


UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor Patrocinante: Franco Benedetti Leonelli.

Profesor Guía: Marcos Pardo Rojas.

Profesor Comisión: Ángela Salinas Barrera.



**“EVALUACIÓN
TÉCNICA PARA MEJORAMIENTO DEL SUELO BAJO MURO TEM
EN VIADUCTO JORGE ALESSANDRI UTILIZANDO
VIBROSUSTITUCION”**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el Título de
Ingeniero Civil

GERSON RICARDO GAJARDO JARA

Concepción, Agosto 2014

Dedicatoria

Con todo mi cariño y mi amor para las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba, a ustedes por siempre mi corazón y mi agradecimiento.

En especial por tu paciencia y comprensión, preferiste sacrificar tu tiempo para que yo pudiera cumplir con el mío. Por tu bondad y sacrificio me inspiraste a ser mejor para tí, ahora puedo decir que esta tesis lleva mucho de tí, gracias por estar siempre a mi lado, Mama.

Nomenclatura

AASTHO	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes
A_c	Área de las columnas de grava
A_l	Área de influencia de la celda unidad
a_r	parámetro de influencia
CBR	Capacidad de soporte de california
CPTU	Piezocono con medición de presión de poros
c_v	Coefficiente de consolidación vertical
c_{vr}	Coefficiente de consolidación radial
d_c	Diámetro de las columnas de grava
df	Espesor de la pantalla equivalente
d_l	Diámetro de influencia
E_{ms}	Modulo edométrico del suelo
FS	Factor de seguridad
h	Altura del muro TEM a nivel de terreno
H_d	Distancia de drenaje
h_s	Espaciamiento de columnas de grava
k_{pc}	Coefficiente de empuje pasivo de Rankine de las columnas de grava
k_{ps}	Coefficiente de empuje pasivo de Rankine del suelo
k_r	Coefficiente de compresibilidad horizontal
MINVU	Ministerio de Vivienda y Urbanismo
N_{spt}	Numero de índice de penetración estándar
p_a	Carga por unidad de área del muro TEM
r_l	Radio de influencia
s	Espaciamiento entre columnas de grava
SCF	Factor de concentración de tensiones
SPT	Ensayo de penetración estándar
S_u	Resistencia al corte no drenado del suelo
t	Tiempo
TEM	Tierra mecánicamente estabilizada
T_r	Factor de tiempo de flujo radial

T_z	Factor de tiempo de flujo vertical
U_r	Grado de consolidación radial
U_t	Grado de consolidación total
U_z	Grado de consolidación vertical
γ_w	Peso específico del agua
σ_{vc}	Tensión vertical en las columnas de grava
σ_{vs}	Tensión vertical en el suelo

INDICE DE CONTENIDO

1	INTRODUCCION.....	2
1.1	Definición de la obra	2
1.2	Justificación.....	2
1.3	Motivación.....	4
1.4	Alcances.....	5
1.5	Objetivos.....	6
1.6	Estudio de la Bibliografía Consultada	6
2	DESARROLLO.....	7
2.1	Descripción de la técnica de mejoramiento de suelos	7
2.2	Bases geométricas para el estudio de las columnas de grava	8
2.2.1	Simetría Axial.....	8
2.2.2	Deformación plana	10
2.3	Mecanismos de rotura básicos en columnas de grava.	11
2.4	Estabilidad del conjunto columna-suelo.....	12
2.5	Capacidad de carga.....	13
2.6	Consolidación de las columnas de grava y del suelo circundante.....	14
3	DETERMINACION DE LA PROBLEMÁTICA	15
3.1	Caracterización de los suelos de fundación.....	15
3.2	Verificación de la situación base de diseño.....	16
3.2.1	Estabilidad	16
3.2.2	Tiempo de consolidación.....	17

3.2.3	Potencial de licuefacción	17
4	APLICACIÓN DE LA TECNICA	18
5	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	20
5.1	Análisis de resultados utilizando columnas de grava	20
5.1.1	Estabilidad utilizando columnas de grava.	20
5.1.2	Capacidad de soporte de las columnas de grava.....	21
5.1.3	Asentamiento por consolidación con columnas de grava.....	22
5.1.4	Comparación entre el estado inicial y el con mejoramiento.....	25
6	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	26
7	REFERENCIAS	29

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Diámetro de la celda unidad equivalente.....	9
Tabla 5.1	Factores de seguridad a estabilidad global con uso de las columnas de grava.....	21
Tabla 5.2	Resultados Capacidad de soporte de columnas de grava. Falla por abombamiento corto y largo plazo	22
Tabla 5.3	Resultados de asentamiento para malla triangular con $d_c = 0.8$ m	23
Tabla 5.4	Comparación por tramos del estado inicial versus el estado con tratamiento por vibrosustitución.	25

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por vibro-compactación (Glover 1982).....	3
Figura 1.2	Comparación de las posibles cimentaciones de un terraplén sobre suelo blando adaptado de Visschedijk, (2005)	5
Figura 2.1	Detalle de la malla triangular en el tratamiento con columnas de grava.	8
Figura 2.2	Paso a deformación plana (Van Impe y De Beer, 1983).....	10

Figura 2.3 Mecanismos de rotura de una única columna en un suelo homogéneo (Barksdale y Bachus, 1983).....	11
Figura 3.1 Perfil estratigráfico para diseño considerando el sector con y sin mejoramiento	16
Figura 4.1 Plano de disposición en planta, sección y detalle tipo de columnas de grava en Viaducto Jorge Alessandri.....	19

INDICE DE GRAFICOS

Grafico 5.1 Evolución de las concentraciones de tensión en el suelo y la columna de grava.....	23
Grafico 5.2 Desarrollo del grado de consolidación en el tiempo para todos los tramos	24

“EVALUACION TÉCNICA PARA MEJORAMIENTO DEL SUELO BAJO MURO TEM EN VIADUCTO JORGE ALESSANDRI UTILIZANDO VIBROSUSTITUCION”

Gerson Ricardo Gajardo Jara

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío

ggajardo@alumnos.ubiobio.cl

Franco Benedetti Leonelli

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bío

fbenedet@ubiobio.cl

Resumen

La Avenida Jorge Alessandri es una de las mayores arterias viales del gran Concepción, en la cual convergen la mayoría de las rutas que lo unen con el resto del país. Debido al crecimiento poblacional y económico, durante los últimos años la zona comprendida entre el Aeropuerto Internacional Carriel Sur y el Mall Plaza del Trébol, ha visto sobrepasada su capacidad lo que ha generado problemas de conectividad y accesibilidad, y por ende congestión para los usuarios. Para resolver esto se ha resuelto la construcción de un viaducto con accesos a nivel dentro de una zona de este tramo. En los accesos se ha proyectado la construcción de muros de tierra mecánicamente estabilizados, los cuales en base a estudios geotécnicos serán sustentados por suelos que presentan en general problemas frente a eventos sísmicos.

