G., Carmona, J.R., y Porras-Soriano, R. (2008). Relación entre la resistencia a compresión obtenida con probetas cúbicas y cilíndricas de varios tamaños en hormigón de alta resistencia. *Anales de Mecánica de la Fractura 25*, Vol. 2, pp. 719-723.

Fellenius, B.H. (2009). *Basics of Foundation Design.* Edición electrónica disponible en: www.Fellenius.net

Gómez, R., y Melentijevic, S. (2014). Inclusiones rígidas - Análisis comparativo de los métodos analíticos y numéricos. *Ingeniería Civil,* n.º 175, pp. 125-131.

Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Wiesbaden, Germany,* Vol. 1, pp. 19-25.

Kempfert, H., y Zaeske, D. (1999). Interactions in reinforced bearing layers over partial supported underground. *Proceedings of the 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, Netherlands, 7-10 June 1999.*

Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic Stress-Strain response: Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 89(1): pp. 115-143.

National Project ASIRI (2012). *Recommendations for the Design, Construction and Control of Rigid Inclusion Ground Improvements.* Presses des Ponts.

PN-83, B-02482 (1983). Fundamenty budowlane Nośność pali i fundamentów palowych. Wersja polska.

PN-EN 12390-5:2011 (2011). Badania betonu Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania. Polska Norma. Polski Komitet Normalizacyjny.

Robertson, P.K., y Cabal, K. (2014). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering* (6th ed.). Signal Hill (CA): Gregg Drilling & Testing, Inc.

Estructura de contención para los acantilados de la Costa Verde de Lima Metropolitana frente a sismos y tsunamis

Retention Structure for the Costa Verde Cliffs of Metropolitan Lima Against Earthquakes and Tsunamis

José Antonio Puelles Barturén[1*]

Resumen

La Costa Verde es una franja del litoral de Lima Metropolitana, en cuya longitud total de 21 km existen acantilados con alturas de hasta 70 m, constituidos fundamentalmente por gravas arenosas densas a muy densas. En el nivel inferior de los acantilados se han construido playas artificiales con espigones marinos, establecimientos comerciales, restaurantes, centros de esparcimiento y una autovía que reciben diariamente 154.500 personas, aproximadamente. En el borde superior de los taludes, se sustenta parte de la ciudad y 6.360 edificaciones que albergan 15.200 habitantes.

La población y el entorno urbano de la Costa Verde están expuestos a diversos peligros de naturaleza geológica y antrópica, pero, sin duda, la mayor amenaza es el sismo de magnitud 8.8 Mw que ha sido pronosticado por el Instituto Geofísico del Perú y otras instituciones, cuyas consecuencias serían catastróficas. Dicho sismo, tendría su epicentro frente a la costa de Lima y provocaría un tsunami que inundaría la plataforma inferior de la Costa Verde hasta una profundidad de 24 m, desestabilizaría los taludes y pondría en riesgo inminente a los edificios y residentes asentados sobre el borde del acantilado.

Frente a la problemática descrita, en este artículo presentamos una alternativa de solución que contempla un sistema contención de los taludes de los acantilados, cuyo objetivo fundamental es preservar la vida de los ciudadanos y mitigar los daños a la infraestructura existente en el ámbito de la Costa Verde, como consecuencia de los probables efectos nocivos del sismo y tsunami pronosticados.

Palabras clave: acantilado, sismo, tsunami, contención de taludes, muros anclados, instrumentación.

Abstract

The Costa Verde is a strip of the coastline of Metropolitan Lima, in whose total length of 21 km there are cliffs with heights of up to 70 m, made up mainly of dense to very dense sandy gravel. At the lower level of the cliffs, artificial beaches with marine breakwaters, commercial establishments, restaurants, recreation centers and a highway have been built, all of which absorb around 154,500 people everyday The upper edge of the slopes supports part of the city and 6,360 buildings housing 15,200 dwellers.

The population and urban environment of the Costa Verde are exposed to various dangers of a geological and anthropogenic nature, but without a doubt, the greatest hazard is the 8.8 Mw earthquake that has been predicted by the Geophysical Institute of Perú and other institutions, whose consequences would be catastrophic. This earthquake would have its epicenter off the coast of Lima and would cause a tsunami that would flood the lower platform of the Costa Verde to a depth of 24 m, destabilize the slopes and put buildings and residents located on the edge of the cliff at imminent risk.

Faced with the problem described, in this paper we present an alternative solution that contemplates a retaining system for the slopes of the cliffs, whose fundamental objective is to preserve the lives of citizens and mitigate damage to the existing infrastructure of the Costa Verde Area, as a consequence of the probable harmful effects of the predicted earthquake and tsunami.

Keywords: *Cliff, earthquake, tsunami, slope containment, anchored walls, instrumentation.*

1. INTRODUCCIÓN (PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN)

La Costa Verde es el proyecto más ambicioso que se emprendió en Lima en el siglo XX, ganando terreno al mar que labró durante millones de años los imponentes acantilados de la ciudad. El proyecto contemplaba la construcción de una costa artificial con un circuito de 24 playas y una autovía rápida a lo largo del litoral, empleando básicamente el terreno extraído de las excavaciones de obras civiles, siendo la más importante contribuyente la obra de la vía expresa del Paseo de la República.

El creciente desarrollo urbano de Lima y la demanda de áreas de esparcimiento para la población, motivaron a diversos urbanistas a continuar conquistando más espacio al Pacífico y proyectar diversas construcciones sobre los rellenos antrópicos.

El ámbito actual de la Costa Verde comprende una franja litoral de 21.18 km de longitud, abarcando los distritos ribereños de Chorrillos, Barranco, Miraflores, San isidro, Magdalena del Mar y San Miguel, pertenecientes a Lima Metropolitana (figura 1). Está conformada por los siguientes sectores:

[*] E-mail: japb@cip.org.pe

[1] Ingeniero Civil, MSc. Especialista en ingeniería geotécnica.

1. La plataforma inferior, que recibe diariamente una población flotante de más de 154.500 personas (MML, 2022) y está constituida por las playas, infraestructura costera (espigones marinos, locales comerciales, restaurantes, centros de esparcimiento, una autovía), los terrenos existentes y los que se ganen al mar.
2. Los acantilados, que tienen una altura variable alcanzando su máximo valor en el distrito de Miraflores (72 m s.n.m.). Las pendientes de los taludes varían de 20° a 90° y están constituidas fundamentalmente por gravas arenosas densas a muy densas que comúnmente se denominan "conglomerado de Lima".
3. La plataforma superior, conformada por la franja de terreno de ancho variable desde la cresta del acantilado hacia el interior continental, que alberga 6.360 viviendas, infraestructura urbana y una población residente que supera los 15.200 habitantes (MML, 2020).

Resulta evidente que el proyecto ha contribuido al bienestar social, sin embargo, existen riesgos a los que la población e infraestructura de la Costa Verde están expuestas y que han sido recientemente identificados por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET, 2023). Entre los peligros podemos citar: (1) sectores afectados por procesos de erosión de laderas que ocasionan constantes caídas de partículas desde los acantilados; (2) deslizamientos de terreno producidos por movimientos sísmicos; y (3), asentamientos de terrenos, parques y edificaciones construidas cerca del borde de los taludes potencialmente inestables.

Pero la mayor amenaza es el sismo de magnitud 8.8 Mw que ha sido pronosticado por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) y otros centros de investigación, como consecuencia del silencio sísmico que viene experimentando la ciudad de Lima desde el terremoto de 1746, cuando cerca del 10 % de la población perdió la vida.

Según el Dr. Hernando Tavera, presidente ejecutivo del IGP, en la costa central del Perú frente a Lima, se viene acumulando gran cantidad de energía sísmica desde hace más de 275 años, en la denominada zona de máximo acoplamiento sísmico ZMAS mostrada en la figura 2, que sólo se liberará con un sismo de 8.8 Mw.

Como el epicentro de dicho movimiento telúrico se localizaría a poca profundidad del fondo marino, la liberación de energía acumulada en la ZMAS, produciría un tsunami que alcanzaría una profundidad de inundación de hasta 24 m en el ámbito de la Costa Verde.

En este escenario, la masa de agua y escombros arrastrados por el tsunami impactarían sobre los acantilados afectados previamente por el sismo interplaca, pudiendo erosionar y desestabilizar los taludes que albergan en su plataforma superior diversos tipos de construcciones y viviendas, exponiendo la vida de sus habitantes. Por otro lado, el tsunami inundaría toda la infraestructura construida sobre la plataforma inferior de la Costa Verde, poniendo en riesgo la vida de los ciudadanos que se encuentren en dicha zona durante la ocurrencia del maremoto. Este problema se incrementa, debido a que no se disponen de suficientes vías de evacuación y las existentes no garantizarían la protección de las personas frente a la acción dinámica pronosticada.

Las autoridades a cargo de la Costa Verde han implementado en algunos sectores de los acantilados, medidas temporales para mitigar algunos problemas como caídas de gravas y deslizamientos locales de taludes. Sin embargo, hasta el momento no se han adoptado soluciones para abordar la problemática actual de forma integral y definitiva.

Frente a la problemática descrita, en este artículo presentamos una síntesis del trabajo fin de máster (TFM) titulado *Contención de los acantilados de la Costa Verde de Lima Metropolitana frente a sismos y tsunamis,* el cual ha sido elaborado por el suscrito para obtener el *Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica CEDEX-UNED*. En dicho TFM se propone, como alternativa de solución, un sistema contención de los taludes de los acantilados, cuyo objetivo fundamental es preservar la vida de los ciudadanos y mitigar los posibles daños a la infraestructura existente en el entorno urbano de la Costa Verde, como consecuencia de los probables efectos nocivos del sismo y tsunami pronosticados.



Figura 1. Vista aérea de la situación actual de los acantilados de la Costa Verde de Lima Metropolitana, cuyo ámbito comprende una franja litoral de 21,18 km de longitud.

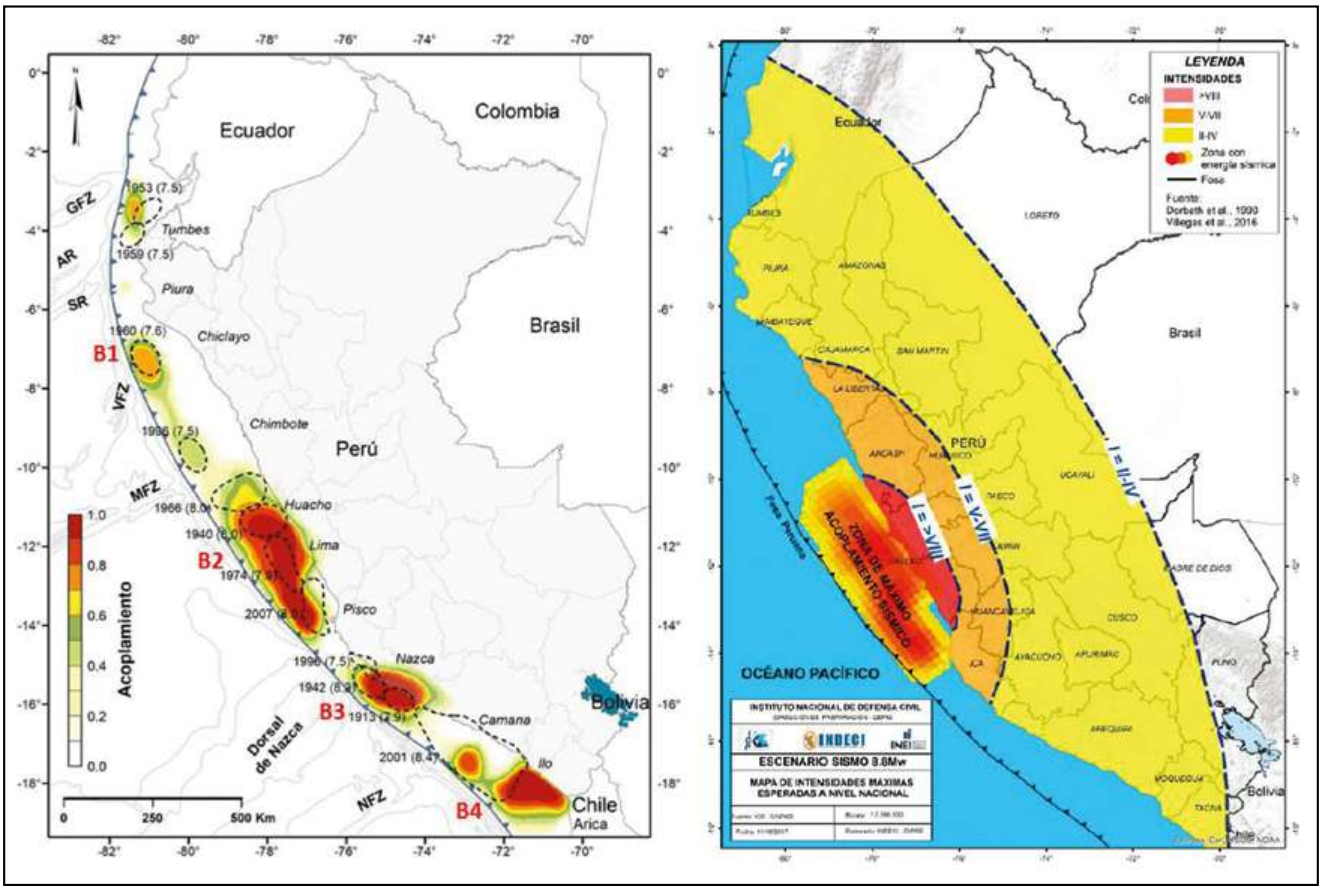


Figura 2. (a) Distribución de ZMAS en la zona de subducción del Perú modelada a partir de datos GPS (Villegas-Lanza *et al.,* 2016). (b) Áreas de intensidades sísmicas que produciría un sismo de 8.8 Mw, similares a las del terremoto de 1746 (Tavera, 2014, 2017).

En este contexto, el proyecto consiste en dos componentes principales: (1) la salvaguarda de la vida de las personas que se encuentren entre la playa y la parte inferior de los taludes durante la ocurrencia del sismo, para lo cual se proponen vías de evacuación peatonal y plataformas de refugio ubicadas por encima del alcance del tsunami; y (2), proteger la integridad de los habitantes e infraestructura urbana que está situada en la parte superior de los acantilados, contemplándose para estos fines un sistema de contención de taludes compuesto por: (a) muros de hormigón armado en la parte baja de los taludes; (b) anclajes postensados permanentes sujetando dicho muro al terreno; (c) muros pantalla que servirán de cimentación del muro anclado y barreras impermeables; (d) taluzado reforzado con mallas y pernos desde la parte superior de los muros hasta la cresta de los acantilados; (e) geosintéticos para refuerzo, control de erosión y drenaje; y (f), un sistema automatizado de auscultación (figura 3).



Figura 3. Modelo 3D de los acantilados de la Costa Verde con vías de evacuación peatonal, plataformas de refugio y el sistema de contención proyectado en el presente artículo.

2. OBJETIVO

Proponer una alternativa de solución para la prevención y reducción del riesgo de desastres en el ámbito de la Costa Verde de Lima Metropolitana frente a los efectos nocivos del sismo de magnitud 8.8 Mw y tsunami, pronosticados por el IGP y cuyo epicentro sería el océano Pacífico frente a la costa central del Perú. La propuesta contempla un sistema de protección y contención de los taludes de los acantilados, cuyo objetivo fundamental es preservar la vida de los ciudadanos y mitigar los posibles daños a la infraestructura existente en el entorno urbano inmediato a dichos taludes.

3. INFORMACIÓN PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1. Área de estudio

El área del proyecto se localiza en el borde occidental del Perú, en la franja costera suroeste de la región Lima denominada Costa Verde, en cuya extensión de 21,18 km (MML, 2020) existen acantilados con alturas de hasta 72 m s.n.m. El ámbito de la Costa Verde se muestra en la figura 4.

Igualmente, comprende las playas, infraestructuras costeras, los terrenos existentes y los que se ganen al mar, el acantilado y la plataforma superior, conformada por la franja de terreno de ancho variable desde la cresta del acantilado hacia el interior continental.

3.2. Topografía

La cartografía, modelo digital del terreno y curvas de nivel de los acantilados de la Costa Verde, se elaboraron a partir del vuelo dron realizado el 1 de octubre de 2019 por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) para el Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED). El ortomosaico Costa Verde se encuentra disponible en la página web del Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID, 2020).

Para la digitalización cartográfica se empleó las normativas técnicas del IGN. El marco geodésico global es el *World Geodetic System 1984* (WGS84) con el sistema de proyección es Universal Transversal de Mercator (UTM) de la zona 18S.

A partir de la información descrita anteriormente, la planimetría de la Costa Verde (figura 5) y secciones transversales a lo largo del eje de la autovía tramo sur norte, ubicada al pie de los acantilados, fue elaborada y proporcionada por la empresa CESEL S.A. para el desarrollo del presente documento.

3.3. Geología

Alva *et al.* (2023), resumen que los acantilados litológicamente están conformados por depósitos fluviales que fueron transportados por el río Rímac, éstos constituyen el conocido conglomerado de Lima, además este depósito también contiene lentes de material fino (conformado por arena limosa, limo arcilloso de baja plasticidad) de espesor variable. Este depósito fluvial tiene un cierto grado de cementación natural que se puede observar en los taludes de los acantilados de la Costa Verde. Desde el punto de vista geomorfológico, los acantilados son una discontinuidad del cono aluvial del río Rímac debido a la erosión marina; de manera localizada se presentan cárcavas que fueron producto de la erosión de agua superficial. En la figura 6 se muestra la geología y geomorfología de los acantilados de la Costa Verde. Por otro lado, la geodinámica externa se caracteriza por caídas de rocas producto de la erosión eólica de los acantilados y erosión por riego de las áreas verdes, así como deslizamientos de suelo por su propio peso y acción sísmica.

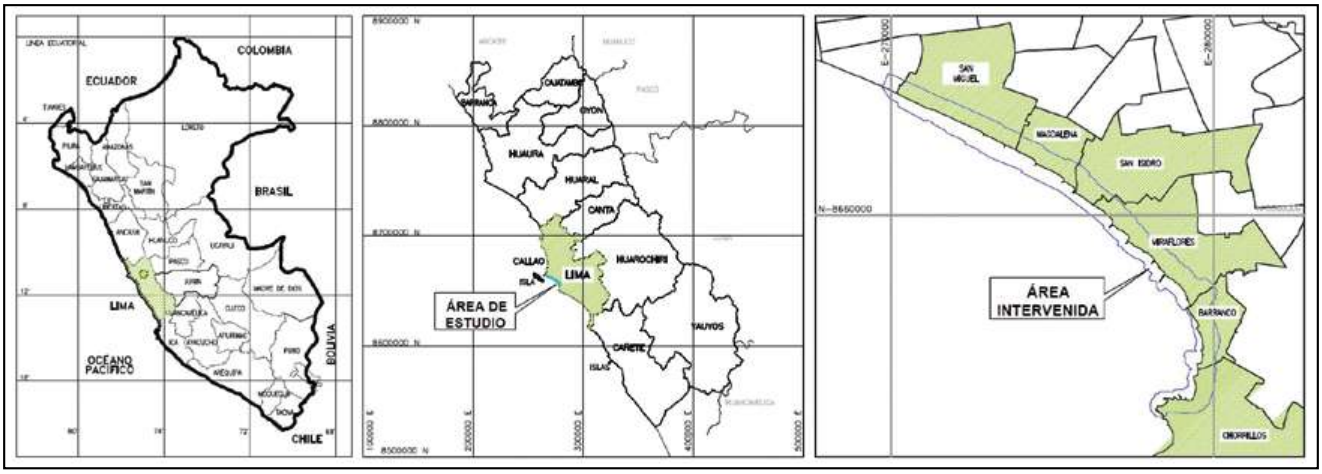


Figura 4. Ubicación del área del proyecto Costa Verde. (a) Región Lima dentro del mapa del Perú. (b) Provincia de Lima dentro de la Región Lima. (c) Ámbito de la Costa Verde dentro de los distritos ribereños de la provincia de Lima: San Miguel, Magdalena, San Isidro, Miraflores, Barranco y Chorrillos.

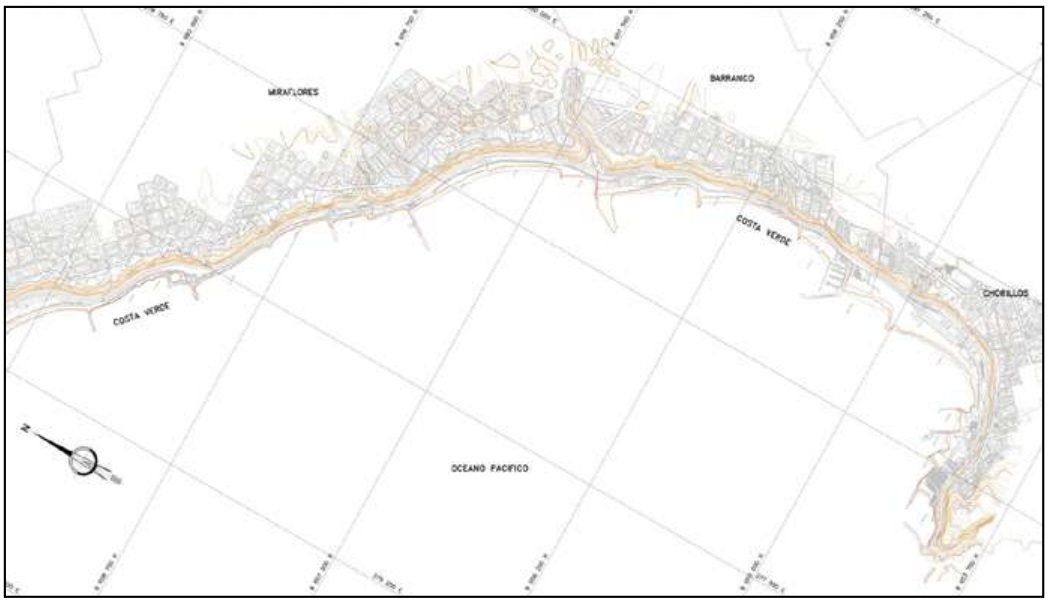


Figura 5. Fragmento de la planimetría general de la Costa Verde (CESEL S.A., 2023).



Figura 6. Geología y geomorfología de los acantilados de la Costa Verde (Alva *et al.,* 2023).

3.4. Geotecnia

3.4.1. *Estratigrafía de los acantilados*

Diversas exploraciones geotécnicas realizadas por instituciones estatales y consultores, han permitido identificar que la estratigrafía de los acantilados de la Costa Verde está conformada predominantemente por el conglomerado. Los suelos como arenas y limos arcillosos se encuentran en Barranco y Chorrillos con un espesor de hasta 8 m medidos desde la superficie del terreno (Alva *et al.*, 2022).

En la publicación del IGP (2021) se concluye que "los sondajes MASW permiten estimar que el conglomerado tiene valores de Vs mayores a 450 m/s mientras que en los rellenos los valores de Vs son menores a 360 m/s".

3.4.2. *Propiedades índices*

El conglomerado tiene partículas cuyo tamaño máximo (TM) es de hasta 12" (Cañari, 2001). Como muestra la granulometría en la figura 7, este conglomerado está conformado por cantos rodados y gravas con una matriz de arenas y limos (Sánchez *et al.,* 2016). Es necesario indicar que el conglomerado de Lima supera al valor límite del

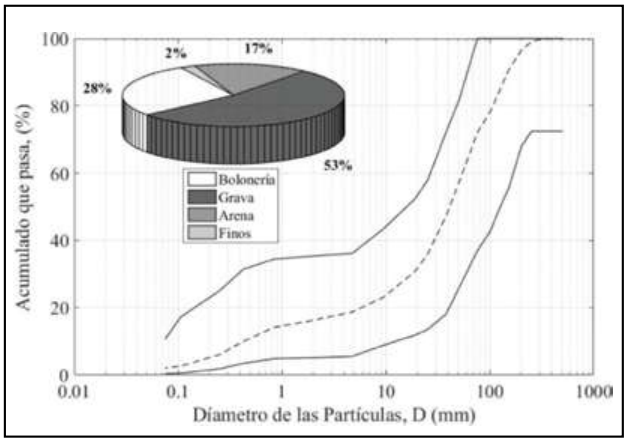


Figura 7. Husos granulométricos del conglomerado de Lima (Sánchez *et al.,* 2016).

tamaño de 3" que se establece en los ensayos del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

3.4.3. *Parámetros geotécnicos*

Para caracterizar los parámetros de resistencia cortante de los suelos constituyentes de los taludes de la Costa Verde, en la tabla 1 se presenta un resumen de resultados de 24

Tabla 1. Parámetros geotécnicos del conglomerado de Lima (elaboración propia con datos de Alva *et al.,* 2022 y referencias citadas)

Distrito	Tipo de ensayo	ϕ'	c'	γ_{ap}	Fuente
		(°)	(kPa)	(kN/m³)	
Lince	C.D. in situ	35.00	46.00		Humala (1972)
Lince	C.D. in situ	40.00	41.00		Humala (1972)
Lince	C.D. in situ	37.00	59.00		Humala (1972)
San Miguel	C.D. in situ	34.00	15.00		Shuan (1997)
Miraflores	C.D. in situ	39.90	54.00	20.60	Huamán (2000); Cañari (2001)
San Isidro	C.D. in situ	43.50	26.00		JAHI (2006)
Miraflores	C.D. in situ	35.00	10.00		JAHI (2009) - al pie del Talud
Miraflores	C.D. in situ	40.00	20.00		JAHI (2009) - a 40 msnm
Miraflores	C.D. in situ	39.70	58.00		MARJENT (2020b)
Barranco	C.D. in situ	45.30	45.00		MARJENT (2020a)
Santa Anita	C.D. in situ	42.60	63.00		Geo Frontier (2014)
Carmen de La Legua	C.D. in situ	40.50	40.00	23.00	LOGOS (2015)
Santa Anita	C.D. in situ	43.30	47.00	21.70	LOGOS (2015)
Santa Anita	C.D. in situ	48.20	77.00	22.40	Geo Frontier (2016a)
Santa Anita	C.D. in situ	46.70	59.00	23.10	Geo Frontier (2016d)
Ate	C.D. laboratorio	43.00	54.00		CISMID (2016b)
Santa Anita	C.D. laboratorio	45.50	59.00	22.10	Geo Frontier (2016b)
Santa Anita	C.D. laboratorio	44.00	54.00	22.80	Geo Frontier (2016c)
Callao	C.D. laboratorio	51.40	63.00	22.20	Geo Frontier (2017)
Cercado de Lima	C.D. laboratorio	49.20	42.00	23.10	Geo Frontier (2018)
La Victoria	C.D. laboratorio	42.60	71.00	24.40	Geo Frontier (2018)
Ate	C.D. laboratorio	49.50	46.00	20.20	Geo Frontier (2018)
Miraflores	C.D. laboratorio	37.50	25.00		CISMID (2020)
Magdalena	C.D. laboratorio	46.00	25.00	22.50	CISMID (2017b)
Magdalena	C.D. laboratorio	45.00	39.00	20.20	CISMID (2017a)
San Isidro	C.D. laboratorio	43.00	25.00	24.40	CISMID (2019)
San Miguel	C.D. laboratorio	42.00	44.00		CISMID (2016a)
Promedio μ		42.50	45.00	22.30	
Desviación estándar σ		4.53	17.26	1.33	

ensayos de corte directo (C.D.) *in situ* y de laboratorio que han sido desarrollados por entidades públicas y privadas en distintos distritos de Lima Metropolitana.

Cada ensayo de corte directo contempló la ejecución de tres a cinco especímenes. Los ensayos *in situ* se realizaron en bloques tallados de $0.60 \times 0.60 \times 0.30\,m$ y $0.70 \times 0.70 \times 0.35\,m$, ensayados a profundidades promedio de 15 m y encapsulados en mortero para uniformizar las irregularidades u oquedades. Los ensayos de laboratorio se realizaron con muestras alteradas extraídas a 15 m de profundidad promedio, las cuales fueron tamizadas para obtener un $TM = 4"$ y compactadas a la densidad natural en cajas metálicas de $0.60 \times 0.60 \times 0.30\,m$ y $0.70 \times 0.70 \times 0.35\,m$.

A partir de la tabla 1 se han encontrado estadísticamente los valores de diseño de los parámetros geotécnicos del conglomerado de los acantilados de la Costa Verde, que se presentan en la tabla 2.

Tabla 2. Parámetros geotécnicos del conglomerado de la Costa Verde

Descripción	ϕ'	c'	γ_{ap}
	(°)	(kPa)	(kN/m³)
Número de datos	27	27	14
Aproximación	0.1	1.0	0.1
σ	4.5	17.0	1.3
μ - σ	38	28	21
μ	42.5	45.0	22.3
μ + σ	47.0	62.0	23.6
COV	10.6	37.8	5.8
Asumido	42	50	22

En la figura 8.a se presentan los resultados de los ángulos de fricción interna del conglomerado de Lima, obtenidos a partir de los ensayos de C.D. *in situ* y C.D. a gran escala en laboratorio (tabla 1), así como una línea que representa la media de dichos valores y dos líneas representando la desviación estándar ($\mu \pm \sigma$). Por otro lado, en la figura 8.b se presenta un histograma de frecuencias construido considerando la regla de Sturges (1926).

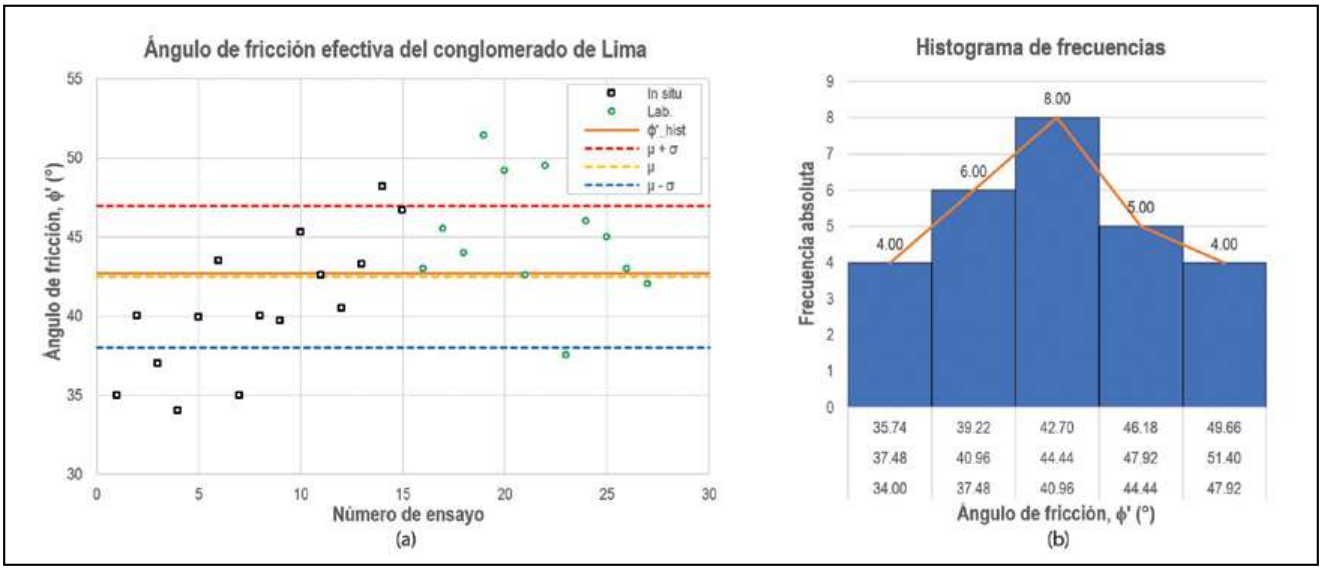


Figura 8. Ángulo de fricción efectivo del conglomerado de Lima. (a) Resultados de ensayos de corte directo *in situ* y en laboratorio. (b) Histograma de frecuencias.

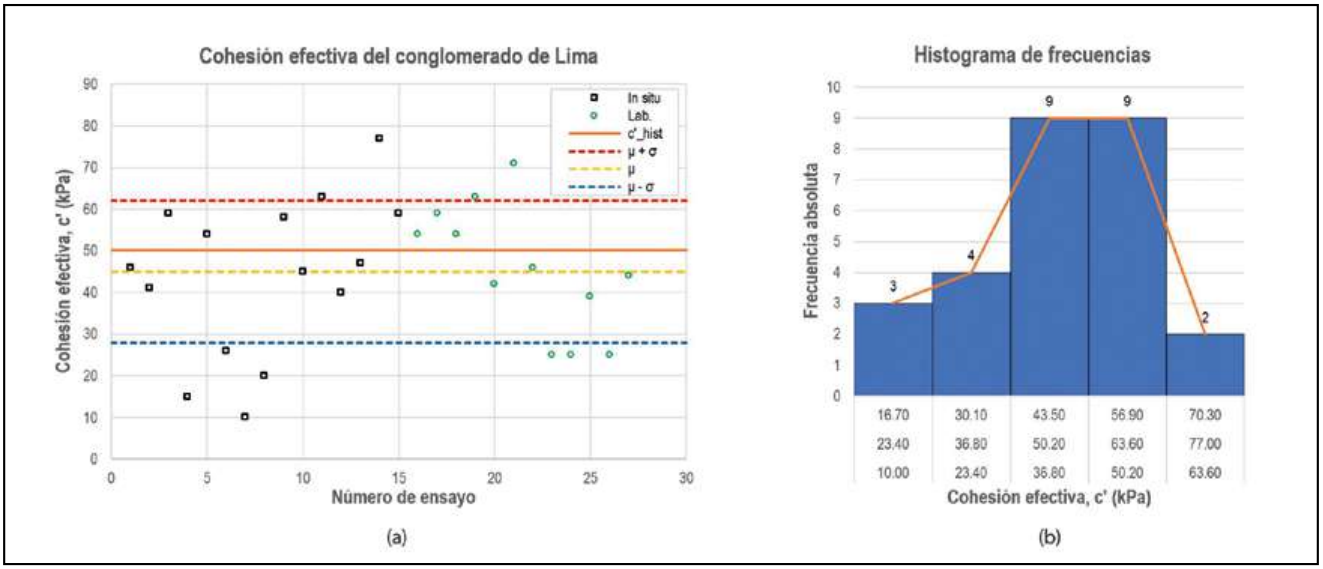


Figura 9. Cohesión efectiva del conglomerado de Lima. (a) Resultados de ensayos de corte directo *in situ* y en laboratorio. (b) Histograma de frecuencias.

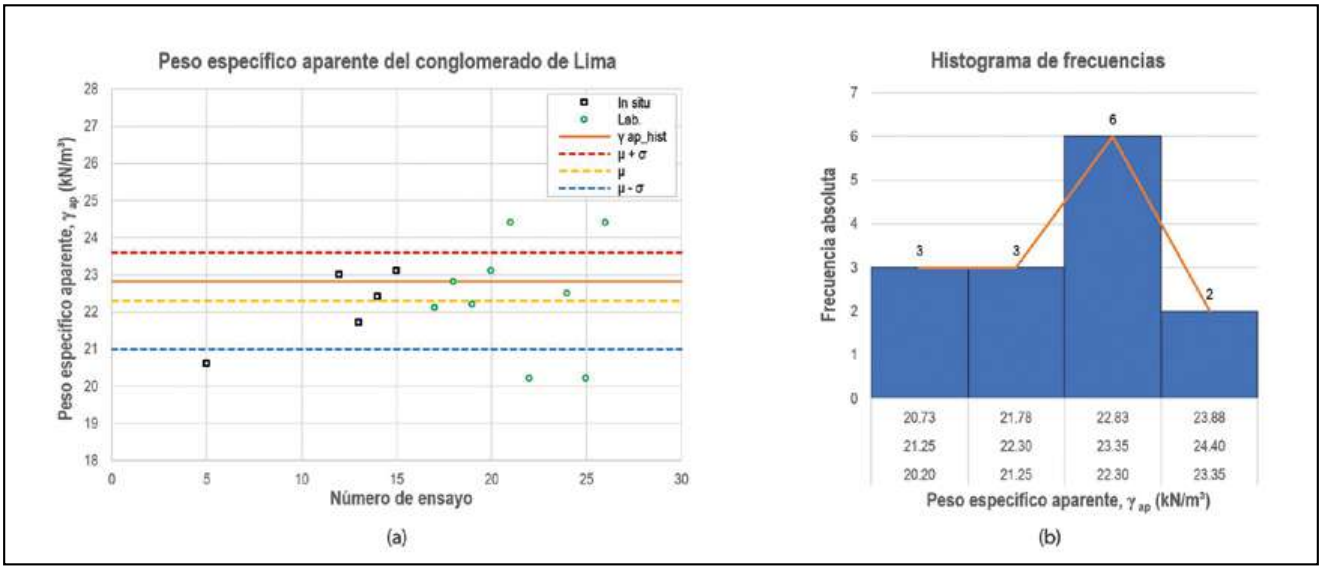


Figura 10. Peso específico aparente del conglomerado de Lima. (a) Resultados de ensayos de corte directo *in situ* y en laboratorio. (b) Histograma de frecuencias.

Del mismo modo, en las figuras 9 y 10 se presentan los resultados de los valores de cohesión efectiva y peso específico aparente del conglomerado de Lima, obtenidos a partir de los ensayos de corte directo resumidos en la tabla 1.

3.4.4. *Secciones geotécnicas*

Para el desarrollo del presente proyecto hemos identificado las zonas críticas de los taludes de los acantilados de la Costa Verde, teniendo como referencia el levantamiento topográfico elaborado y proporcionado por la empresa CESEL S.A. y considerando los siguientes criterios: (1) altura máxima de los acantilados; (2) pendiente máxima de los taludes; y (3), sobrecargas actuantes en la plataforma superior de los taludes. Los valores de los parámetros geotécnicos de los materiales constituyentes del talud, se consideran constantes a lo largo del área en estudio.

A partir de las condiciones definidas, hemos identificado una zona crítica o área de estudio ubicada en el distrito de Miraflores (figura 11).

En el área de estudio, identificamos las dos secciones de mayor riesgo potencial de todo el proyecto (secciones 1 y 2), las cuales se muestran trazadas con líneas discontinuas de color rojo en la vista aérea de los acantilados presentada en la figura 12. Hemos seleccionado la sección 3 para ubicación de una de las plataformas de refugio debido a las menores pendientes, geometría propicia y ubicación de un parque en la plataforma superior de los acantilados.

En las tres secciones críticas, ubicadas en el distrito de Miraflores, se puede apreciar que los acantilados presentan una altura máxima de 72 m s.n.m. y una inclinación promedio de 60°. Las sobrecargas actuantes sobre la plataforma superior corresponden a una calzada vehicular de ancho variable (medido desde el borde de los acantilados) y luego continúan edificaciones o parques. En la figura 13 se muestra la sección 1, la cual soporta una edificación de 18 pisos.