Como alternativa de solución, se pretende evaluar el comportamiento de un tipo de mejoramiento de suelos que consiste en la incorporación al terreno de un material granular en forma de columnas densificadas. El diseño de esta técnica contempla múltiples aspectos a considerar dependiendo del tipo de análisis que se quiere realizar, lo que resulta en la utilización de diversas metodologías de diseño idóneas para cada tipo de análisis. Los resultados obtenidos demuestran que las columnas de grava resultan ser una excelente alternativa para la sustentación de los muros de acceso ya que son capaces de desarrollar las funciones requeridas por la estructura, aumentando la capacidad portante y de estabilidad frente al deslizamiento, así como disminuyendo los asentamientos totales y la posibilidad de licuefacción.

Palabras clave: Muros TEM, Columnas de Grava, Mejoramiento de Suelo.

6984 palabras + 5 tablas*250 + 7figuras*250 + 2 gráficos*250 = 9984 palabras

1 INTRODUCCION

En el marco del diseño y construcción del viaducto Jorge Alessandri, ubicado en la intersección de la calle Ramón Carrasco con Avenida Alessandri, específicamente en los muros de tierra mecánicamente estabilizados (TEM) tipo mesa que servirán de sustento a los accesos del viaducto, se requiere encontrar una solución a los problemas presentados de estabilidad, licuefacción y asentamientos que se producirían debido a la calidad de los estratos inferiores al suelo de fundación, cada uno de estos criterios se debe evaluar con el fin de asegurar la calidad del tratamiento de mejora del subsuelo a utilizar.

Como alternativa de solución se presenta en esta tesis un tipo de mejoramiento de suelo que consiste en la incorporación al terreno de un material granular en forma de columnas densificadas, generando junto al suelo de fundación un sistema integrado de cimentación.

1.1 Definición de la obra

Para los accesos al viaducto se ha considerado muros TEM que producen una plataforma de 17 m de ancho entre un extremo a nivel de cesante y el estribo del viaducto a una altura máxima variable hasta 6.9 m de muro aproximadamente, con largo de más de 130 m a cada lado del viaducto.

Las plataformas se apoyarán en relleno de suelos seleccionados compactados a 95% del proctor modificado (en el lado más cercano a los estribos en ambos lados) que se extienden a una profundidad de 4.5 m en un ancho de 22 m.

Para alturas menores a 3.5 m de muro TEM proyectadas no se considero mejoramiento de suelo por lo que las plataformas se apoyarán en el suelo natural.

1.2 Justificación

En base a los antecedentes recopilados, referentes al proyecto de fundación de los muros TEM y a los estudios preliminares entregados por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) de la región del Bío Bío y la inspección técnica de obra, es posible señalar que debido a la necesidad de incorporar las actualizaciones de la norma sísmica vigente y a la presencia de un estrato limo arcilloso de alta compresibilidad que posee una consistencia blanda (índice de penetración estándar, N_{SPT} promedio 6-8 golpes/pie), con baja resistencia al corte que bajo cargas sísmicas pueden generar inestabilidad (falla al corte), además de la deformabilidad del suelo que podría

generar asentamientos excesivos y finalmente, la necesidad de disminuir los tiempos de consolidación y mejorar el drenaje del suelo debido a los riesgos de licuefacción presentes, hacen imperativa la intervención del suelo de fundación bajo los muros TEM para sustentar de forma correcta la obra vial.

Para justificar la elección de esta técnica de mejoramiento inicialmente se analizó la figura 1.1 en la que se muestra la curva propuesta por Glover (1982), la que se emplea como criterio base para la selección de la utilización de vibrocompactación. En ella se muestran tres zonas. La zona A, aunque es adecuada para la densificación, puede presentar problemas para la hincada del vibrador por la abundancia de gravas. La zona B, constituida por arenas limpias, es la más adecuada para la vibrocompactación. En la zona C, la presencia de una importante fracción limosa hace que la vibración genere un hueco cilíndrico alrededor del vibrador, que se mantiene estable temporalmente e impide la transmisión de la vibración hacia fuera. En estos casos, se puede introducir material granular de aporte para el relleno del hueco y compactar la zona externa, es aquí donde el tratamiento mediante vibrosustitución granular toma fuerza como alternativa al mejoramiento debido a sus características.