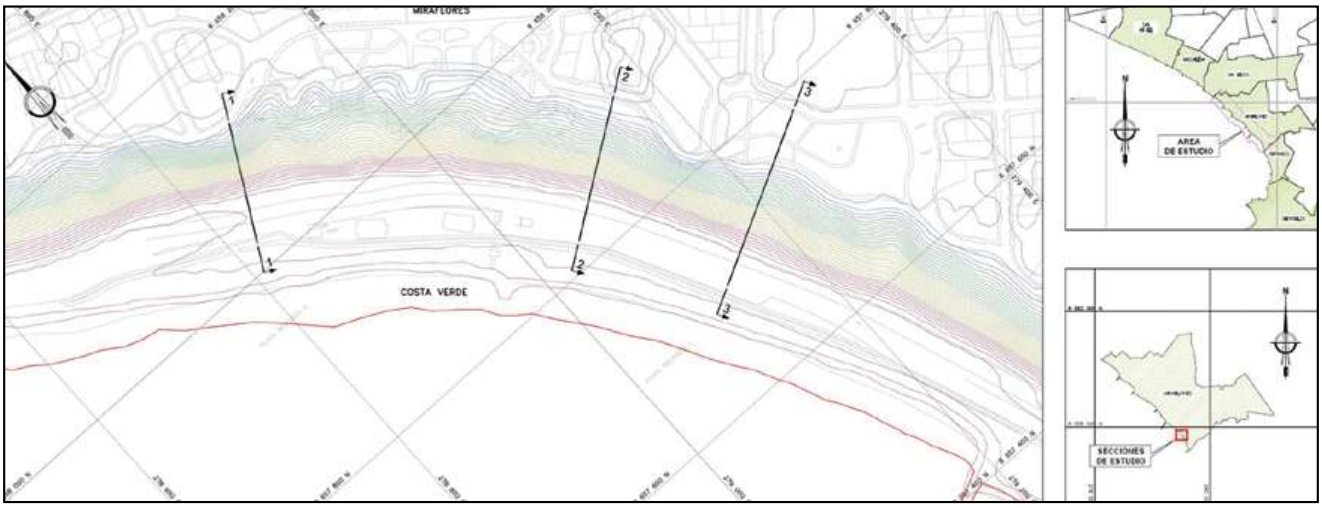


Figura 11. Ubicación del área de estudio y secciones de estudio.



Figura 12. Vista aérea de la zona de estudio y secciones críticas.

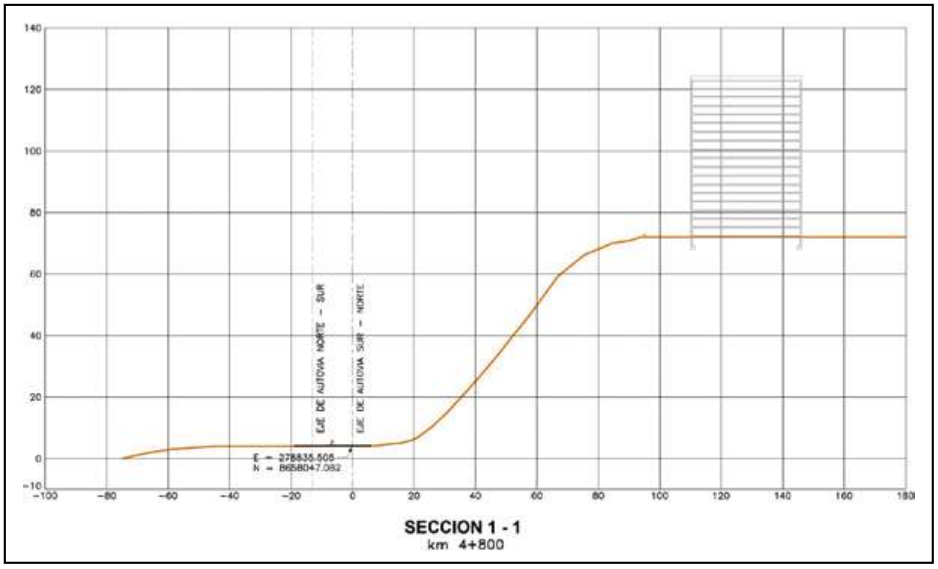


Figura 13. Sección 1 de estudio de los acantilados de la Costa Verde.

3.5. Sismicidad

3.5.1. *Sismo de proyecto*

La norma técnica (NTE) CE.020 (RNE, 2012) establece que el sismo de diseño corresponde a un sismo de 475 años de periodo de retorno, que equivale a la probabilidad del 10 % de ser excedida en 50 años. La NTE E.030 (RNE, 2018b) establece un mapa de zonas sísmicas en el territorio peruano en el cual se asignan factores de zona *Z* que se interpretan como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, siendo concordante con la NTE CE.020. Según el mapa de zonas sísmicas, en la ciudad de Lima puede ocurrir una PGA = 0.45 g conforme se aprecia en la figura 14a. En la figura 14b, se presenta el mapa de isoaceleraciones espectrales en roca considerando un periodo de retorno de 475 años (Roncal, 2017).

Uno de los criterios más usados en la práctica es el propuesto por Hynes-Griffin y Franklin (1984), que establecen que aceleración sísmica horizontal a_h es 0.50 veces la aceleración máxima ($a_h = 0.50\ PGA$). Es decir, el coeficiente sísmico horizontal será $k_h = 0.225$ ($k_h = a_h / g$).

En la práctica normalmente se supone para la mayoría de las aplicaciones de los métodos de análisis pseudoestático que el coeficiente sísmico vertical es $k_v = 0$. Sin embargo, en el presente proyecto consideraremos que $k_v = k_h / 3$, es decir $k_v = 0.075$.

En la tabla 3 se presentan los parámetros sísmicos del sismo de diseño o sismo de proyecto que usaremos para los cálculos pseudoestáticos de las estructuras componentes del sistema de contención.

Tabla 3. Resumen de parámetros sísmicos para el sismo de proyecto

Sismo de proyecto	
PGA = 0.45 g	Aceleración máxima del terreno
k_h = 0.50	Coeficiente sísmico horizontal
k_v = 0.167	Coeficiente sísmico vertical
a_h = 0.225 g	Aceleración horizontal máxima del terreno
a_v = 0.075 g	Aceleración vertical máxima del terreno

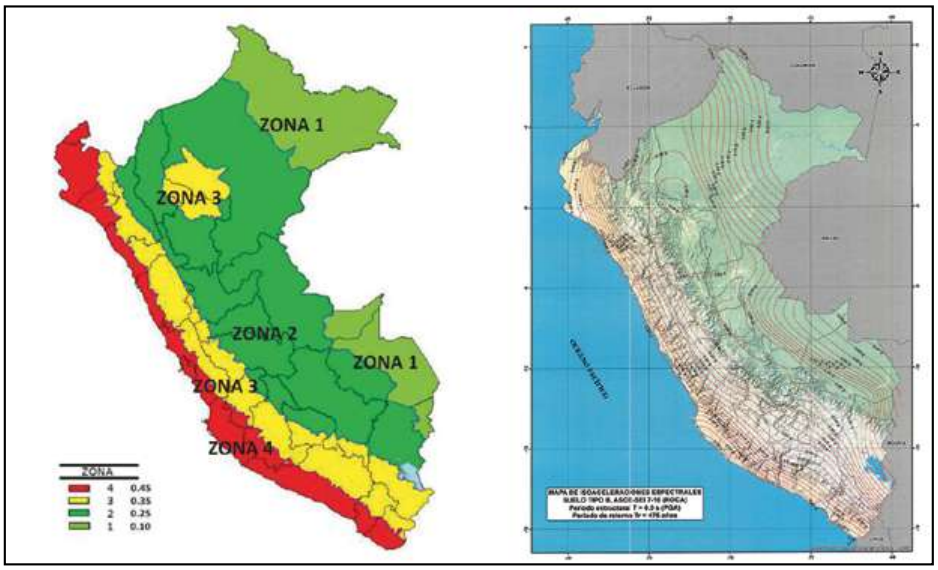


Figura 14. (a) Zonas sísmicas del Perú (RNE, 2018b). (b) Mapa de isoaceleraciones espectrales para un 10 % de excedencia en 50 años (Roncal, 2017).

3.5.2. *Sismo extremo*

El escenario sísmico en el borde occidental del Perú ha sido estudiado por algunos investigadores entre los que destacan: Tavera (2014, 2017), Villegas-Lanza *et al.* (2016), Chlieh *et al.* (2011) y Pulido *et al.* (2015); así como diversas instituciones como el IGP, el CENEPRED (2020), el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2014, 2017), el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID, 2010, 2013-2014) y la Dirección de Hidrografía y Navegación (DHN) de la Marina de Guerra del Perú. En estos estudios se contempla la ocurrencia de un sismo de magnitud 8.8 Mw que produciría un tsunami con una profundidad de inundación máxima de 24 m s.n.m. (Adriano *et al.,* 2013; Jiménez *et al.,* 2013) en el ámbito de la Costa Verde, con un tiempo de llegada a los acantilados estimado en 25 minutos (Adriano *et al.,* 2013).

La PGA en la zona de los acantilados ha sido estimada en valores de 0.80 a 0.90 g (Pulido *et al.,* 2015).

El IGP (2021), presenta los resultados obtenidos de los análisis para la generación de registros acelerométricos sintéticos correspondientes a escenarios sísmicos máximos y réplicas de mayor magnitud esperados para Lima Metropolitana. Para este análisis se utilizó el método determinístico DSHA (*Deterministic Seismic Hazard Analysis*), aplicado al área de estudio, zona de acantilados de la Costa Verde. El DSHA se realizó para los eventos principales de subducción interfase e intraplaca con magnitud 8.8 Mw y 7.8 Mw, respectivamente. El estudio considera los registros de aceleraciones horizontales máximas considerando un suelo tipo B ($V_{S30} > 760\ m/s$) según el ASCE/SEI 7-16 (2017) y un factor de amortiguamiento $\zeta = 5\,\%$ para eventos sísmicos calculados con percentiles 50 y 84: eventos de interfase e intraplaca, respectivamente.

El resumen de los resultados del análisis de peligro sísmico determinístico para los escenarios principales se muestra en la tabla 4. A partir de los resultados del IGP (2020) se ha graficado el espectro de aceleraciones resultante del DSHA para el sismo de 8.8 Mw (figura 15).

Tabla 4. Resultados del DSHA, escenarios principales (IGP, 2020)

Evento	Percentil	Sa (0.00 s) (g)	Sa (0.20 s) (g)	Sa (1.00 s) (g)	Sa (1.50 s) (g)	Sa (2.00 s) (g)	Sa (3.00 s) (g)
Sismo Interfase M = 8.8 Mw X = 15 km Z = 37 km	P.50	0.442	0.936	0.346	0.227	0.160	0.089
	P.84	0.902	1.941	0.711	0.472	0.336	0.190
Sismo Intraplaca M = 7.8 Mw X = 0 km Z = 70 km	P.50	0.428	1.007	0.231	0.135	0.091	0.050
	P.84	0.874	2.101	0.475	0.279	0.190	0.190

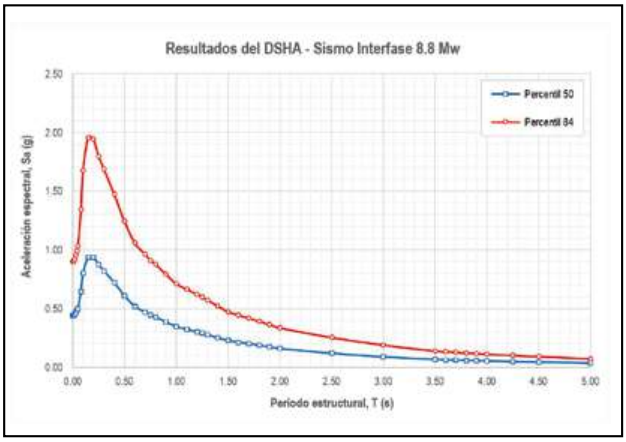


Figura 15. Resultados del DSHA para el sismo de 8.8 Mw (elaboración propia con datos del IGP, 2020).

En la tabla 5 se presenta un resumen de parámetros sísmicos que usaremos como sismo extremo en el diseño de la propuesta de solución del presente proyecto.

Tabla 5. Resumen de parámetros sísmicos para el sismo extremo

Sismo extremo	
M = 8.8 Mw	Magnitud del sismo
PGA = 0.90 g	Aceleración máxima del terreno
$k_h = 0.50$	Coeficiente sísmico horizontal
$k_v = 0.167$	Coeficiente sísmico vertical
$a_h = 0.45$ g	Aceleración horizontal máxima del terreno
$a_v = 0.15$ g	Aceleración vertical máxima del terreno
Tsunami	
$t_R = 25$ min	Tiempo de arribo a tierra del tsunami
$h_0 = 10$ m	Altura de la primera ola
R = 24 m s.n.m.	Altura máxima de inundación alcanzada por el tsunami (run up)

4. PLANTEAMIENTO CONCEPTUAL DE LA PROPUESTA DE SOLUCIÓN

La alternativa de solución que estamos planteando tiene dos componentes principales:

1. Plataforma inferior de la Costa Verde

Corresponde al relleno antrópico ubicado entre la orilla y el pie de los acantilados. Sobre esta superficie ganada al mar se han construido locales comerciales, espigones marinos, áreas de esparcimiento y una autovía adyacente a los taludes. El proyecto contempla la salvaguarda de la vida de las personas que se encuentren en la plataforma inferior durante la ocurrencia del sismo y tsunami, para lo cual se propone el dimensionamiento y construcción de las siguientes estructuras:

a) Vías de evacuación peatonal (escaleras, rampas, puentes peatonales).
b) Plataformas de refugio y evacuación para la población, que deberán ser ubicadas por encima del alcance del tsunami.

El dimensionamiento de dichas estructuras se realizará en función de: (1) la población flotante estimada en 154.573 habitantes (MML, 2022); (2) la velocidad promedio de evacuación de las personas; (3) aspectos antropométricos; (4) la magnitud 8.8 Mw del sismo pronosticado; (5) el tiempo de llegada del tsunami luego de ocurrido el sismo, estimado en 25 minutos (Adriano *et al.,* 2013); y (6), la profundidad máxima de inundación del tsunami estimada en 24 m s.n.m. (Adriano *et al.,* 2013; Jiménez *et al.,* 2013).

2. Plataforma superior de los acantilados

Es la superficie de terreno situada en la parte superior de los acantilados y comprende el área urbana ubicada a lo largo de los 21,18 km de la Costa Verde con un ancho promedio aproximado en 100 m medidos desde la cresta del talud.

El proyecto, está orientado a mitigar los daños potenciales a las construcciones situadas en la plataforma superior y preservar la vida de sus habitantes. Para estos fines, se contempla el diseño y ejecución de un sistema de contención de taludes compuesto por las siguientes estructuras:

a) Un muro de hormigón armado en la parte baja de los taludes, cuya altura supere la profundidad máxima de inundación del tsunami (24 m).
b) Anclajes postensados permanentes sujetando el muro de hormigón armado al terreno y ayudando a controlar la estabilidad de los taludes.
c) Un muro pantalla que será la extensión soterrada del muro de hormigón armado que servirá como: (1) cimentación; (2) barrera frente a una potencial socavación del tsunami; y (3), barrera impermeable para reducir la velocidad de filtración de las líneas de flujo durante la ocurrencia del tsunami, hacia el trasdós del muro anclado.
d) Taluzado desde la parte superior del muro de hormigón armado hasta la cresta de los acantilados. Los taludes y bermas propuestas, deberán garantizar su estabilidad local y demandarán: (1) la instalación de un sistema de mallas con pernos en los tramos en talud; y (2), un sistema de control de erosión para evitar desprendimientos de gravas de tamaños inferiores a la abertura de las mallas.
e) Geosintéticos para refuerzo, control de erosión y drenaje.
f) Un sistema de auscultación automatizado, para garantizar la integridad estructural de las estructuras del proyecto, durante su desempeño.

En la figura 1 se muestra la situación actual de los acantilados de la Costa Verde, y en la figura 3 se presenta una representación tridimensional de la alternativa de solución propuesta.

Un esquema de una sección típica de la propuesta técnica que se desarrolla en el presente documento, se presenta en la figura 16. La secuencia constructiva del proyecto ha sido desarrollada en el TFM (Puelles, 2023).

Finalmente, el sistema de contención queda definido con los siguientes componentes: Un muro de contención de hormigón armado, ubicado al pie de los acantilados, compuesto por un tramo inclinado 1.0H:1.2V de 32 m a 39 m de altura, apoyado y sujetado al terreno mediante 14 a 17 filas de anclajes postensados de 941 kN (96 t) de carga de servicio y espaciados entre 1.55 m a 2.30 m; y un tramo vertical de 15 m soterrado que funciona como pantalla impermeable (10 m). Sobre la corona del muro se desarrolla un taluzado con banquetas 1.0H:1.0V, alturas de 7 m y bermas de 3 m; cuyos taludes están reforzados con mallas y pernos (ambos de acero inoxidable), con un sistema de control de erosión conformado por un geomanto color verde compuesto por fibras sintéticas de poliéster no degradables y resistentes a la a luz ultravioleta (UV) e integrado con la siembra de especies nativas provistas de un sistema automatizado de riego por goteo. Se incluye la auscultación automatizada del proyecto mediante inclinómetros, piezómetros, extensómetros, celdas de carga y acelerógrafos.

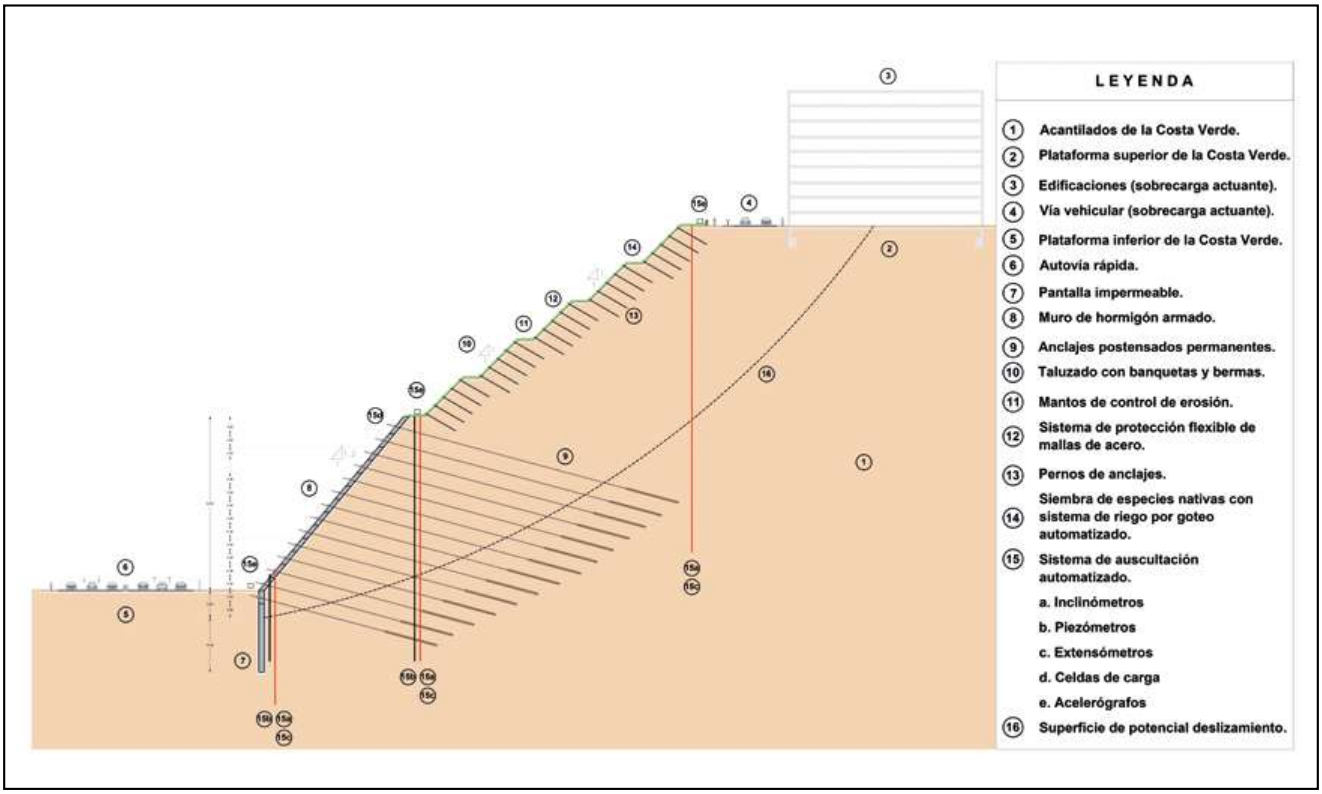


Figura 16. Representación esquemática de una sección típica de la propuesta de solución.

5. SOLICITACIONES ACTUANTES

El sistema de contención debe ser capaz de soportar las acciones que se presentan en la figura 17. Es importante precisar que dichas acciones no se presentan todas simultáneamente y que para ello estableceremos tres escenarios: A, B y C.

- Sobrecargas en la plataforma superior de los taludes q_a.
- Fuerzas debido al peso propio del muro W_m.
- Fuerzas de empuje activo de tierras estático E_a y dinámico E_{ad}.
- Fuerzas de empuje activo de sobrecargas estático E_q y dinámico E_{qd}.

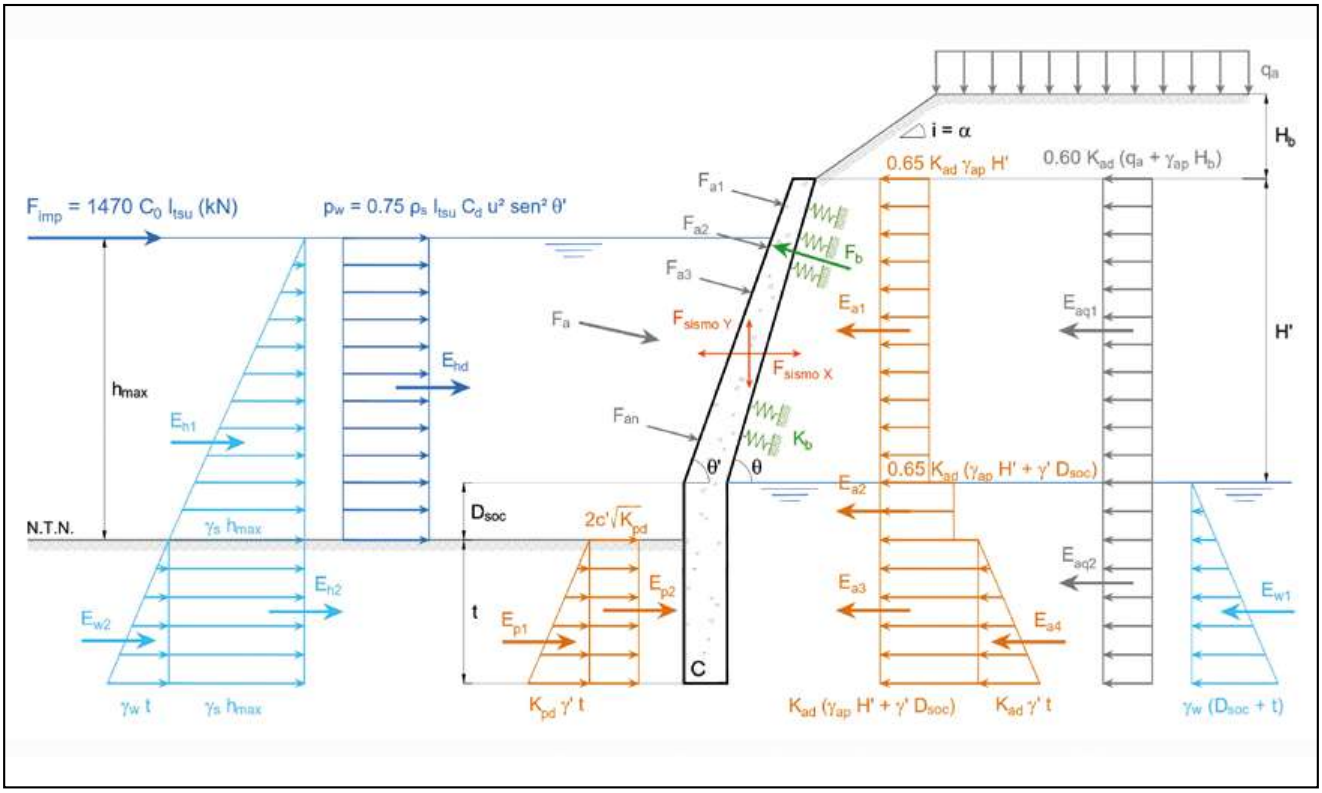


Figura 17. Diagrama de fuerzas actuantes sobre el sistema de contención propuesto para los taludes de los acantilados de la Costa Verde.

- Fuerzas de empuje pasivo de tierras estático E_p y dinámico E_{pd}.
- Fuerzas de empuje hidrostático bajo el nivel freático en el trasdós del muro E_{w1}.
- Fuerzas de empuje hidrostático bajo el nivel freático en el intradós del muro E_{w2}.
- Fuerzas de los anclajes postensados F_a.
- Fuerzas de reacción de balasto F_b.
- Fuerzas sísmicas en la dirección horizontal $F_{sismo\ X}$ y vertical $F_{sismo\ Y}$.
- Fuerzas hidrostáticas debido al tsunami E_h.
- Fuerzas hidrodinámicas debido al tsunami E_{hd}.
- Fuerzas de impacto debido al tsunami F_{imp}.

Escenario A = $E_a+E_q+E_p+E_{w1}+E_{w2}+F_a+F_b$

Escenario B = $E_{ad}+E_{qd}+E_{pd}+E_{w1}+E_{w2}+F_a+F_b+F_{sismo\ X}+F_{sismo\ Y}$

Escenario C = $Escenario\ A+E_h+E_{hd}+F_{imp}$

6. DISEÑO DE LA SOLUCIÓN

6.1. Análisis de estabilidad

6.1.1. *Consideraciones de diseño*

Los modelos geomecánicos de los taludes, contemplan la interacción de todas las acciones involucradas en la estabilidad global, tales como: peso propio, sobrecargas en la plataforma superior de los acantilados (edificaciones, calzadas vehiculares, parques y equipos que operan en la obra), nivel freático, solicitaciones sísmicas considerando la PGA de proyecto y extrema para la región en estudio, acciones generadas por el tsunami (inundación durante el tsunami, filtración producida por el tsunami al terreno ubicado en el trasdós del muro, incremento del nivel freático en el terreno ubicado en el trasdós del muro anclado).

Las secciones geotécnicas que estudiaremos serán modeladas en su condición natural y considerando la propuesta de solución, incluyendo su procedimiento constructivo. Para todos estos casos, se realizan los cálculos correspondientes para las acciones estáticas y dinámicas.

La estabilidad global de los taludes se calculó con el método de Morgenstern-Price, por su rigurosidad al resolver las ecuaciones de equilibrio de las dovelas consideradas por el programa de cómputo *Slide2* de la empresa Rocscience.

En la tabla 6 presentamos los coeficientes de seguridad mínimos usados para taludes y presas según lo dispuesto en el RNE (2018a), RNE (2012) y BOE (2021) para presas de categoría A.

Tabla 6. Coeficientes de seguridad mínimos usados en taludes y presas

Condición [1]		Situación de proyecto [2]		
Estática	Pseudoestática	Normal	Accidental	Extrema
1.50	1.25	1.40	1.30	1.00

[1] RNE (2018a) y RNE (2012).

[2] BOE (2021).

Los coeficientes de seguridad que usaremos para el presente artículo se resumen en la tabla 7. La situación permanente considera la condición estática del proyecto, la situación accidental considera la situación estática y la ocurrencia en simultáneo del sismo de proyecto. La situación extrema, considera la ocurrencia de un sismo extremo como el pronosticado por el IGP de magnitud 8.8 Mw y tsunami con profundidad máxima de inundación de 24 m.

Tabla 7. Coeficientes de seguridad mínimos para el proyecto

Situación de Proyecto		
Permanente	Accidental	Extrema
1.50	1.30	1.00

Por otro lado, durante el proceso constructivo del sistema de contención, específicamente para la construcción del muro anclado, será necesario implementar un terraplén en el pie del talud, que irá construyéndose ascendentemente formando plataformas estables para la ejecución de los anclajes y los segmentos de muro de hormigón armado. Para garantizar la estabilidad del terraplén hemos definido los factores de seguridad y coeficientes sísmicos apropiados para una obra temporal. En esta condición, se analiza la situación permanente y accidental conforme se muestra en la tabla 8.

En la práctica nacional se suele usar para obras provisionales, una aceleración sísmica horizontal igual a la tercera parte de la aceleración máxima ($a_h=PGA/3$). Es decir, el coeficiente sísmico horizontal será $k_h=0.15$ ($k_h=a_h/g$). Para el coeficiente sísmico vertical consideraremos que $k_v=k_h/3$, es decir $k_v=0.05$.

Tabla 8. Coeficientes de seguridad mínimos para el proceso constructivo del sistema de contención considerando la ejecución ascendente del terraplén

Situación de Proyecto		
Permanente	Accidental	Extrema
1.30	1.00	-

Adicionalmente a las condiciones ya mencionadas en las cuales estudiaremos los taludes, se analizarán tres condiciones generadas ante la ocurrencia del tsunami: (A) la plataforma inferior de los acantilados es inundada por el tsunami durante 24 horas (FEMA P646, 2019), produciéndose un proceso de infiltración hacia el terreno localizado en el trasdós del muro anclado (por ello se contemplará una pantalla impermeable), incrementando el nivel freático que consideramos que inicialmente se ubica a nivel del mar; (B) con el nuevo nivel piezométrico se analiza el sistema de contención inundado, similar a una situación de embalse lleno en una presa; y (C), finalmente se analizará la estabilidad global del sistema de contención cuando el tsunami se retire (*run off*), como en una situación similar a un desembalse rápido.

En la tabla 9 se presenta un resumen de las condiciones que hemos considerado para realizar el análisis de estabilidad de taludes del proyecto.

Tabla 9. Condiciones para el análisis de estabilidad de taludes del proyecto

Condición		Situación de proyecto		
Código	Descripción	Permanente	Accidental	Extrema
C1	Talud en estado natural (Peso propio, sobrecargas, nivel freático, sismo)	x	x	x
C1-A	Talud en estado natural con filtración por tsunami (C1 + inundado por tsunami + red de flujo + incremento de NF)			
C1-B	Talud en estado natural inundado por tsunami (C1 + incremento de NF + inundado por tsunami)	x	x	x
C1-C	Talud en estado natural luego del retiro del tsunami (C1 + incremento de NF + retiro del tsunami)	x	x	x
C2	Procedimiento constructivo del sistema de contención (C1 + terraplén)	x	x	
C3	Sistema de contención construido (C1 + sistema de contención)	x	x	x
C3-A	Sistema de contención con filtración por tsunami (C3 + inundado por tsunami + red de flujo + incremento de NF)			
C3-B	Sistema de contención inundado por tsunami (C3 + incremento de NF + inundado por tsunami)	x	x	x
C3-C	Sistema de contención luego del retiro del tsunami (C3 + incremento de NF + retiro del tsunami)	x	x	x

6.1.1.1. Secciones de análisis

Las secciones transversales del levantamiento topográfico están referenciadas al eje sur-norte de la autovía ubicada en la plataforma inferior de la Costa Verde y se presentan en la tabla 10.

Las secciones geotécnicas de estudio se construyen con las secciones topográficas y con los parámetros geotécnicos del conglomerado, considerado como único material constituyente de los acantilados.

Con referencia a las edificaciones ubicadas en la plataforma superior de los acantilados, se consideró que cada piso le transmite al terreno una sobrecarga uniformemente distribuida de 1 t/m de ancho, siendo su equivalente 10 kN/m. Hemos mayorado dichas cargas usando un coeficiente parcial de mayoración de acciones $\gamma_F = 1.30$, para validar adicionalmente un coeficiente de seguridad de acuerdo con el Eurocódigo 7 (EC-7), según lo publicado por Estaire y Olivenza (2013). En la tabla 11, se presentan los valores de las sobrecargas actuantes q_a consideradas en la plataforma superior de las secciones de estudio de los acantilados ($q_a = 1.30\,q$), que presentan la misma altura de análisis del talud $H_t = 72\,m$.

Tabla 10. Secciones transversales seleccionadas para el análisis del proyecto

Sección	Progresiva	Coordenadas UTM		Coordenadas en grados	
	(km)	Este	Norte	Latitud	Longitud
1	4+800	278835.505	8658047.082	-12.132	-77.032
2	4+480	279077.148	8657842.683	-12.134	-77.030
3	4+330	279150.840	8657712.170	-12.135	-77.029

Tabla 11. Sobrecargas actuantes en las secciones de estudio

Sección	Progresiva	Sobrecarga actuante en plataforma superior de los acantilados			
	(km)	(Tipo)	(Número pisos)	q (kN/m)	q_a (kN/m)
1	4+800	Edificación	18	180	240
2	4+480	Edificación	20	200	260
3	4+330	Edificación	15	150	200
Todas	Todas	Vías vehiculares y parques	-	20	30

6.1.2. *Modelamiento con equilibrio límite*

Los factores de seguridad *FS* se presentan en las tablas del presente apartado, considerando lo siguiente:

- $FS < 1$, se presentan en letra color rojo, denotando el colapso del talud para la condición analizada.
- $1 \leq FS \leq FS_{min}$, se presentan en letra color ámbar, que representa que el talud es potencialmente inestable porque no cumple con el *FS* mínimo requerido pero que no necesariamente colapsará.
- $FS \geq FS_{min}$, se presentan en letra color negro, indicando que el talud es estable.

Posteriormente a las tablas de resultados del modelamiento numérico de las condiciones presentadas en la tabla 9, se presenta a manera de ejemplo un reporte de salida del programa de cómputo *Slide2* de la empresa Rocscience, que corresponden a la sección 1 (km 4+800).

1. Condición C1

En la tabla 12 se presentan los resultados de los cálculos de estabilidad de los taludes de los acantilados en su estado natural. Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 18.

Tabla 12. Factores de seguridad obtenidos en estado natural del talud (condición C1)

Sección	Progresiva	Situación de proyecto		
	(km)	Permanente	Accidental	Extrema
1	4+800	1.369	0.992	0.694
2	4+480	1.619	1.123	0.781
3	4+330	1.730	1.188	0.818

2. Condición C1-A

Se han realizado los cálculos de filtración en los taludes naturales de los acantilados, producidos en régimen transitorio durante el periodo de inundación del tsunami para un tiempo de 0 *horas*, 1 *hora*, 6 *horas*, 12 *horas*, 24 *horas* y 30 *días*. El periodo máximo de inundación que consideraremos para fines del proyecto será 24 horas (FEMA P646, 2019). Adicionalmente se considera que el terreno en el intradós del muro pantalla fue socavado por el tsunami una profundidad $D_{soc} = 5\,m$ (Puelles, 2023) y que la inundación máxima es $h_{max} = 24\,m$.

Los análisis de filtración se realizaron con el objetivo de obtener el incremento del nivel freático en el cuerpo del acantilado y usar dicha línea piezométrica para realizar el análisis de estabilidad: (1) para la condición de inundación por tsunami (condición C1-B); y (2), para la condición luego del retiro del tsunami (condición C1-C). Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 19.

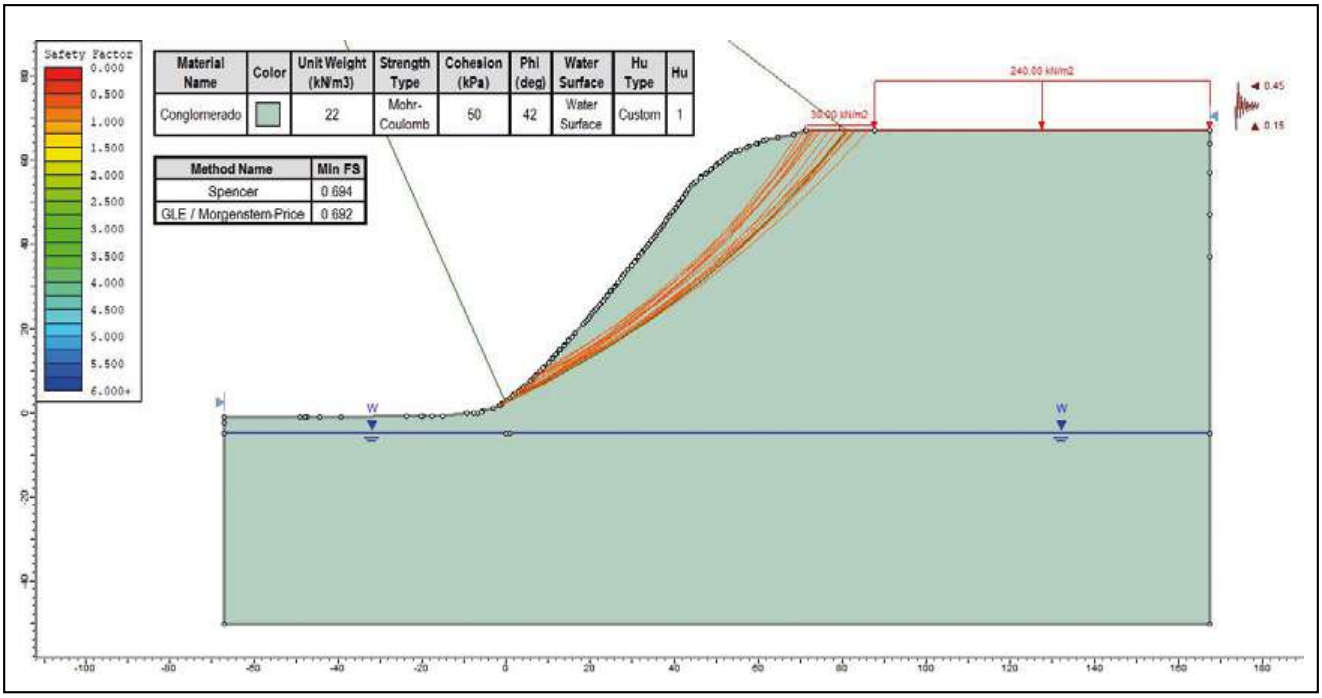


Figura 18. Factor de seguridad de la sección 1 (km 4+800) en situación extrema (talud en estado natural).

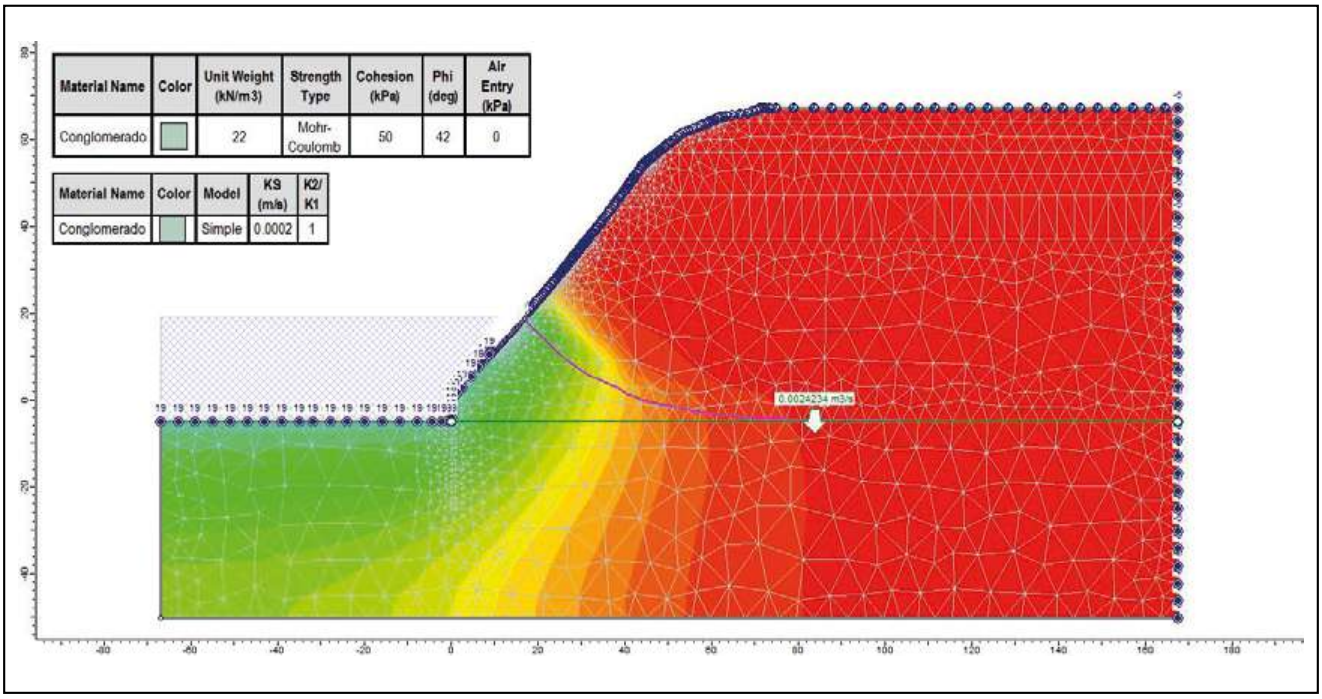


Figura 19. Carga hidráulica en la sección 1 (km 4+800). Profundidad de pantalla impermeable t = 0.00 m (Régimen transitorio al de la inundación del talud en estado natural).