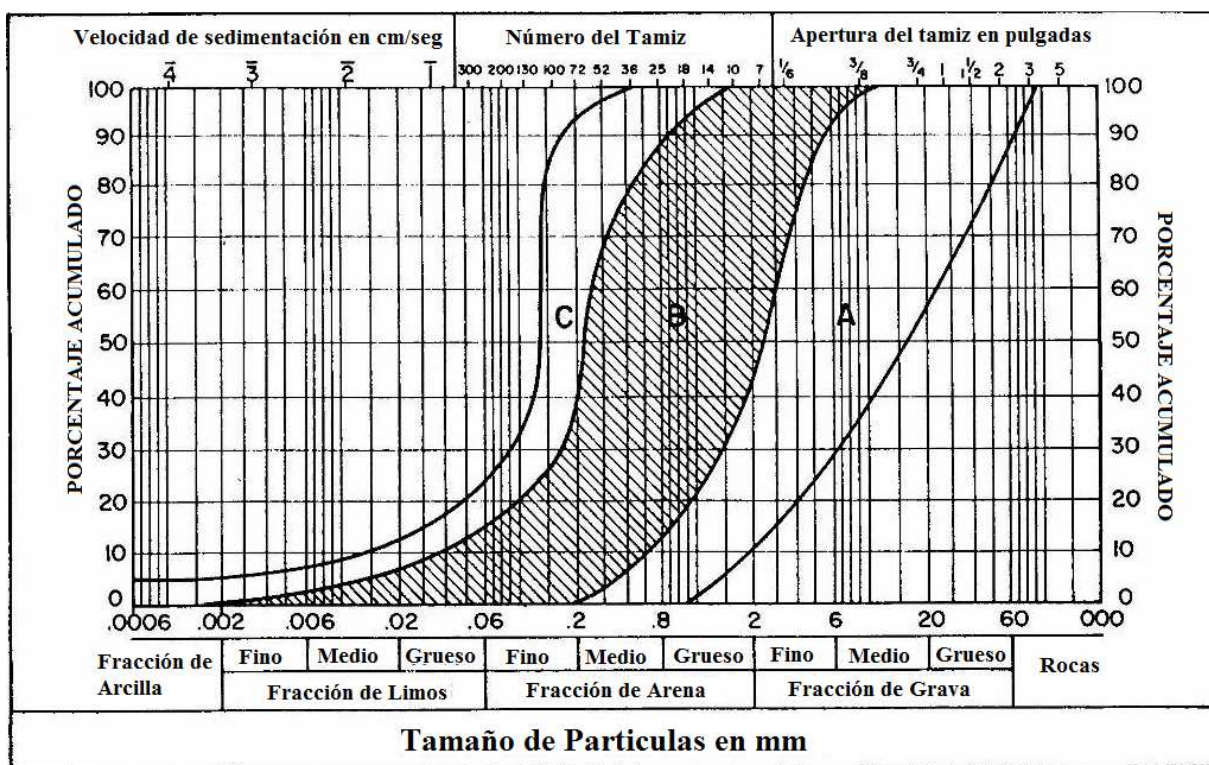


Figura 1.1 Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por vibro-compactación (Glover 1982)

Ahondando más en este aspecto, se puede estimar la limitación por contenido de finos, que se suele establecer en un 15% tal y como se observa en la gráfica, para elegir como alternativa de mejoramiento de suelos la vibrosustitución. En la frontera entre ambas situaciones se puede justificar el empleo de columnas de grava en terrenos sísmicos para reducir la posibilidad de licuefacción.

También, para clasificar su aplicabilidad en obras, se puede decir que el rango de aplicación de las columnas de grava se sitúa entre aquellos casos en los que el empleo de cimentaciones profundas convencionales (pilotaje) no es necesario por estar el estrato resistente a poca profundidad y/o por no ser la carga a soportar de suficiente magnitud, y aquellas situaciones en las que la sustitución o estabilización de todo el sustrato blando superior es muy costosa, al ser éste de gran espesor.

En base a estos criterios de selección, se puede considerar inicialmente la alternativa del uso de las columnas de grava, como tratamiento de mejora para el suelo de fundación del muro TEM en la obra en estudio, sin embargo para elegir correctamente la solución aun es necesario realizar el análisis técnico de la mejora, y verificar si ésta suple las deficiencias de diseño que presentan los estratos de suelo existentes.

1.3 Motivación

El desarrollo de la infraestructura vial en Chile es por hoy una de las necesidades primordiales para mejorar los problemas de conectividad, accesibilidad y movilidad, tanto en zonas urbanas como rurales, teniendo que considerar el resguardo de la calidad, respetando el medio ambiente y las nuevas normas sísmicas. Debido a esto se hace imperativa la búsqueda de tecnologías que permitan realizar más caminos con mayor estándar de seguridad y menos recursos.

Considerando esa misión, es que el estudio de nuevas alternativas de solución a cada ítem de la implementación de la infraestructura vial es primordial para lograr dicho objetivo.

Por otra parte, la zona centro sur de Chile se caracteriza por poseer depósitos de suelos principalmente limosos, con capacidad de soporte media a baja, con valores del “ensayo de capacidad de soporte de California” (CBR), entre 5 y 10, por lo que normalmente se requiere realizar algún tipo de mejoramiento en el suelo de fundación que sustentara los diversos tipos de obras de ingeniería.

En el caso particular del viaducto Jorge Alessandri, y en base a los antecedentes se puede apreciar que el suelo de fundación pertenece al general geotécnico de la región, por lo que requerirá un

tratamiento o elementos de mejora que logren cumplir con los requerimientos de diseño de este tipo de plataforma.

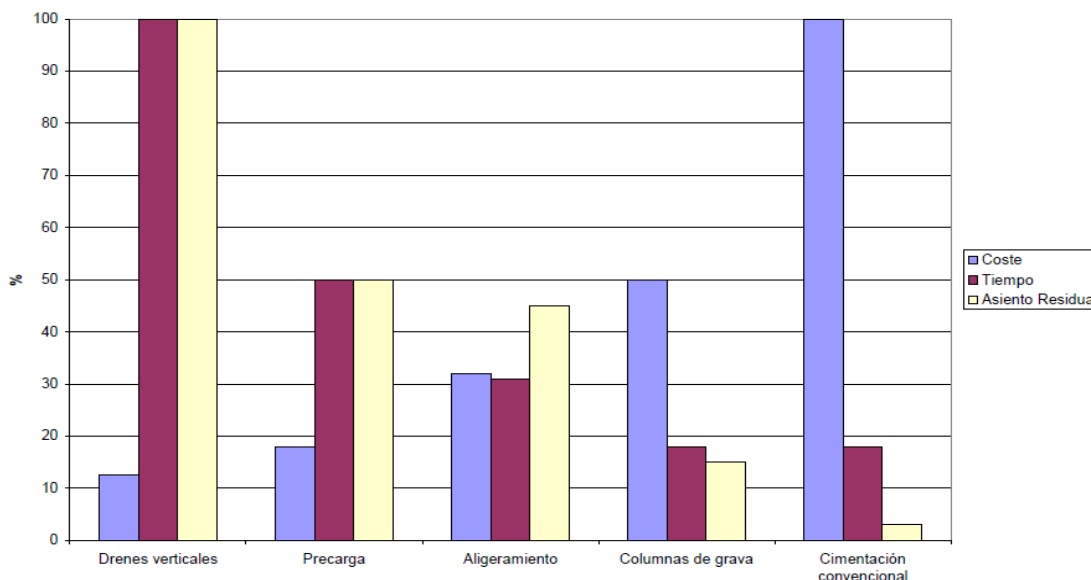


Figura 1.2 Comparación de las posibles cimentaciones de un terraplén sobre suelo blando adaptado de Visschedijk, (2005)

Como el mejoramiento de suelos es uno de los ítems que requiere una importante inversión de capital en obras viales, y en especial en esta obra en cuestión, es que se hace interesante poder contar con una alternativa de solución a los problemas de sustentación de la obra, que según la bibliografía estudiada supone una menor inversión de capital y tiempos de ejecución más acotados que las habituales como se muestra en la figura 1.2.