3. Condición C1-B

En la tabla 13 se presentan los resultados de los cálculos de estabilidad de los taludes de los acantilados en su estado natural considerando la inundación por el tsunami (condición C1-B), luego de 24 horas de filtración, usando la línea piezométrica obtenida en la condición C1-A y $D_{soc} = 5\,m$. Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 20.

Tabla 13. Factores de seguridad obtenidos en estado natural del talud considerando la inundación por el tsunami (condición C1-B)

Sección	Progresiva	Situación de Proyecto		
	(km)	Permanente	Accidental	Extrema
1	4+800	1.298	0.880	0.579
2	4+480	1.425	0.956	0.618
3	4+330	1.472	0.982	0.635

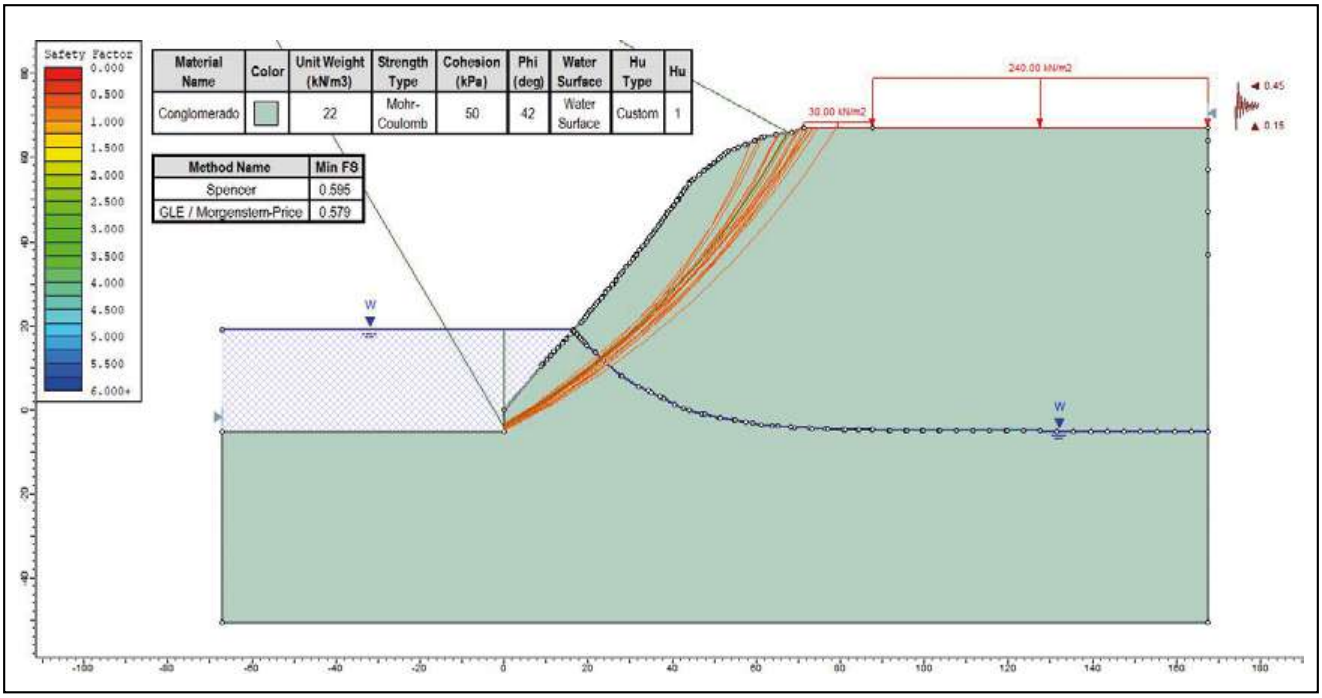


Figura 20. Factor de seguridad de la sección 1 (km 4+800) en situación extrema (talud en estado natural inundado por el tsunami).

4. Condición C1-C

En la tabla 14 se muestran los resultados de los cálculos de estabilidad de los taludes de los acantilados en su estado natural luego del retiro del tsunami (condición C1-C), luego de 24 horas de filtración, usando la línea piezométrica obtenida en la condición C1-A y $D_{soc} = 5\,m$. Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 21.

Tabla 14. Factores de seguridad en estado natural del talud luego del retiro del tsunami (condición C1-C)

Sección	Progresiva	Situación de proyecto		
	(km)	Permanente	Accidental	Extrema
1	4+800	0.798	0.533	0.317
2	4+480	0.771	0.516	0.310
3	4+330	0.755	0.504	0.299

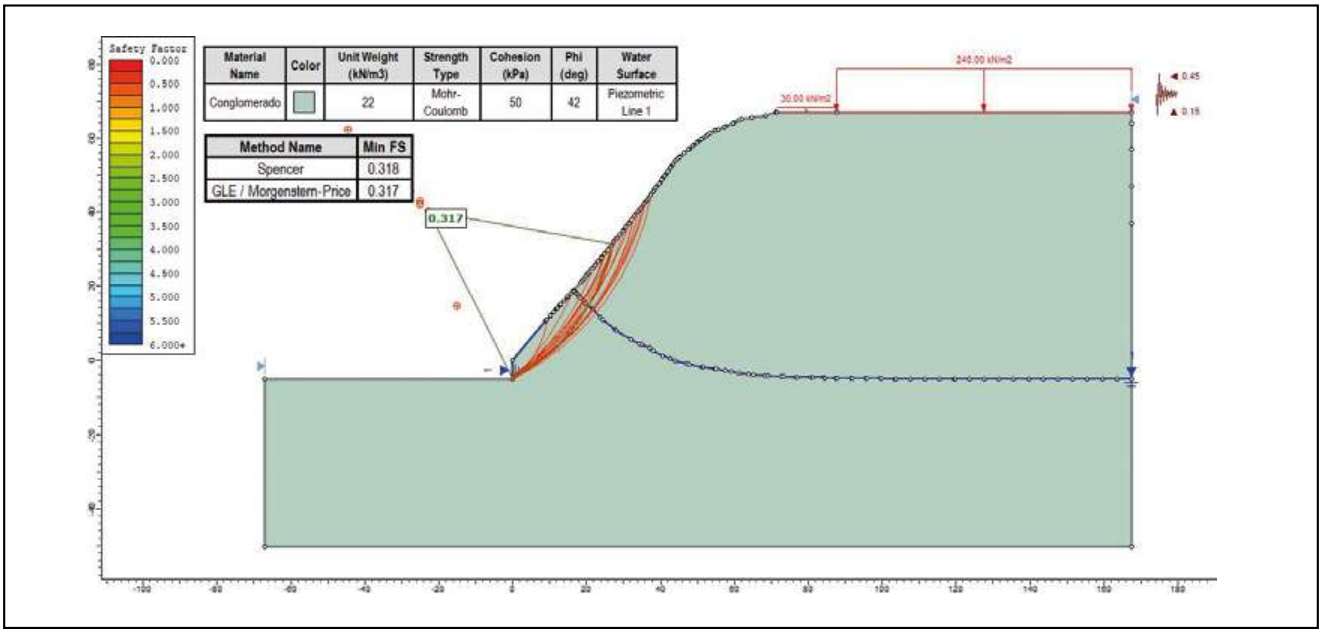


Figura 21. Factor de seguridad de la sección 1 (km 4+800) en situación extrema (talud en estado natural luego del retiro del tsunami).

5. Condición C2

En la tabla 15 se presentan los resultados de los cálculos de estabilidad de los taludes considerando el procedimiento constructivo del sistema de contención (condición C2). Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 22.

Tabla 15. Factores de seguridad obtenidos considerando el procedimiento constructivo del sistema de contención (condición C2)

Sección	Progresiva	Situación de Proyecto		
	(km)	Permanente	Accidental	Extrema
1	4+800	1.334	1.008	-
2	4+480	1.379	1.050	-
3	4+330	1.378	1.048	-

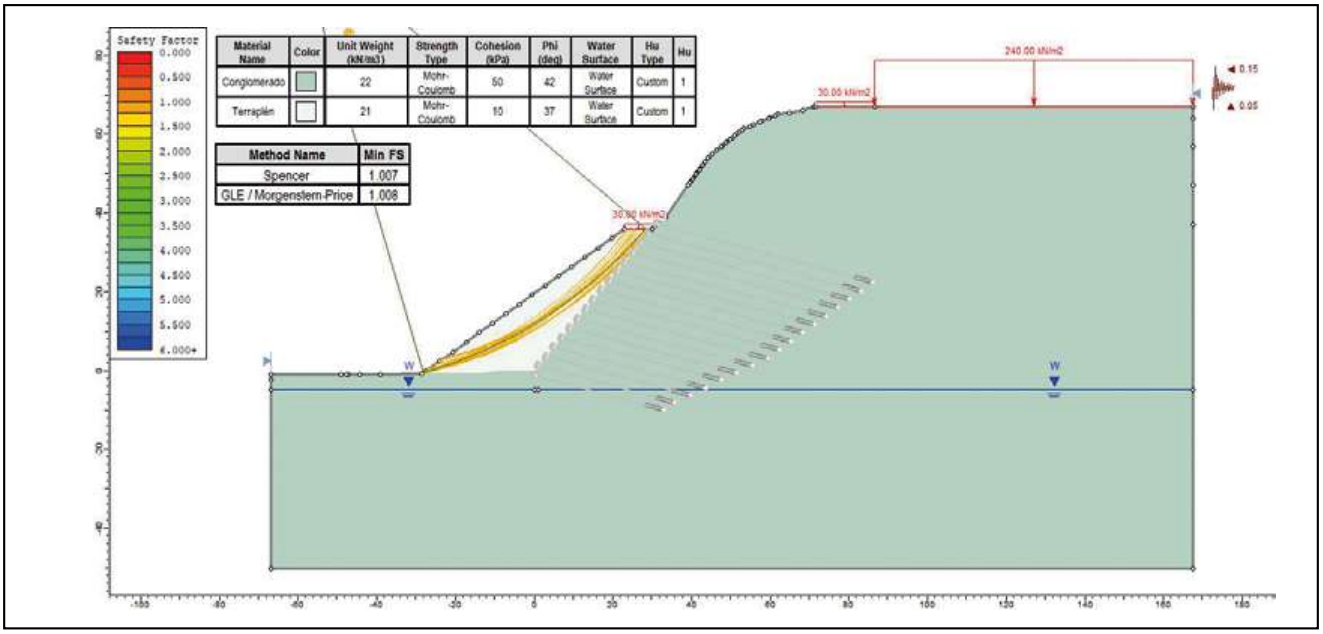


Figura 22. Factor de seguridad de la sección 1 (km 4+800) en situación accidental (talud considerando el proceso constructivo del sistema de contención).

6. Condición C3

En la tabla 16 se muestran los resultados de los cálculos de estabilidad de los taludes de los acantilados, considerando completamente construido el sistema de contención propuesto. Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 23.

Tabla 16. Factores de seguridad obtenidos considerando el sistema de contención construido (condición C3)

Sección	Progresiva	Situación de Proyecto		
	(km)	Permanente	Accidental	Extrema
1	4+800	2.187	1.499	1.017
2	4+480	2.140	1.476	1.024
3	4+330	2.138	1.471	1.019

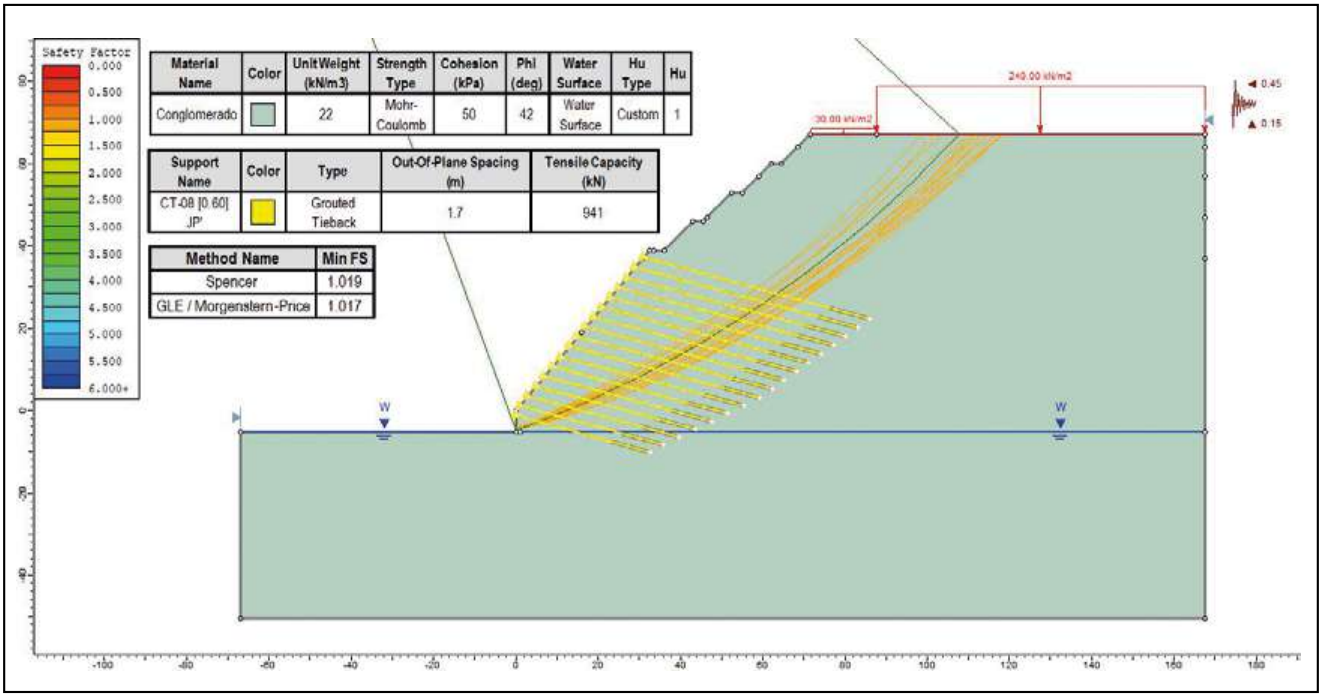


Figura 23. Factor de seguridad de la sección 1 (km 4+800) en situación extrema (talud con el sistema de contención propuesto).

7. Condición C3-A

Se han realizado los cálculos de filtración en los taludes mejorados de los acantilados (con el sistema de contención construido), producidos en régimen transitorio durante el periodo de inundación del tsunami para un tiempo de 0 *horas*, 1 *hora*, 6 *horas*, 12 *horas*, 24 *horas* y 30 *días*. El periodo máximo de inundación que consideraremos para fines del proyecto será 24 horas (FEMA P646, 2019). Adicionalmente, se considera que el terreno en el intradós del muro pantalla fue socavado por el tsunami una profundidad $D_{soc} = 5\,m$ (Puelles, 2023) y que la inundación máxima es $h_{max} = 24\,m$.

Los análisis de filtración se realizaron con el objetivo de definir la profundidad del muro pantalla y en base a ello, definir el incremento del nivel freático en el terreno localizado en el trasdós del muro anclado y usar dicha línea piezométrica como dato de entrada para el cálculo de la estabilidad: (1) considerando la condición de inundación por tsunami (condición C3-B); y (2), considerando la condición luego del retiro del tsunami (condición C1-C). Los resultados se presentan en el apartado correspondiente al diseño del muro pantalla (tabla 24). Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 24.

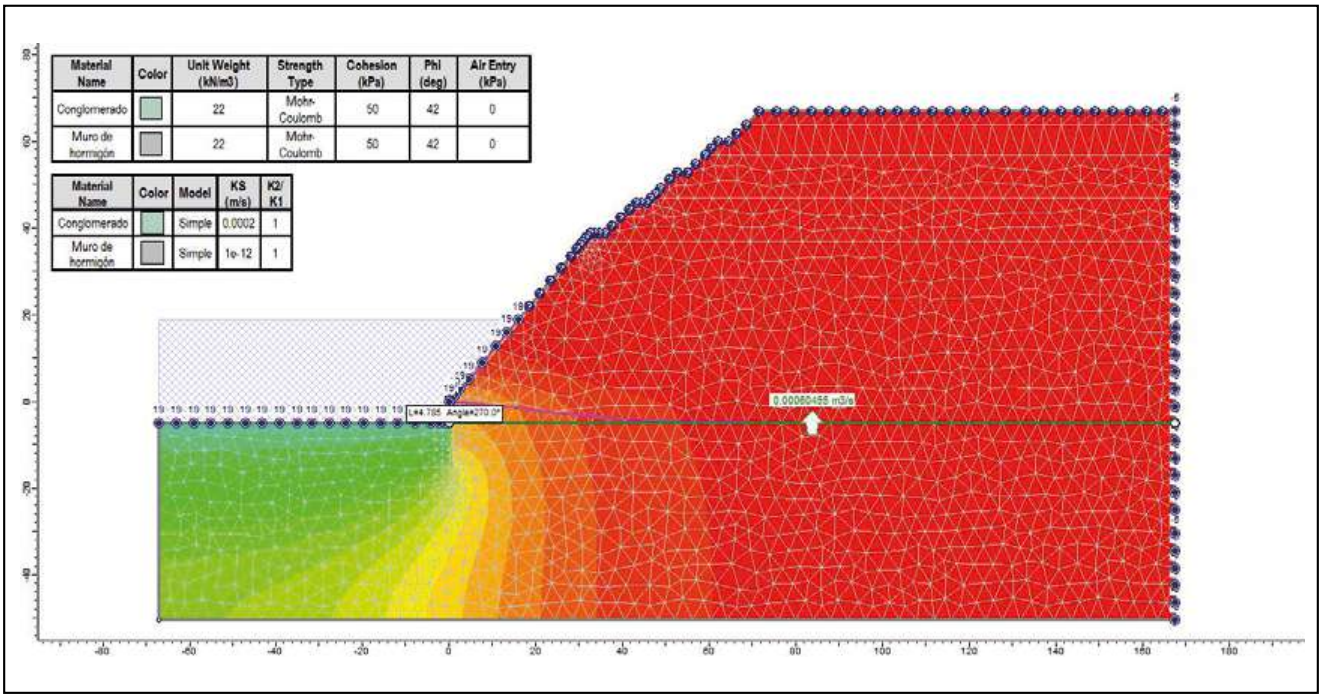


Figura 24. Carga hidráulica en la sección 1 (km 4+800). Profundidad de pantalla impermeable $t = 10\,m$ (régimen transitorio a de la inundación del sistema de contención).

8. Condición C3-B

En la tabla 17 se presentan los resultados de los cálculos de estabilidad de los taludes de los acantilados, considerando el sistema de contención inundado por el tsunami (condición C3-B), luego de 24 horas de filtración, usando la línea piezométrica obtenida en la condición C1-A y $D_{soc} = 5\,m$. Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 25.