1.4 Alcances

El enfoque de este estudio, además de aclarar cuáles son los problemas geotécnicos a los que se enfrenta la construcción del muro TEM en el viaducto Alessandri, tiene un carácter explicativo del mejoramiento de suelo mediante la vibrosustitución o columnas de grava, que considera los métodos de diseño existentes para adoptar algunos de ellos y lograr entregar una solución a los problemas geotécnicos que presentan los suelos de fundación, si bien el alcance se vuelve extenso al considerar todas las variables, se intentara realizar un aporte explicativo de la forma de diseñar este tipo de mejora, entregando una metodología que pueda ser utilizada en este caso y en situaciones similares.

1.5 Objetivos

Objetivo principal

Evaluar técnicamente el uso de vibrosustitución con columnas de grava para el mejoramiento de suelo bajo los muros TEM de acceso al viaducto Jorge Alessandri.

Objetivos específicos

- Caracterizar los problemas del suelo de fundación que sustentarán los muros TEM.
- Sintetizar las técnicas de diseño del método de vibrosustitución.
- Diseñar el mejoramiento de terreno mediante la vibrosustitución.
- Evaluar las mejoras respecto a la condición inicial.

1.6 Estudio de la Bibliografía Consultada

A continuación se entrega una revisión general de la bibliografía existente sobre el tratamiento en terraplenes sustentados por suelos blandos con columnas de grava. Si bien el comportamiento de las columnas de grava es un tema amplio con múltiples aspectos a considerar, se intentará aclarar cada uno de ellos.

El estudio de las columnas de grava se realiza utilizando ciertos criterios para simplificar el problema, entre ellos está la utilización de una geometría que traslada el problema tridimensional a uno en dos dimensiones, llevando el problema a deformación plana o simetría axial.

Para el análisis de la consolidación del sistema suelo-columna, existe una diversidad de metodologías e hipótesis simplificadoras para estudiar el tema, existiendo desde métodos que utilizan ábacos para simplificar la solución, hasta algunos que usando métodos de elementos finitos resultan demasiado complejos para su utilización en el diseño (Balaam y Poulos, 1983) a menos que se cuente con un software idóneo para su diseño. De las metodologías se puede nombrar a las propuestas por Greenwood (1990), Priebe (1976, 1995), Balaam y Brooker (1981), Van Impe De Beer (1983), Castro y Sagasetta (2008), entre otros.

El análisis de estabilidad de las columnas de grava y la mejora que proporcionarían al deslizamiento bajo terraplenes, se realiza mediante consideraciones geométricas, llevando el estudio a deformación plana. Barksdale y Bashus (1983), propone una metodología para evaluar esta resistencia al deslizamiento, sin embargo el planteamiento presenta el inconveniente de estimar el ángulo de corte y la profundidad media del plano de falla.

En especial, al analizar la capacidad de carga de la columna de grava el problema consiste en obtener la tensión vertical máxima que puede soportar la columna a fin de evitar su falla. Esta tensión máxima estaría relacionada a la capacidad de confinamiento que le entrega el suelo circundante bajo ciertas condiciones de carga, por lo tanto, se estudia el fenómeno de soporte en condiciones donde el suelo soporte la menor carga vertical lo que implicaría que su capacidad de confinar es mínima, en este caso Aboshi et al., 1979, propone un método para obtener los límites sobre los cuales debe mantenerse el factor de concentración de tensiones bajo ciertas condiciones de confinamiento.

En cuanto a la mejora proporcionada por las columnas de grava a la licuefacción de los suelos frente a cargas cíclicas, no existe una extensa variedad de metodologías como en el caso de la consolidación y la estabilidad. A pesar de lo anterior Seed y Brooker (1977), proponen una metodología para cuantificar la mejora proporcionada por la incorporación de las columnas de grava, frente a las cargas cíclicas producidas por un terremoto y la disminución del potencial de licuefacción en el suelo, sin embargo esto no podrá ser abordado en esta tesis debido a que no se cuenta con los parámetros requeridos para su cálculo y posterior interpretación.

2 DESARROLLO

A continuación se entrega una descripción general de la técnica de vibrosustitución, de las consideraciones y de la metodología a utilizar en el diseño.

2.1 Descripción de la técnica de mejoramiento de suelos

Las columnas de grava, también conocidas como vibrosustitución, son una técnica de mejora o refuerzo del suelo, realizada mediante perforaciones verticales al terreno que se rellenan en sentido ascendente con el aporte de gravas introducidas mediante vibración, y se utiliza para la mejora de suelos muy blandos a medios (arenas limosas, limos arcillosos, arcillas, etc.). La técnica se basa principalmente en que la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo natural produce una redistribución de las tensiones aplicadas que resulta en una concentración de las mismas en las columnas. Debido a esto, se aumenta la capacidad portante del sistema, llevando a una disminución de los asentos y también a una uniformidad de los mismos. Una vez aplicada la carga sobre las columnas, estas sufren una deformación radial horizontal, transfiriendo presiones laterales al suelo circundante, movilizándolo su resistencia al corte.

Las columnas de grava funcionan también como drenes verticales que facilitan la disipación de las presiones intersticiales generadas por la carga transmitida solicitante del terraplén superior y, consecuentemente, aceleran la consolidación del suelo. Además, debido a su capacidad de disipar las presiones intersticiales sin que los fuertes cizallamientos provocados por la carga cíclica de un sismo dañen completamente su integridad e impidan que sigan funcionando como drenes, las hacen una excelente alternativa para reducir la posibilidad de licuefacción.

2.2 Bases geométricas para el estudio de las columnas de grava

Para estudiar las columnas de grava es necesario realizar una serie de hipótesis sobre la geometría del tratamiento real, que simplifican el problema y lo hacen más sencillo. Existen en general dos tipos de transformación para el estudio, en simetría axial y en deformación plana. Dependiendo de la metodología de diseño y por ende la sollicitación que se estudia, se considera una u otra.

2.2.1 Simetría Axial

En un tratamiento real, las columnas se disponen en mallas de diferentes geometrías (ver figura D.1, anexo D). Principalmente se distinguen 3 casos, las mallas triangulares, las cuadradas y las hexagonales.

Comúnmente, en aquellos casos que las columnas se usan en forma extensiva en mallas uniformemente distribuidas a lo largo y ancho de toda la extensión que se quiere mejorar, se utiliza el estudio en simetría axial, en el cual se estudia una única columna y su área tributaria de suelo, siendo ésta la porción de terreno que se encuentra alrededor de la columna y sobre la cual ejerce su acción de mejora.

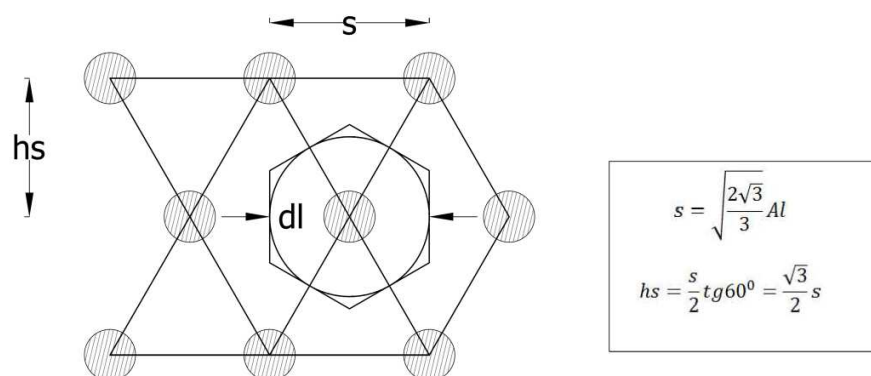


Figura 2.1 Detalle de la malla triangular en el tratamiento con columnas de grava.

La figura 2.1 muestra un esquema de la malla triangular y los parámetros que definen la geometría para el estudio en simetría axial.

Tabla 2.1 Diámetro de la celda unidad equivalente

Distribución	Área de influencia (Tributaria)	Diámetro de la celda unidad
Triangular	$\frac{\sqrt{3}}{2} s^2$	$d_l = \frac{\sqrt{2\sqrt{3}}}{\pi} s \approx 1.050s$
Cuadrada	s^2	$d_l = \frac{\sqrt{4}}{\pi} s \approx 1.128s$
Hexagonal	$\frac{3\sqrt{3}}{4} s^2$	$d_l = \frac{\sqrt{3\sqrt{3}}}{4\pi} s \approx 1.286s$

La tabla 2.1 muestra el diámetro tributario que se considera en el diseño. El diámetro de la columna se mantiene constante en la transformación. A partir de esta situación, el estudio se puede realizar considerando una sección por el centro de la columna, con lo que el problema tridimensional se reduce a dos dimensiones.

La geometría de la malla se define a partir del diámetro seleccionado de las columnas (d_c), y del parámetro de sustitución (a_r), que se define como el cociente entre el área de una columna y su área tributaria:

$$a_r = \frac{A_c}{A_l} = \left(\frac{d_c}{d_l}\right)^2 \tag{2.1}$$

Donde

A_c : Área de la columna que depende del diámetro (d_c).

A_l : Área tributaria que depende del diámetro (d_l), correspondiente a la tipología de malla elegida.

d_l : Diámetro de la celda unidad equivalente que depende del espaciamiento entre columnas (s), y de la malla utilizada.

2.2.2 Deformación plana

Otra forma de transformar la geometría real de las columnas de grava a dos dimensiones, sobre todo a la hora de analizar la estabilidad del conjunto bajo un terraplén, es la deformación plana, la que consiste en transformar las columnas en zanjas equivalentes. La transformación suele hacerse a partir de la geometría real o a partir del modelo de geometría axial. Dependiendo del interés del estudio, o mejor dicho del criterio de diseño a analizar se puede fijar ciertas condiciones de transformación.

Uno de los métodos de transformación es el propuesto por Van Impe y De Beer (1983).

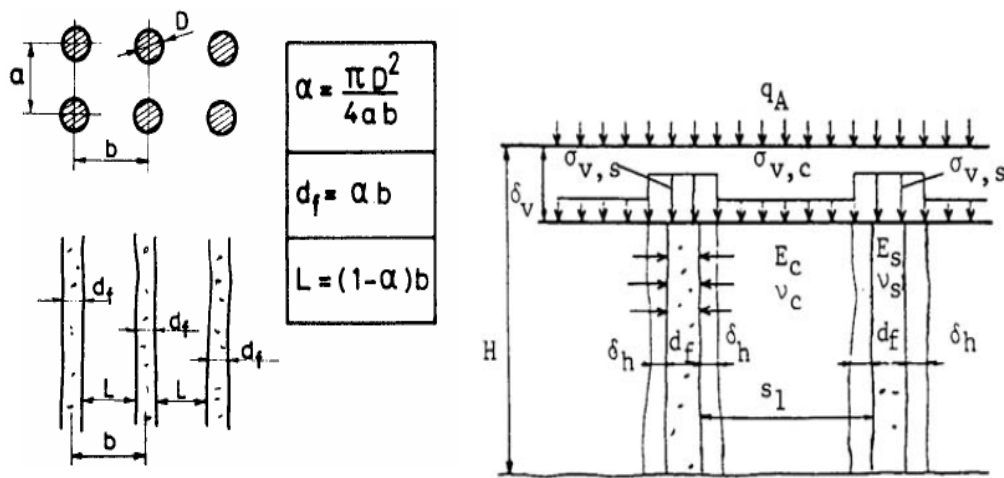


Figura 2.2 Paso a deformación plana (Van Impe y De Beer, 1983)

La transformación a zanjas equivalentes, de la figura 2.2, se lleva a cabo después de definir la malla a utilizar, el espaciamiento y el radio de las columnas.