Tabla 17. Factores de seguridad obtenidos considerando el sistema de contención inundado por el tsunami (condición C3-B)

Sección	Progresiva	Situación de proyecto		
	(km)	Permanente	Accidental	Extrema
1	4+800	2.187	1.535	1.095
2	4+480	2.140	1.476	1.035
3	4+330	2.138	1.471	1.033

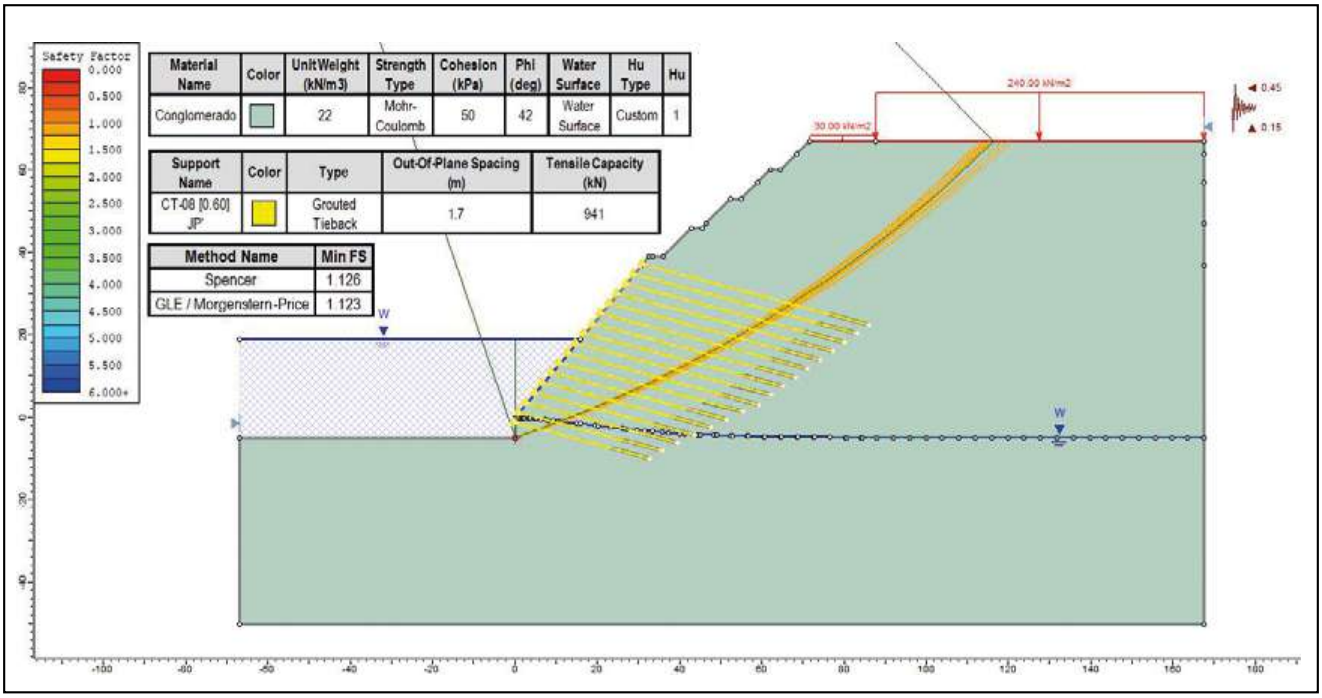


Figura 25. Factor de seguridad de la sección 1 (km 4+800) en situación extrema (talud con sistema de contención inundado por tsunami).

9. Condición C3-C

En la tabla 18 se presentan los resultados de los cálculos de estabilidad de los taludes de los acantilados considerando el sistema de contención luego de retirado el tsunami (condición C3-C), luego de 24 horas de filtración, usando la línea piezométrica obtenida en la condición C1-A y $D_{soc} = 5\ m$. Véase el modelo de salida de *Slide2* en la figura 26.

Tabla 18. Factores de seguridad obtenidos considerando el sistema de contención luego de retirado el tsunami (condición C3-C)

Sección	Progresiva	Situación de proyecto		
	(km)	Permanente	Accidental	Extrema
1	4+800	2.187	1.490	1.009
2	4+480	2.140	1.476	1.013
3	4+330	2.138	1.471	1.011

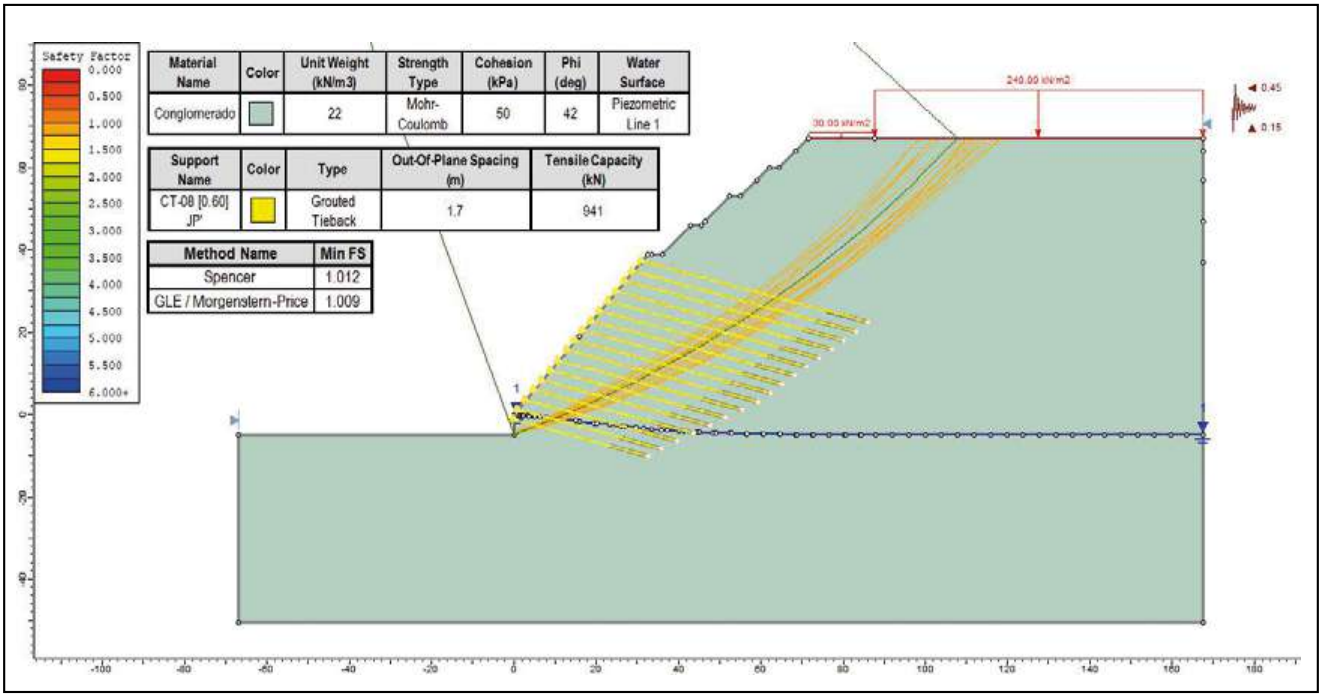


Figura 26. Factor de seguridad de la sección 1 (km 4+800) en situación extrema (talud con el sistema de contención luego del retiro del tsunami).

6.2. Anclajes postensados

Para garantizar el correcto desempeño de los anclajes durante la vida útil del proyecto de contención, se debe cumplir con las normativas peruanas y recomendaciones internacionales para el diseño y ejecución de anclajes (RNE, 2018a; PTI, 2014; FHWA, 1999; ABNT, 1996).

6.2.1. *Longitud libre*

La definición de las longitudes libres y cargas de los anclajes postensados resulta de los cálculos de estabilidad global del sistema de contención. Para incorporar los anclajes en los modelos numéricos, es necesario definir las cargas de servicio de los tendones en función de las características de los cables de acero y de la respuesta del terreno.

El diseño de los anclajes está en función del carácter permanente de las estructuras propuestas para la contención de los taludes de los acantilados y, por lo tanto, deberán tener una vida útil compatible con las necesidades de la obra principal que es el muro de hormigón armado. Por este motivo, los cables de acero deben recibir tratamiento anticorrosivo especial en toda su extensión (RNE, 2018a; PTI, 2014). Del mismo modo, el cabezal luego del tensado deberá quedar herméticamente protegido para evitar la agresión de factores externos.

El proyecto de contención plantea anclajes permanentes como el presentado en los planos del proyecto (Puelles, 2023) o anclajes permanentes de cables DCP de la empresa DYWIDAG (figura 27).

La carga de trabajo o carga de servicio de los anclajes permanentes está definida por la ecuación [1] (RNE, 2018a; ABNT, 1996).

$$P_w = \frac{0.90\ f_y\ A_s}{\eta} \qquad [1]$$

Donde:

f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

A_s = área del acero de refuerzo.

η = coeficiente de seguridad $\eta = 1.75$ (para anclajes permanentes).

Los anclajes postensados están formados por cables de acero ASTM A-416 grado 270 y de baja relajación, proceso que reduce significativamente la pérdida de tensión causada por el envejecimiento.

Como ya hemos mencionado, parte del análisis de estabilidad de taludes consiste en encontrar: (1) el número de anclajes; (2) las cargas de servicio; y (3), las dimensiones de las longitudes libres requeridas para satisfacer la condición de equilibrio y que la superficie de potencial deslizamiento pase por dichas longitudes, garantizando de este modo

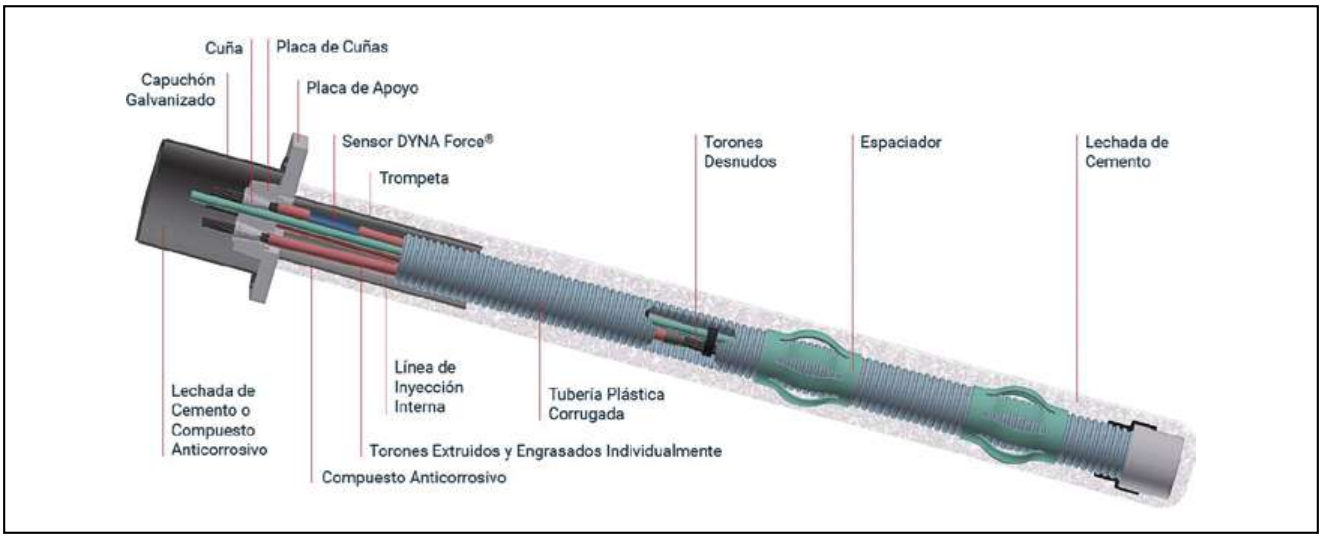


Figura 27. Anclajes permanentes con cables con doble protección anticorrosiva (DCP) (DYWIDAG, 2023).

que los bulbos se ubiquen en terreno estable. Los resultados para cada sección de estudio se resumen en la tabla 19.

6.2.2. *Longitud del bulbo*

Para el cálculo de la longitud del bulbo, usaremos inicialmente la ecuación [2], propuesta por la NTE E.050 (RNE, 2018a) y por el Post-Tensioning Institute (PTI, 2014).

$$L_b = \frac{P_w}{\pi \cdot D \cdot \tau_w} \qquad [2]$$

Donde:

P_w = carga de trabajo del anclaje.

D = diámetro de la perforación.

τ_w = capacidad de adherencia de servicio en el contacto suelo - lechada de cemento $\tau_w = \tau_{ult} / FS \geq 2.00$.

τ_{ult} = capacidad de adherencia última en el contacto suelo - lechada de cemento.

La NTE E.050 (RNE, 2018a), así como el PTI (2014) y la FHWA (1999), recomiendan valores promedios de la capacidad de adherencia τ_{ult} para suelos o rocas, con fines de diseño preliminar de la longitud del bulbo. Seleccionamos un valor promedio de $\tau_{ult} = 0.83\ MPa$ para el conglomerado de Lima Metropolitana (gravas arenosas densas a muy densas), considerando el diámetro nominal efectivo de perforación usado frecuentemente en la práctica $D = 0.10\ m$ y usando la carga de servicio de los anclajes $P_w = 96\ t = 941\ kN$, obtenemos $L_b = 7\ m$ (tabla 20).

Nuestra experiencia en excavaciones profundas en Lima Metropolitana, nos hace suponer que en el cuerpo del talud podrían presentarse lentes de arenas gravosas densas a muy densas y para prever el escenario que algunos bulbos puedan cimentarse en este tipo de material, realizaremos el cálculo respectivo (tabla 20).

En la tabla 20 presentamos un parámetro que hemos denominado capacidad de carga de servicio por metro lineal de bulbo p_w, muy usado en la práctica. Para el caso del conglomerado de Lima dicho valor es $p_w = 14\ t/m \approx 140\ kN/m$ y para la arena medianamente gruesa densa a muy densa $p_w = 10\ t/m \approx 100\ kN/m$.

Adicionalmente, para el cálculo de la longitud de los bulbos, se han usado los resultados de una investigación realizada en Lima Metropolitana, para la determinación de la capacidad de adherencia última en la interfase suelo

Tabla 19. Geometría y capacidad de carga de los anclajes del proyecto

Sección	Número de filas	Espaciam. horizontal (m)	Longitud libre (m)	Longitud bulbo (m)	Longitud tensado (m)	Longitud anclaje (m)	Longitud efectiva (m)	Carga de servicio (t)	Carga de servicio (kN)	Acero de refuerzo	Tipo de inyección
Sección 1	17	1.7	47 a 24	10	2	59 a 36	57 a 34	96	941	9 ϕ 5/8"	IRS
Sección 2	14	1.55	44 a 24	10	2	56 a 36	54 a 34	96	941	9 ϕ 5/8"	IRS
Sección 3	14	2.3	44 a 24	10	2	56 a 36	54 a 34	96	941	9 ϕ 5/8"	IRS

Tabla 20. Capacidad de carga última por metro lineal de bulbo para el conglomerado de Lima y para arenas medianamente gruesas densas a muy densas

Terreno de cimentación de bulbos inyectados a presión	Capacidad última de adherencia				p_{ult} (t/m)	p_w (t/m)	$p_{ult\ asum.}$ (t/m)	$p_{w\ asum.}$ (t/m)	Carga de servicio (t)	Longitud bulbo (m)
	NTE E.050, 2018a		Valor Promedio							
	(MPa)		(MPa)	(t/m^2)						
Grava arenosa, densa a muy densa	0.28	1.38	0.83	84.61	26.58	13.29	28	14	96	7
Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa	0.25	0.97	0.61	62.18	19.53	9.77	20	10	96	10

- lechada de cemento del bulbo τ_{ult} (Puelles, 2011), la misma que ha sido desarrollada a partir de ensayos de arrancamiento de anclajes postensados a escala natural, construidos en distintos distritos de la ciudad, a diferentes profundidades y considerando longitudes variables de los bulbos ejecutados usando inyección repetitiva selectiva (IRS).

Finalmente, de los tres cálculos realizados para definir la longitud de bulbo L_b de los anclajes del proyecto, cuyo resumen presentamos en la tabla 21, seleccionaremos el mayor valor dada la importancia del proyecto y por la vida útil que tendrán los anclajes ($L_b = 10\,m$).

6.3. Taluzado con refuerzo y control de erosión

La estabilidad global de los acantilados está totalmente asumida por el muro anclado. Las banquetas tienen la geometría apropiada para que no se produzcan fallas de tipo local. Esto ha sido probado en los cálculos de estabilidad (Puelles, 2023).

Los taludes de los acantilados están sometidos constantemente a erosión eólica, la cual genera constantemente caídas de gravas y cantos rodados que se desprenden por gravedad al perder la matriz arenosa que los mantiene unidos. Estas partículas se proyectan hacia la autovía que se ubica en la plataforma inferior generando constantemente accidentes. Por esta razón, aun estando garantizada la estabilidad local de las banquetas, es necesario que tomemos medidas para controlar dicho fenómeno.

6.3.1. *Solicitaciones actuantes*

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, la primera medida que consideraremos será colocar un manto de control de erosión resistente a la luz UV y como segunda medida plantearemos la instalación de un refuerzo con membrana flexible y pernos de anclajes, dimensionados para un eventual desprendimiento superficial de gravas considerando un espesor de capa inestable de hasta $t = 2.5\,m$.

Las acciones sísmicas son las mismas que hemos considerado para el análisis de estabilidad de taludes. Sin embargo, nos enfocaremos en dimensionar la situación de sismo extremo ($k_h = 0.45$, $k_v = 0.15$).

6.3.2. *Cálculos y resultados*

Para dimensionar el sistema de protección flexible y pernos de anclaje, hemos usado el software RUVOLUM® Online Tool (GEOBRUGG, 2023), el cual es una plataforma web de libre disponibilidad de la empresa GEOBRUGG.

El programa de cómputo permite hacer los cálculos a partir del ingreso de ciertos parámetros: (1) las condiciones geométricas del talud; (2) las solicitaciones actuantes estáticas y dinámicas; (3) los parámetros geotécnicos del conglomerado de Lima; (4) las características físicas y mecánicas de la malla de acero; y (5), las características físicas y mecánicas de los pernos de anclajes (figura 28).

Tabla 21. Resumen del cálculo de la longitud del bulbo de los anclajes del proyecto

Diámetro cable (pulg)	Número cables (und)	Carga de servicio (t)	Carga última (t)	Longitud de bulbo (m)				
				$L_b = a\,P_{ult}^{\,b}$ (Puelles, 2011)		$L_b = p_w\,P_w$ (NTE E.050, 2018a)		L_b (m)
				Grava arenosa densa a muy densa		Grava arenosa densa a muy densa	Arena gruesa densa a muy densa	
				a = 59.41	b = 0.62	pw = 14 t/m	pw = 10 t/m	
0.6	8	96	172	5.5		7	10	10

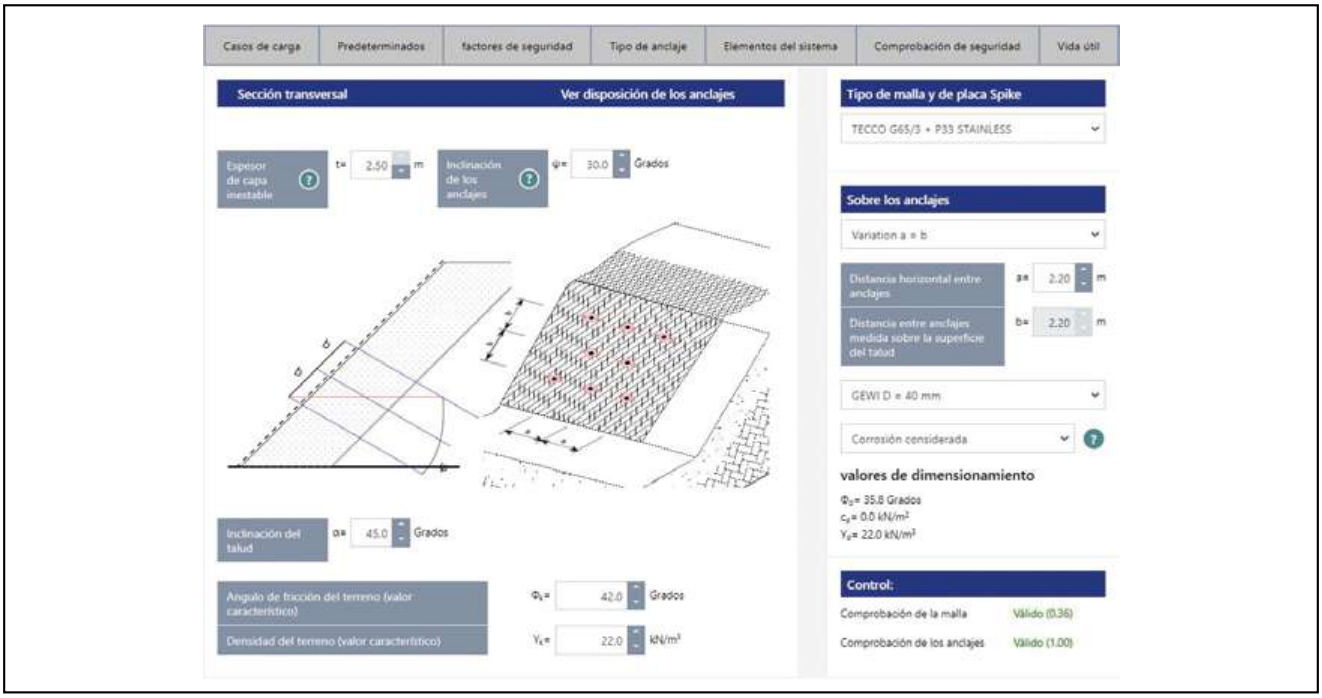


Figura 28. Ingreso de datos al *software* RUVOLUM® Online Tool (GEOBRUGG, 2023).