Como se utilizara la distribución de una malla triangular, se puede aclarar la igualdad de los parámetros utilizados, basados en la correspondencia de la figura 2.2 y 2.1 de donde $D = d_c$ (diámetro de las columnas), $b = h$ y $a = s$ (distancias de espaciamiento entre columnas según su disposición). Por lo que redefiniendo para los parámetros de la malla triangular.

$$\alpha = \frac{\pi d_c^2}{4sh} \tag{2.2}$$

En la transformación se busca definir las nuevas dimensiones equivalentes para estudiar el problema, con esto:

$$df = \alpha h \tag{2.3}$$

$$L = (1 - \alpha)h \tag{2.4}$$

En la cual df , representa el espesor de las pantallas equivalentes, y L , el espaciamiento a borde de las pantallas.

2.3 Mecanismos de rotura básicos en columnas de grava.

Los mecanismos de rotura de las columnas de grava se muestran en la figura 2.3, si se analiza una columna aislada, los tipos de rotura aceptados normalmente en la literatura se pueden dividir en tres tipos.

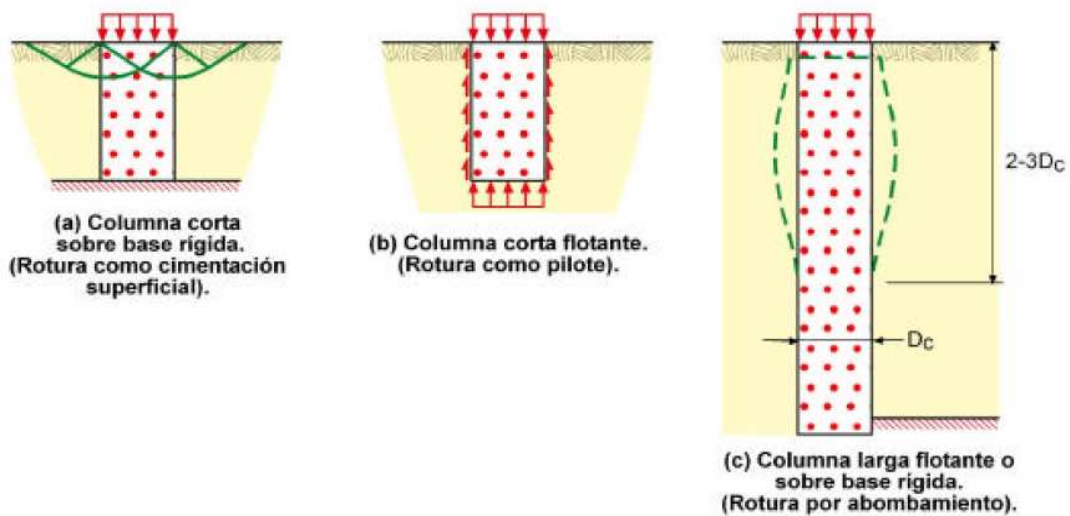


Figura 2.3 Mecanismos de rotura de una única columna en un suelo homogéneo (Barksdale y Bachus, 1983)

El tipo de rotura (a), corresponde a un modo de rotura local o generalizada, al igual que si fuese una cimentación superficial. Esto se produciría si la columna fuese muy corta y estuviese apoyada en un estrato resistente. Esto se explicaría por el escaso confinamiento lateral que proporcionaría el suelo en la zona superficial, lo que además evitaría la correcta compactación de la columna en esa zona y que daría lugar a la baja resistencia en los niveles superiores. Para evitar este tipo de rotura resulta muy efectiva la colocación de una capa superficial de grava (blanket) de un espesor aproximadamente igual al radio de la columna. Esta además serviría como drenaje, para homogenizar los asientos y repartir las cargas. El tipo de rotura (b), es el menos común y correspondería a una rotura por fuste del tipo que se produce en los pilotes, sin embargo, en la realidad las columnas se diseñan para alcanzar un estrato resistente, lo que impide ese tipo de rotura. De estos tres tipos de falla el más común en columnas de una longitud mayor a tres veces

su diámetro, es el tipo (c), el cual corresponde a una falla por abombamiento excesivo. Como se ilustra en la figura 2.3 este tipo de falla se produce entre 2 a 4 diámetros de profundidad, zona en que el confinamiento lateral es menor. Los métodos de cálculo existentes abordan el tema del confinamiento intentando estimar la tensión máxima que podría soportar la columna sin abombarse.

Si la columna proporciona un empuje que supera el del suelo, la estabilidad del horizonte suelo-columna se mueve horizontalmente hasta equilibrarse, y si la diferencia es muy grande el desplazamiento horizontal llevaría a producir la falla en la columna.

La capacidad de carga que puede soportar un grupo de columnas es mayor al de una columna aislada, debido al grado de confinamiento que le otorgan las columnas al interior del grupo. Es posible señalar que la situación extrema donde el confinamiento lateral proporcionado por el suelo es menor, se produciría, en caso de columnas en grupos bajo terraplenes, fuera del borde del terraplén, lugar donde las tensiones en el suelo se deben únicamente a su peso propio.

2.4 Estabilidad del conjunto columna-suelo

Existen diversos criterios para analizar la estabilidad de las columnas trabajando en conjunto con el suelo, que basan su desarrollo en el principio geométrico de la deformación plana, y analizando las tensiones a las cuales se enfrentan para igualar la resistencia al deslizamiento de la situación real al planteado en deformación plana. Uno de los más aceptados es el propuesto por Barksdale y Bashus, (1983), que considera la influencia del factor de concentración de tensiones en la tensión vertical que actúa sobre el suelo y la columna.

Otra forma de analizar la estabilidad de las columnas de grava y el suelo que las circundan es mediante algún software especializado. Estos se utilizan para estudiar la estabilidad del suelo frente a las sollicitaciones ya sean estáticas o dinámicas. Los software trabajan en 2 dimensiones por lo que es necesario llevar el problema tridimensional a deformación plana considerando para el estudio una transformación coherente de las zanjas, por lo que es posible utilizar cualquier software de cálculo habitual de estabilidad (métodos de rebanadas), en los cuales el programa itera los posibles círculos de deslizamientos a diversas profundidades y la resistencia que presenta el sistema suelo-columna a estas sollicitaciones los cuales deben cumplir con los factores de seguridad mínimo estipulados en la normativa vigente (ver tabla B.1, anexo B).