Con la carga de servicio resultantes de los pernos $P_w = 268.6\ kN\ (27.4\ t)$, procederemos al cálculo de la longitud anclada en base al valor promedio de la capacidad de adherencia última en el contacto suelo - lechada de cemento del bulbo ($\tau_{ult} = 0.61\ MPa$) de la tabla 20. Consideraremos un diámetro de perforación de $D = 90\ mm$. Es importante precisar que la NTE E.050 (RNE, 2018a) y el PTI (2014), establecen para el caso de anclajes de barras o pernos, que la longitud del bulbo no será inferior a 3 m y la longitud libre mínima será 3 m.

En base a los datos y normativas mencionadas, obtenemos $L_b = 3.5\ m$ (tabla 22).

La malla de acero que usaremos es la TECCO® G65/3 STAINLESS de GEOBRUGG, que es de acero inoxidable para garantizar la vida útil de la malla frente a los potenciales efectos corrosivos de la brisa marina. La malla es de acero de alta resistencia con abertura $D_i = 65\ mm$, para retener las gravas y cantos rodados de *TM* inferior a dicha abertura.

Para retener las partículas de tamaño inferior a $D_i = 65\ mm$, debemos evitar la erosión eólica de los acantilados. Para ello, proponemos proteger totalmente el taluzado con un manto permanente TERRATRAC® TRM50 de la empresa GEOMATRIX.

Tabla 22. Cálculo de anclajes para el sistema TECCO® que será instalado en las banquetas previstas en el taluzado del proyecto

Tipo de sistema	TECCO System
Patrón de anclaje	2.2 m x 2.2 m
Tipo de perno	GEWI 40 mm
Tipo de suelo	Arena medianamente gruesa densa a muy densa.

Carga de servicio		Capacidad última de adherencia		Diámetro de perforación (m)	p_{ult} (t/m)	p_w (t/m)	$p_{ult\ asum.}$ (t/m)	$p_{w\ asum.}$ (t/m)	Longitud bulbo (m)	Longitud libre (m)	Longitud efectiva de perno (m)
(kN)	(t)	(MPa)	(t/m²)								
268.6	27.4	0.61	62.18	0.09	17.58	8.79	18	9	3.5	3	6

6.4. Muros anclados

6.4.1. *Consideraciones de diseño*

La elevación de run up de diseño R^* no debe ser menor a 1.3 veces la máxima elevación de run up R (MVCS, 2021; FEMA P646, 2019; ASCE 7-16, 2017). La altura del muro anclado H' debe cumplir $H' \geq 1.3R$. Adriano *et al.* (2013) y Jiménez *et al.* (2013) estimaron que $R = 24\ m$, lo cual resulta concordante con los mapas de la DHN (2021). De este modo, para el proyecto de contención hemos definido que $H' = 32\ m$.

La profundidad de socavación que produciría el tsunami en la plataforma inferior de los acantilados de la Costa Verde es $D_{soc} = 3.7\ m$ (MVCS, 2021; ASCE 7-16, 2017; MBIE, 2020). Para fines de la presente investigación y por la importancia de la obra, consideraremos $D_{soc} = 5\ m$. Es decir, el muro anclado debe considerar una altura total que incluya la profundidad socavada por el tsunami $H = H' + D_{soc} = 37\ m$.

La densidad del fluido de tsunami ρ_s no debe ser menor a $1100\ kg/m^3$.

Las profundidades máximas de inundación y las velocidades de flujo asociadas con las etapas de inundación por tsunami, se determinaron usando el procedimiento indicado por el MVCS (2021) y la ASCE 7-16 (2017), el cual está basado en el análisis de la línea de gradiente de energía. Para realizar este cálculo, se cuenta con el límite de inundación horizontal x_R y elevación run up R de las cartas de inundación proporcionadas por la DHN (2021), así como con la elevación del perfil topográfico de máxima pendiente del proyecto.

La velocidad de flujo calculada del tsunami v no será inferior a $3\ m/s$, ni mayor que el menor valor de $1.5\sqrt{g\ h_{max}}$ y $15{,}2\ m/s$.

El muro debe ser capaz de resistir las cargas de servicio P_w de los anclajes postensados calculados en el apartado anterior, así como las cargas de ensayo P_e a las que serán sometidas para evaluar el control de calidad en obra, según lo dispuesto en el RNE (2018a). Para anclajes permanentes, la carga máxima en los ensayos de calificación será $P_e = 1.75\ P_w$, es decir $P_e = 168\ t = 1648\ kN$.

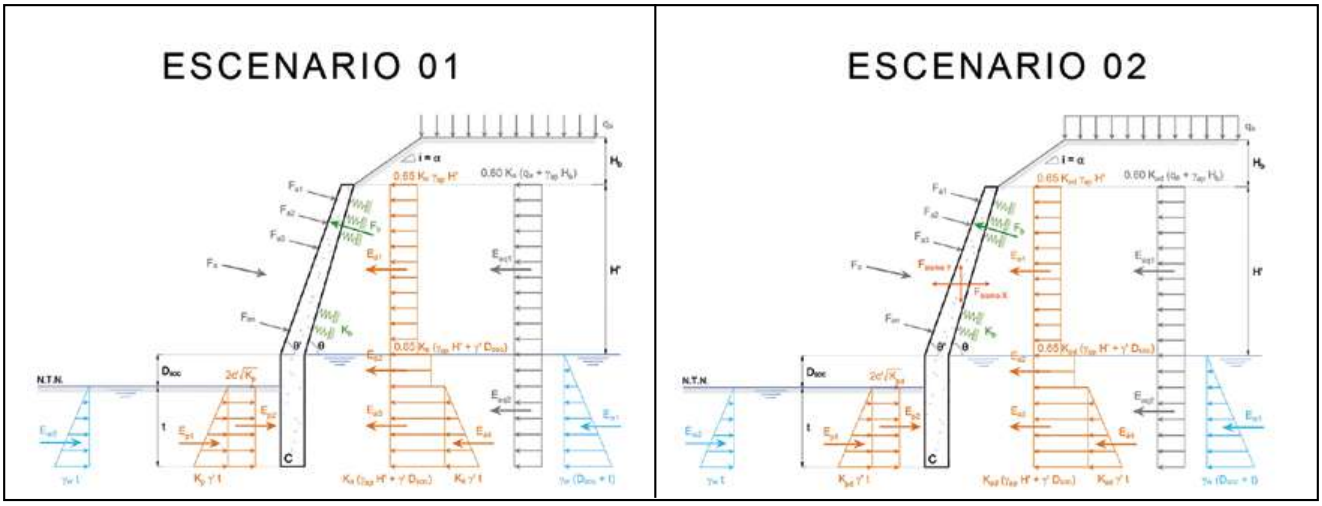


Figura 29. Fuerzas actuantes sobre el muro anclado y muro pantalla en el escenario 01 (fuerzas estáticas), y escenario 02 (escenario 01 + acciones sísmicas).

6.4.2. *Solicitaciones actuantes*

En las figuras 29 y 30 se presentan las acciones enunciadas en el apartado 5, para los tres escenarios que tenemos previstos para el diseño del muro anclado. La descripción de cada una de las formulaciones se presenta en el TFM (Puelles, 2023).

En el escenario 03, las fuerzas inducidas por el tsunami las consideraremos dentro de dos subescenarios A y B. El subescenario A considera que el agua del tsunami permanece un lapso reducido de tiempo, inundando la plataforma inferior de la Costa Verde y por ello contempla solo la fuerza hidrostática. El subescenario B considera adicionalmente a las fuerzas hidrostáticas, las fuerzas hidrodinámicas y de impacto actuando sobre el muro anclado. Ambos escenarios se presentan en la figura 30.

6.4.3. *Cálculos y resultados*

Los valores de los esfuerzos actuantes sobre el muro de hormigón armado (muro anclado más muro pantalla), han sido calculados usando las expresiones propuestas para cada escenario descrito en el apartado anterior y se presentan en el TFM (Puelles, 2023).

Para el diseño de estructuras de hormigón armado, las normativas peruanas establecen combinaciones de cargas para: (1) las acciones estáticas y dinámicas debido al sismo (RNE, 2009); y (2), para las acciones estáticas y dinámicas ocasionadas por el tsunami (MVCS, 2021). Dichas combinaciones se resumen en la tabla 23.

Si bien el diseño estructural del muro de hormigón armado no forma parte del alcance del presente proyecto, realizaremos un cálculo aproximado del acero a flexión requerido por el muro, el cual debe ser considerado como un valor estrictamente referencial. Para el cálculo del área del acero , usaremos las expresiones planteadas para elementos de hormigón armado sometidos a flexión (RNE, 2009).

En base a las solicitaciones calculadas (Puelles, 2023) y a las combinaciones de cargas presentadas en la tabla 23, se podrá realizar el análisis y cálculo estructural del muro anclado mediante un modelamiento numérico apropiado, usando un programa de cómputo como SAP 2000 u otro similar.

De forma aproximada hemos obtenido el momento máximo nominal mayorado M_n para una franja de muro de ancho unitario $M_n \approx 7400\,kN \cdot m$. Para un espesor de muro $e_m = 1.50\,m$ y una resistencia a la compresión uniaxial del hormigón $f'_c = 420\,kg/cm^2 \approx 42\,MPa$, obtenemos $A_s \approx 161\,cm^2$.

Usaremos barras de acero corrugado ASTM A-615 Grado 60 de la empresa ACEROS AREQUIPA de diámetro ϕ 1 3/8'' cuya área nominal es $a_{sb} = 10.06\,cm^2$. De este modo, podemos distribuir el acero de refuerzo en *4 capas de* ϕ 1 3/8'' 12.5 cm.

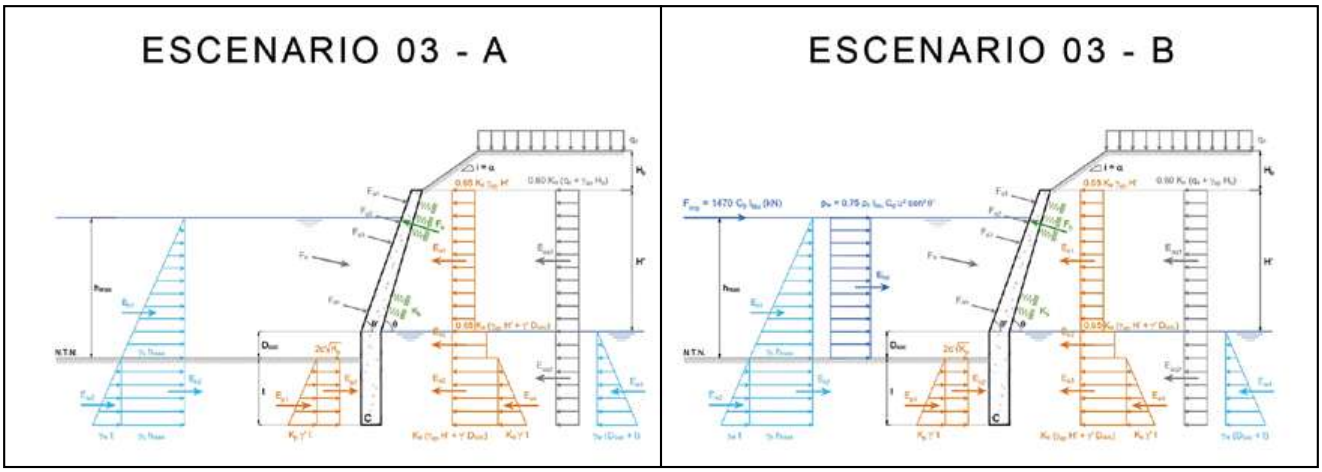


Figura 30. Fuerzas en el escenario 03 con sus dos subescenarios de fuerzas del tsunami.

Tabla 23. Combinaciones de cargas establecidas por el RNE (2009) y el MVCS (2021)

COMBINACIONES DE CARGA											
Escenario	Combinación	FA	EE	ES12	ES34	FSx	FSy	TSU_imp	TSU_he	TSU_hd	PP
Escenario 01	COM3	1.4	1.7	0	0	0	0	0	0	0	1.4
	COM4	0.9	1.7	0	0	0	0	0	0	0	0.9
Escenario 02	COM5-I	1.25	1.25	1	0	1	1	0	0	0	1.25
	COM5-II	1.25	1.25	1	0	-1	1	0	0	0	1.25
	COM5-III	1.25	1.25	0	1	1	-1	0	0	0	1.25
	COM5-IV	1.25	1.25	0	1	-1	-1	0	0	0	1.25
	COM6-I	0.9	0	1	0	1	1	0	0	0	0.9
	COM6-II	0.9	0	1	0	-1	1	0	0	0	0.9
	COM6-III	0.9	0	0	1	1	-1	0	0	0	0.9
	COM6-IV	0.9	0	0	1	-1	-1	0	0	0	0.9
Escenario 03	COM1	1.2	1.2	0	0	0	0	1	1	1	1.2
	COM2	0.9	0	0	0	0	0	1	1	1	0.9

NOMENCLATURA	
FA	Fuerza de anclajes
EE	Empuje estático de Coulomb
ES12	Empuje sísmico de Mononobe-Okabe (quitando el peso propio) - aceleración vertical hacia arriba
ES34	Empuje sísmico de Mononobe-Okabe (quitando el peso propio) - aceleración vertical hacia abajo
FSx	Fuerza sísmica en masa de muro - dirección horizontal a la derecha
FSy	Fuerza sísmica en masa de muro - dirección vertical hacia arriba
TSU_imp	Fuerza puntual de impacto debido a escombros en tsunami
TSU_he	Fuerzas debido al tsunami - componente hidrostática
TSU_hd	Fuerzas debido al tsunami - componente hidrodinámica
PP	Peso propio

6.5. Muros pantalla

6.5.1. *Consideraciones de diseño*

Planteamos el uso de pantallas de impermeabilización con el objetivo de incrementar la longitud de las líneas de flujo generadas por la inundación producida por el tsunami y de este modo reducir los gradientes en el terreno ubicado en el trasdós del anclado.

Las pantallas previstas constituyen el tramo vertical del muro de hormigón armado y adicionalmente a su función como elemento impermeabilizante, servirán como cimentación del muro anclado frente a la erosión hidráulica producida por el tsunami en la plataforma inferior de los acantilados.

El diseño considera que la inundación permanece durante un periodo máximo de 24 horas (FEMA P646, 2019), tiempo que nos servirá para evaluar el flujo en régimen transitorio que podría ocurrir desde el intradós del muro anclado impermeable, hacia el terreno ubicado en el trasdós del muro.

La conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad del conglomerado de Lima se ha obtenido de ensayos realizados en algunas obras de excavaciones profundas para edificaciones y los realizados para el Metro de Lima. De este modo, el valor que usaremos será $k_s = 2\times10^{-2}\ m/s$.

La conductividad hidráulica del hormigón de baja permeabilidad al agua según la NTC 4483 (ICONTEC, 1998) es $k_w < 10^{-12}\ m/s$. En la presente investigación usaremos conservadoramente el valor máximo de dicho coeficiente $k_w = 10^{-12}\ m/s$. En general el muro de hormigón armado (muro anclado y pantalla) debe ser tratado con aditivo impermeabilizante como el Sika® WT-100.

6.5.2. *Solicitaciones actuantes*

Las acciones sobre el muro pantalla son las mismas que hemos presentado para el cálculo del muro anclado, debido a que la pantalla es la extensión vertical soterrada del muro de hormigón armado.

6.5.3. *Cálculos y resultados*

Los cálculos de filtración de agua producida por la inundación del tsunami (24 horas), se han desarrollado usando el programa de cómputo *Slide2* de la empresa Rocscience. Dichos cálculos se han realizado: (1) para la condición del talud en su estado natural e inundado por acción del tsunami (condición C1-A); y (2), para la condición del talud reforzado con el sistema de contención e inundado por el tsunami (condición C3-A).

Se han realizado modelos considerando diferentes profundidades de la pantalla impermeable, con el objetivo de evaluar el incremento piezométrico que experimentaría el nivel freático localizado en el trasdós del muro anclado a consecuencia del incremento de la carga hidráulica ocasionada por el tsunami en el intradós del muro anclado. El análisis se ha realizado en régimen de flujo transitorio para

Tabla 24. Resultados del análisis de filtración con el sistema de contención inundado por el tsunami (condición C3-A)

Profundidad de la pantalla impermeable t (m)	Máxima altura piezométrica en el terreno ubicado en el trasdós del muro, medida respecto al nivel medio del mar $h_{p\,max}$ (m)		
	Sección 1	Sección 2	Sección 3
	(km 4+800)	(km 4+480)	(km 4+330)
0	10.8	10.8	10.8
5	7.1	7.1	7.1
10	4.8	4.8	4.7
15	3.1	3.2	3.1

diferentes periodos de permanencia del tsunami (0 *horas*, 1 *hora*, 6 *horas*, 12 *horas*, 24 *horas* y 30 *días*).

Los resultados que se presentan en la tabla 24 corresponden a los máximos niveles piezométricos h_p alcanzados en el terreno ubicado en el trasdós del muro, tomando como referencia el nivel freático del proyecto ($NF = +0.00\,m\,s.n.m. = NE. - 5.00\,m$) que coincide con el nivel medio del mar. Las profundidades de la pantalla impermeable que hemos estudiado son $t = 0\,m$, $5\,m$, $10\,m$ y $5\,m$.

A partir de los resultados presentados en la tabla 24, consideramos conveniente emplear una profundidad de pantalla impermeable $t = 10\,m$, la cual permitirá un incremento piezométrico en el terreno ubicado adyacente al trasdós del muro anclado hasta $h_{p\,max} \approx 4.8\,m$. Para simplificar algunos cálculos analíticos, asumimos $h_{p\,max} \approx 5m$ que permanece constante en todas las secciones de análisis.

Las superficies piezométricas resultantes luego de producida la infiltración debida al tsunami (condiciones C1-A y C3-A), servirán como dato de entrada para el cálculo de la estabilidad de los taludes en su estado natural (condiciones C1-B y C1-C) y reforzados con el sistema de contención (condiciones C3-B y C3-C).

6.6. Auscultación del proyecto

6.6.1. *Consideraciones para el plan de auscultación*

Con fines de monitorear el correcto desempeño de los elementos estructurales componentes del proyecto de contención, se plantea instalar instrumentos en las secciones que contemplen las 20 plataformas de refugio, las cuales se encuentran espaciadas 1 km entre ellas a lo largo de la Costa Verde.