2.5 Capacidad de carga

La capacidad de carga depende directamente del grado de confinamiento proporcionado por el suelo circundante. Uno de los métodos analíticos más utilizados es el de Compozer, (Aboshi et al, 1979), el cual asume que las columnas se encuentran en un estado de carga triaxial, y que tanto ellas como el suelo circundante presentan un comportamiento rígido-perfectamente plástico. La metodología propone el estudio en el corto y largo plazo (sin drenaje y drenado respectivamente). En ambos estados se utiliza el criterio de Mohr-Coulomb para igualar las tensiones horizontales del suelo y la columna en su zona de contacto. En esta metodología se consideran la obtención de los límites teóricos entre los cuales debe mantenerse el factor de concentración de tensiones (SCF, ecuación 2.5), con el fin de evitar la falla. Estos límites dependen de las características del suelo y las columnas y de las tensiones a las cuales están sometidos.

$$\frac{\sigma_{vc}}{\sigma_{vs}} = SCF \quad (2.5)$$

Donde

σ_{vc} : Tensión vertical en la columna

σ_{vs} : Tensión vertical en el suelo

SCF : Factor de concentración de Tensiones

Los límites que debe respetar el SCF se muestran en las ecuaciones 2.6 y 2.7 respectivamente.

En el corto plazo:

$$SCF = \frac{\sigma_{vc}}{\sigma_{vs}} \leq k_{pc} \left(\frac{2S_u}{\sigma_{vs}} + 1 \right) \quad (2.6)$$

Donde

S_u : Resistencia al corte, en condiciones no drenada del suelo

k_{pc} : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine de las columnas de grava

En el largo plazo

$$k_{ps} \leq SCF \leq k_{ps} k_{pc} \quad (2.7)$$

Donde

k_{pc} : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine del suelo

2.6 Consolidación de las columnas de grava y del suelo circundante

La consolidación de las columnas de grava en el caso de cargas uniformemente repartidas, se suele estudiar en simetría axial, ya que simplifica el diseño abordándolo de una manera tal que pueda representar la totalidad de las columnas en una malla utilizada bajo este tipo de sollicitación.

Uno de los métodos para analizar la consolidación alrededor de las columnas de grava, es el propuesto por Castro (2008). En el modelo se incluye la deformación radial de la columna, considerando el equilibrio horizontal de las tensiones radiales en el contacto entre la columna y el suelo. Además, el análisis se extiende considerando tanto el comportamiento elástico, como plástico de la columna, el cual considera una solución en la que se elimina la hipótesis de confinamiento lateral total para el suelo y la columna durante el proceso de consolidación. Además, tiene la particularidad de entregar el desarrollo en el tiempo de todos los parámetros que intervienen en la consolidación.

El análisis del proceso de consolidación para el suelo a mejorar con columnas de grava se basa en la Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi (1925), y en la formulación para un drenaje radial puro según Barron (1948). Si se adopta la expresión de Carrillo (1942), de donde:

$$U_t = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (2.8)$$

Siendo:

U_t : Grado de consolidación total para un tiempo t

U_r : Grado de consolidación radial para un tiempo t

U_z : Grado de consolidación vertical para un tiempo t

Para determinar U_t , se debe determinar el factor tiempo T_z , que es el porcentaje del tiempo total que se ha consumido para lograr el asiento con solo drenaje vertical, siendo adimensional.

$$T_z = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (2.9)$$

Donde c_v es el coeficiente de consolidación vertical, H_d corresponde a la distancia máxima que tiene que recorrer el agua y t es el tiempo transcurrido. Con el valor de T_z se calcula el grado de consolidación vertical U_z .

Análogo al parámetro T_z , se obtiene el factor de tiempo T_r , que a su vez es igual a la siguiente expresión que tiene en cuenta el drenaje radial:

$$T_r = \frac{c_{vr}t}{4r_l^2} \quad (2.10)$$

Siendo r_l radio de la celda unidad equivalente y c_{vr} el coeficiente de consolidación radial (m^2/s), que depende de la permeabilidad horizontal del suelo k_r , y del diámetro de influencia de la columna de grava.

$$c_{vr} = \frac{k_r E_{ms}}{\gamma_w} \quad (2.11)$$

Donde

E_{ms} : Módulo edométrico del suelo

γ_w : Peso específico del agua

Lo anterior es la base del estudio, sin embargo su resolución es bastante extensa, debido a esto se entregará el análisis detallado de la formulación en el anexo D, con el fin de que el lector pueda visualizar la metodología que define teóricamente el comportamiento de la consolidación alrededor de las columnas de grava.

3 DETERMINACION DE LA PROBLEMÁTICA

El análisis pretende primero caracterizar los suelos en los que se fundarán los muros TEM proyectados y en base a ésta realizar una revisión de los problemas técnicos a los que se sometería la normal construcción de dichos muros.

3.1 Caracterización de los suelos de fundación

Para incorporar de forma segura las plataformas de acceso al viaducto utilizando los muros TEM es necesario primero caracterizar los problemas a los que podría ser sometido el suelo de fundación al intentar sustentarlos, verificando si éstos por si solos cumplen con los requerimientos a los que son solicitados. Para lo anterior se encargaron inicialmente estudios geotécnicos que contemplaban ensayos de penetración estándar (SPT), granulometría, Humedad peso específico, un ensayo de compresión no confinada y ensayos de penetración con cono dinámico (CPTU). En base a los estudios y a informes preliminares (ver anexo A), es posible realizar una completa caracterización de los suelos de fundación con el fin de verificar si éstos logran sustentar de forma correcta la obra. De estos últimos se entrega a continuación, en la Figura 3.1 el perfil estratigráfico de diseño y su caracterización.