Se plantea la implementación de un sistema de automatización para las lecturas de los instrumentos y un plan de contingencia que defina acciones a realizar según los niveles de alarma establecidos a partir de los parámetros admisibles del diseño.

6.6.2. *Equipos de auscultación*

En cada sección se plantea instalar: (1) tres inclinómetros verticales fijos digitales, que contienen sondas a lo largo de la profundidad de la tubería, los cuales son conocidos como inclinómetros verticales multipuntos de cuerda vibrante; (2) dos piezómetros para determinar las posibles variaciones del nivel freático al interior del cuerpo del talud, producidas fundamentalmente por la inundación del tsunami; (3) tres extensómetros de cinco puntos, para medir las posibles deformaciones verticales en el cuerpo de los acantilados, en el trasdós del muro anclado; y (4), celdas de carga para medir las posibles variaciones de tensión en cada anclaje de la sección, en especial, las pérdidas que puedan reportarse en el tiempo por efectos de relajación de los tendones y movimientos del terreno (figura 31).

Se plantea la instalación de al menos tres acelerógrafos en el proyecto. Los registros sísmicos obtenidos permitirán: evaluar la respuesta sísmica de los materiales de los acantilados, contrastarlos con la PGA de diseño y calibrar los parámetros dinámicos empleados en el modelamiento numérico del proyecto.

6.6.3. *Automatización del sistema*

En cada sección se propone la construcción de tres casetas de instrumentación de hormigón armado, ubicadas: en el pie de los taludes, en las plataformas de refugio y en la plataforma superior de los acantilados. En el interior de estas casetas, se instalarán dispositivos que permitirán concentrar y almacenar la información proveniente de los instrumentos (inclinómetros, piezómetros, extensómetros y celdas de carga que trabajan con el principio de cuerda vibrante).

Para transmitir la información hacia un centro de monitoreo y control, se instalarán en las casetas unos dispositivos denominados *RSTAR Affinity Gateway* de la empresa RST (Puelles, 2023) que trabajan usando: (1) el servicio de internet, transmitiendo los datos hacia los servidores en la nube; o (2), una red local, enviando los datos hacia los servidores locales (figura 31).

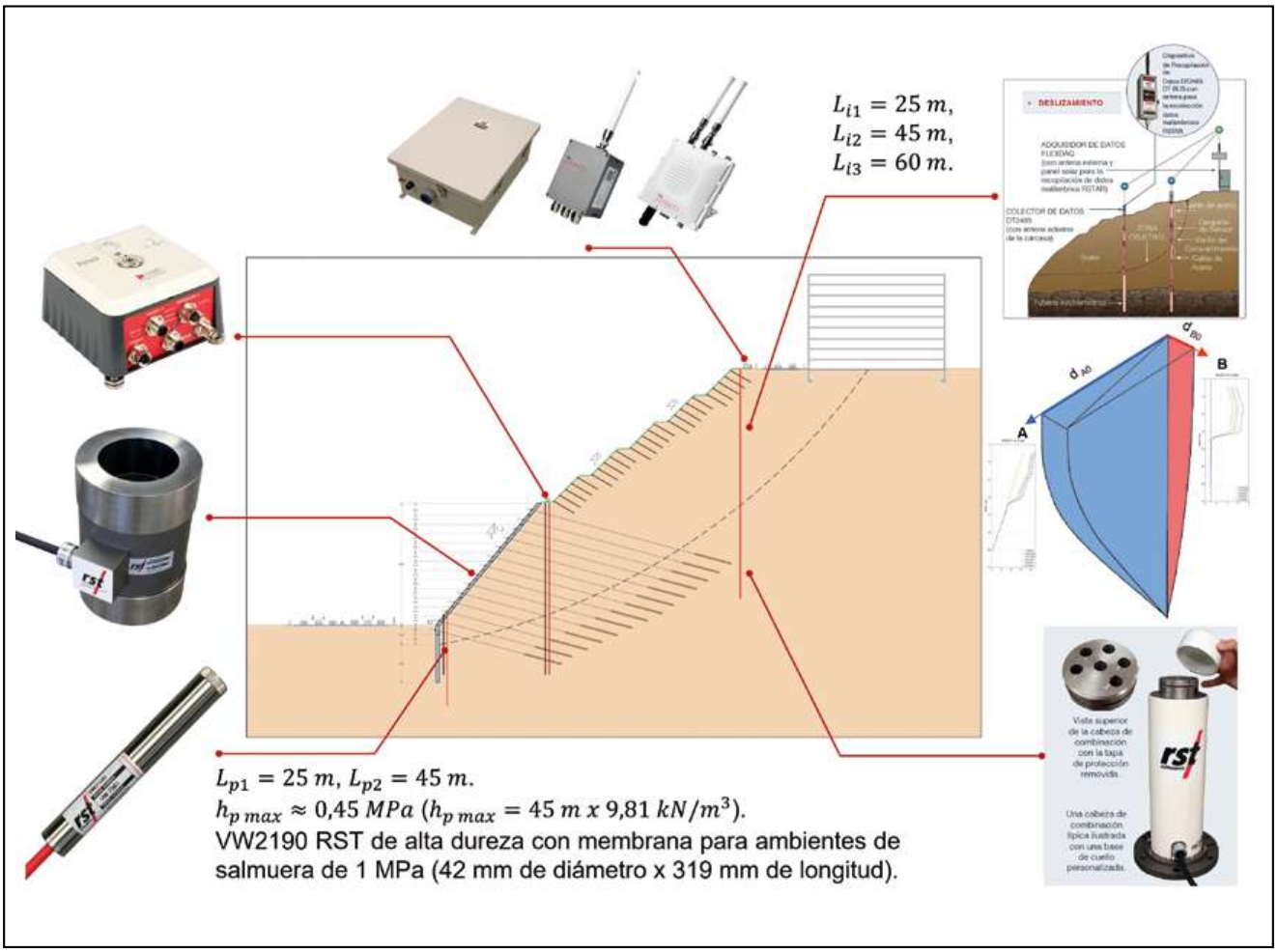


Figura 31. Equipos de auscultación propuestos para el proyecto de contención (Puelles, 2023).

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos del cálculo de estabilidad de taludes y cálculo de filtraciones en régimen transitorio, evidencian que las tres secciones estudiadas del acantilado de la Costa Verde en las condiciones actuales (estado natural), serían inestables y colapsarían en caso de producirse el sismo extremo. La inestabilidad se incrementa con la ocurrencia del tsunami pronosticado. El resumen de los resultados se presenta en las tablas 12, 13 y 14.

El sistema de contención propuesto, resistiría las acciones permanentes (estáticas), accidentales (sismo de proyecto) y extremas (sismo de magnitud 8.8 Mw con tsunami), conforme se evidencia en los cálculos realizados y resumidos en las tablas 16, 17 y 18.

El procedimiento constructivo del sistema de contención, cumple con los factores de seguridad para obras provisionales, según lo establecido en la tabla 8. La estabilidad del procedimiento constructivo se puede verificar con el resumen de resultados presentado en la tabla 15.

Los cálculos de filtración en régimen transitorio cuando el tsunami inunda el talud en estado natural o con el sistema de contención construido, han permitido definir el incremento del nivel freático en el terreno localizado en el trasdós del muro anclado. Para ello, se han estudiado varias profundidades de la pantalla impermeable ($t = 0\ m,\ 5\ m,\ 10\ m$ y $15\ m$), obteniéndose las líneas piezométricas para cada profundidad de pantalla y para diferentes periodos de permanencia del tsunami (0 *horas,* 1 *hora,* 6 *horas,* 12 *horas,* 24 *horas* y 30 *días*). Luego de hacer algunas corridas de estabilidad considerando los niveles piezométricos para una permanencia de inundación de 24 horas, se determinó que la profundidad técnicamente más apropiada para la pantalla es $t = 10\ m$ conforme se presenta en el resumen de resultados de la tabla 24.

El sistema de contención permitirá, además, solucionar los problemas actuales relacionados con el desprendimiento de partículas de los taludes de los acantilados producidos por acción eólica y sismos leves. Asimismo, permitirá estabilizar los sectores potencialmente inestables y zonas de relleno localizadas en la cresta de los taludes.

El proyecto contempla un sistema automatizado de auscultación, que tiene por objetivo controlar que las mediciones realizadas en tiempo real, se mantengan dentro de los límites permisibles del diseño. Adicionalmente a las mediciones de control periódicas de los instrumentos, se debe realizar un estudio de los datos de auscultación: (1) al menos una vez por año (sugerimos que sea semestralmente); (2) previo a la ocurrencia de un tsunami; y (3), luego de producido el tsunami.

8. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Los cálculos presentados en este documento han sido desarrollados usando métodos analíticos y modelos de equilibrio límite, los cuales pueden ser complementados con modelos numéricos usando las técnicas de elementos

finitos (FEM, por sus siglas en inglés) y diferencias finitas (DFM, por sus siglas en inglés).

El análisis usando FEM o MEF, permitiría adicionalmente evaluar otros modelos constitutivos más apropiados para evaluar las deformaciones del terreno como el modelo *Hardening Soil Small* (HS Small), el cual tiene en cuenta el aumento de la rigidez de los suelos en deformaciones pequeñas.

La irregularidad de la geomorfología de los taludes de los acantilados, podría poner en discusión los resultados obtenidos con modelos bidimensionales de deformación plana, motivo por el cual, sería conveniente realizar algunos modelos numéricos 3D.

Dada la envergadura e importancia del estudio, consideramos conveniente la realización de modelos físicos a escala, orientados a validar la respuesta estática y dinámica de la interacción suelo-estructura incluyendo el tsunami.

9. REFERENCIAS

ABNT (1996). *Execução de tirantes ancorados no terreno.* NBR 5629/1996. Rio de Janeiro (Brasil): Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Adriano, B., Mas, E., Koshimura, S., Fujii, Y., Yauri, S., Jiménez, C., y Yanagisawa, H. (2013). Tsunami inundation mapping in Lima, for two tsunami source scenarios. *Journal of Disaster Research,* 8(2): pp. 276-284.

Alva, J.E., y Soto, J. (2022). Análisis de estabilidad de la Costa Verde, Lima, Perú. XXVII *Reunión Nacional de Profesores de Ingeniería Geotécnica, Cuarta Conferencia Eulalio Juárez Badillo, México.*

Alva, J.E., Soto, J., y Ortiz, C.E. (2023). Estimation of the permanent seismic displacements of the Costa Verde cliffs, Lima, Perú. *Proceedings of the 9ICEG-9th International Congress on Environmental Geotechnics, Chania, Greece, 25-28 June 2023* (pp. 211-220).

ASCE/SEI 7-16 (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Reston (Virginia): American Society of Civil Engineers-Structural Engineering Institute.

BOE (2021). *Normas técnicas de seguridad para las presas y sus embalses.* Real Decreto 264/2021, de 13 de abril. Disposición 5867 del *Boletín Oficial del Estado* N.º 89. Madrid (España): BOE.

Cañari, M. (2001). *Análisis de la estabilidad de taludes de la Costa Verde.* Tesis de Grado. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería.

CENEPRED (2020). *Escenario de riesgo por sismo y tsunami para Lima y Callao.* Lima (Perú): Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres.

CISMID (2010). *Evaluación de la amenaza frente a tsunami para Lima y Callao.* Lima (Perú): CISMID.

CISMID (2013-2014). Resultados del proyecto Japón - Perú – SATREPS, Fortalecimiento de tecnología para mitigación de desastres por terremoto y tsunami en el Perú. PREVAED - PP068. Lima (Perú): CISMID.

Chlieh, M., Perfettini, H., Tavera, H., y Avoac, J-P. (2011). Interseismic coupling and seismic potential along the Central Andes subduction zone. *Journal of Geophysical Research Solid Earth,* 116 (B12405). doi:10.1029/2010JB008166

DHN (2021). *Carta de inundación en caso de tsunami generado por un sismo de 8.8 Mw para el distrito de Miraflores.* CIT-150122-Miraflores. Lima (Perú): Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú. https://www.dhn.mil.pe/files/cnat/pdf/cartas-inundacion/CIT_150122_Miraflores.pdf

DYWIDAG (2023). *Gama de productos geotécnicos.* DYWIDAG. https://downloads.ctfassets.net/wz1xpzqb46pe/7JoDcJZq9czkAXv4cdoPZb/699085637f9ac61646b6711152d132e2/10653_Dywidag_GT_Brochure_South_America_MEX_RevH_WEB.pdf

Estaire, J., y Olivenza, G. (2013). Factores de seguridad en la estabilidad de taludes de acuerdo con el Eurocódigo EC-7 y el Anejo Nacional Español. *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Palma de Mallorca, 11-14 de junio de 2013.*

FEMA (2019). *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis.* FEMA P646 (3rd ed.). Redwood City (California): Prepared by Federal Emergency Management Agency (FEMA), the National Oceanic & Atmospheric Administration (NOAA) and the Applied Technology Council (ATC).

FHWA (1999). *Geotechnical Engineering Circular N.° 4, Ground Anchor and Anchored Systems.* Publication N.° FHWA-IF-99-015. Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

GEOBRUGG (2023). *RUVOLUM® Software Manual.* Software RUVOLUM® Online Tool. Dimensioning tool for the TECCO® / SPIDER® slope and rock stabilization system. © GEOBRUGG AG. https://www.geobrugg.com/file-66913/downloadcenter/level2-product-manuals/TECCO/L2_RUVOLUM-Manual-EN-240311.pdf

Hynes-Griffin, M.E., y Franklin, A.G. (1984). *Rationalizing the Seismic Coefficient Method.* Final Report, Miscellaneous Paper GL-84-13. Vicksburg (Mississippi): Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers.

ICONTEC (1998). *Ingeniería civil y arquitectura. Concretos. Métodos de ensayo para determinar la permeabilidad del concreto al agua.* Norma Técnica Colombiana NTC 4483 Bogotá (Colombia): Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC).

IGP (2020). *Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú.* Informe Técnico N.º 004-2020/IGP, Lima (Perú).

IGP (2021). *Generación de escenarios sísmicos para Lima Metropolitana - Acantilados de la Costa Verde.* Informe Técnico N.º 018-2021/IGP Ciencias de la Tierra Sólida, Lima (Perú).

INDECI (2014). *Mapas de peligros, vulnerabilidad y riesgos, plan de usos del suelo ante desastres, proyectos y medidas de mitigación de la Costa Verde.* Estudio PCS - Programa Ciudades Sostenibles. Proyecto 00062396 Municipalidad Metropolitana de Lima - PNUD. Proyecto 00076485 Ciudades Sostenibles INDECI - PNUD. Instituto Nacional de Defensa Civil - Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, Lima (Perú).

INDECI (2017). *Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8 Mw.* Lima (Perú): Instituto Nacional de Defensa Civil, Dirección de Preparación (INDECI-DIPRE), Centro de Procesamiento de Información Geoespacial (CEPIG).

INGEMMET (2023). *Caracterización geológica, hidrogeológica, evaluación de peligros geológicos por movimientos en masa e identificación de zonas de depósitos antropogénicos en la Costa Verde. Distritos, Barranco, Chorrillos. Miraflores, San Isidro, Magdalena del Mar, San Miguel, provincia y departamento de Lima.* Informe Técnico A7351. Lima (Perú): Instituto Geológico Minero y Metalúrgico. Dirección de Geología Ambiental y Riesgo Geológico.

Jiménez, C., Moggiano, N., Mas, E., Adriano, B., Koshimura, S., Fujii, Y., y Yanagisawa, H. (2013). Seismic source of 1746 Cal-

lao earthquake from tsunami numerical modeling. *Journal of Disaster Research,* 8(2): pp. 266-273.

MBIE (2020). *Tsunami Loads and Effects on Vertical Evacuation Structures.* Technical Information (1st ed.). Ministry of Business, Innovation and Employment, Gobierno de Nueva Zelanda.

MML (2020). *Plan de Prevención y Reducción del Riesgo de Desastre de la Costa Verde 2020-2023.* Lima (Perú): Municipalidad Metropolitana de Lima, Gerencia de Gestión del Riesgo de Desastres.

MML (2022). *Plan Maestro de la Costa Verde 2022-2032.* Lima (Perú): Municipalidad Metropolitana de Lima (MML), Instituto Metropolitano de Planificación (IMP), Autoridad del Proyecto Costa Verde (ACV).

MVCS (2021). *Lineamientos para el diseño de edificaciones para evacuación vertical frente a tsunamis.* Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), Resolución Ministerial N.º 219-2021-Vivienda del 23 de julio de 2021. Lima (Perú): Diario Oficial *El Peruano,* 26 de julio de 2021.

PTI (2004). *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors.* Post-Tensioning Institute-PTI, Prestressed Rock and Soil Anchor Committee (4th ed.), USA.

PTI (2014). *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors,* PTI DC-35. 1-14. Post-Tensioning Institute-Prestressed Rock and Soil Anchor Committee (5th ed.), USA.

Puelles, J.A. (2011). *Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo - aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana.* Tesis de Maestría. Lima (Perú): Escuela de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

Puelles, J.A. (2023). *Contención de los acantilados de la Costa Verde de Lima Metropolitana frente a sismos y tsunamis.* Trabajo Fin de Máster (TFM). Madrid (España): Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED).

Pulido, N., Aguilar, Z., Tavera, H., Chlieh, M., Calderón, D., Sekiguchi, T., Nakai, S., y Yamazaki, F. (2015). Scenario source models and strong ground motion for future mega-earthquake: Application to Lima, Central Perú. *Bulletin of the Seismological Society of America,* 105(1): pp. 368-386. doi: 10.1785/0120140098

RNE (2009). Norma Técnica E.060 Concreto Armado. Comité Técnico de la NTE E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), Decreto Supremo 010-2009-Vivienda del 08 de mayo de 2009. Lima (Perú): Diario Oficial *El Peruano*, 9 de mayo de 2009.

RNE (2012). Noma Técnica CE.020 Estabilización de Suelos y Taludes. Comité Técnico de la NTE CE.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Lima (Perú): Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS).

RNE (2018a). Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones. Comité Técnico de la NTE E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), Resolución Ministerial N.º 406-2018-Vivienda del 30 de noviembre de 2018. Lima (Perú): Diario Oficial *El Peruano,* 3 de diciembre de 2018.

RNE (2018b). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Comité Técnico de NTE E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), Resolución Ministerial N.º 355-2018-Vivienda del 23 de octubre de 2018. Lima (Perú): Diario Oficial *El Peruano,* 7 de diciembre de 2018.

Roncal, M.Á. (2017). Determinación del peligro sísmico en el territorio nacional y elaboración de aplicativo web. Tesis de Grado. Lima (Perú): Universidad Nacional de Ingeniería.

Sánchez, S., Rodríguez, J.M., López, J.D., Laina, C., y Jiménez, Á. (2016). Caracterización de suelos granulares gruesos. El caso de la grava de Lima. *10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica, A Coruña, 19, 20 y 21 de octubre de 2016.* Sociedad Española de Mecánica de Rocas (pp. 305-312).

SIGRID (2020). *Ortomosaico Costa Verde.* Lima (Perú): Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID) del Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED). Realizado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/8962

Tavera, H. (2014). *Escenario de sismo y tsunami en el borde occidental de la región central del Perú.* Lima (Perú): Instituto Geofísico del Perú-Ciencias de la Tierra Sólida, IGP-CTS.

Tavera, H. (2017). *Actualización del escenario por sismo, tsunami y exposición en la región central del Perú.* Lima (Perú): Instituto Geofísico del Perú-Ciencias de la Tierra Sólida, IGP-CTS.

Villegas-Lanza, J.C., Chlieh, M., Cavalié, O., Tavera, H., Baby, P., Chire-Chira, J., y Nocquet, J.M. (2016). Active tectonics of Perú: Heterogeneous interseismic coupling along the Nazca megathrust, rigid motion of the Peruvian Sliver, and Subandean shortening accommodation. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth,* 121(10): pp. 7371-7394. doi:10.1002/2016JB013080