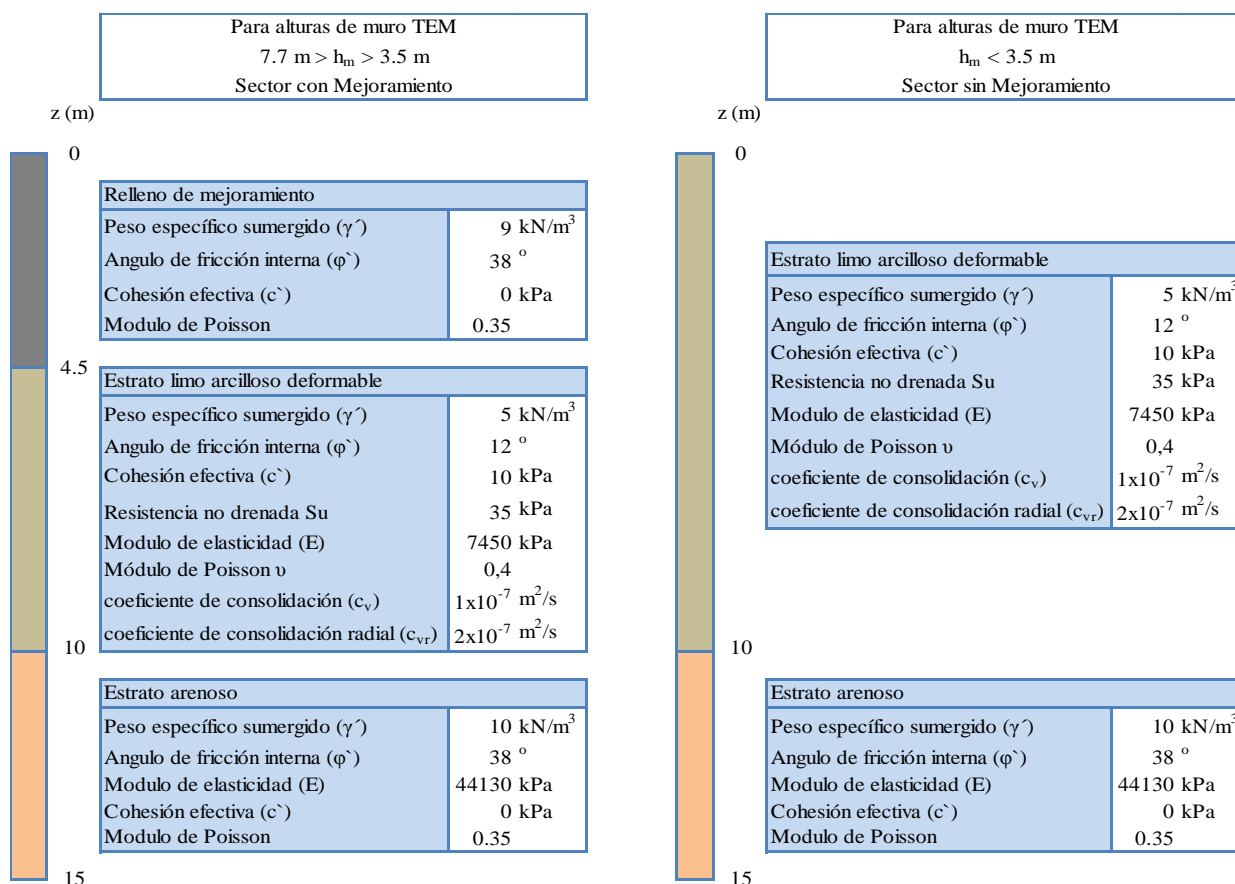


Figura 3.1 Perfil estratigráfico para diseño considerando el sector con y sin mejoramiento

3.2 Verificación de la situación base de diseño

A continuación se revisan los resultados obtenidos para la situación inicial del muro TEM, revisando la estabilidad, tiempo de consolidación y el potencial de licuefacción.

Debido a que el tema principal de esta tesis es el estudio de la mejora mediante el tratamiento con columnas de grava en esta sección se dará a conocer los resultados finales considerando su revisión más detallada en el anexo C y cuya metodología se resume en el anexo B.

3.2.1 Estabilidad

El análisis de estabilidad comprendió dos etapas, la primera un análisis de la estabilidad externa del muro TEM, de estos resultados se concluye que en general la zona de mejoramiento presenta factores de seguridad aceptables en deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte, sin

embargo el tramo proyectado comprendido entre alturas de muro TEM de 3.5 m a 2 m, arroja factores de seguridad bajos a la capacidad de soporte alcanzando $FS=1.49$, en condiciones estáticas y $FS=1.21$, en condiciones sísmicas (ver tabla C.6, anexo C).

La segunda etapa comprende el análisis de la estabilidad global del muro TEM bajo las condiciones existentes. En el cálculo se verifican los factores de seguridad para diversas alturas del muro TEM, y se observa que para alturas superiores a 3.5 m del conjunto muro-suelo los factores de seguridad sísmicos no cumplen los mínimos recomendados por AASTHO (ver tabla C.7, anexo C).

3.2.2 Tiempo de consolidación

Se estiman dos zonas principales a lo largo del muro TEM, una comprendida entre alturas de muro de 6.92 m y hasta 3.5 m sector donde se realizó el remplazo de una parte del estrato compresible, y la otra cuya extensión comenzaría en alturas menores a los 3.5 m y hasta el ingreso al viaducto por ambos lados.

Para la zona con mejoramiento de suelo existente el tiempo de consolidación se estimó en 1.8 años aproximadamente y para la zona sin mejoramiento donde el espesor del estrato compresible es mayor en 3.7 años. En ambos casos se estimó drenaje superior e inferior.

Los tiempos de consolidación exceden en gran medida el tiempo de materialización del muro TEM por lo que si los asentamientos superan lo permitido (tolerancias señaladas en el manual de carreteras volumen 3), será requerido un sistema de mejoramiento que acelere el proceso de consolidación. La estimación del asentamiento se verá posteriormente en conjunto al análisis con vibrosustitución.

3.2.3 Potencial de licuefacción

Del análisis realizado utilizando los valores obtenidos en la campaña de prospecciones CPTU, y mediante el método propuesto por Youd et al., 1997, se observa que existe una alta probabilidad de ocurrencia de licuefacción en toda la longitud de la zona estudiada, por lo que es necesario utilizar algún sistema de mejoramiento de tal manera que permita aumentar la resistencia del suelo de fundación y disipar las presiones de poros en forma rápida.

4 APLICACIÓN DE LA TÉCNICA

Mediante lo expuesto en el punto 3.2 de esta tesis se resuelve que los muros TEM no podrían ser contruidos tal y como se encuentra el suelo de fundación en su forma natural, por lo que se hace necesario dar una solución integral mediante alguna de las alternativas que dispone la ingeniería, y que este acorde con los estándares de seguridad, tiempos de ejecución y presupuesto.

En base a la caracterización geotécnica, los requerimientos técnicos de la obra, los criterios de selección de la técnica expuestos en el punto 1.2 y a las mejoras que supone la utilización de las columnas de grava, es posible asegurar la aplicabilidad de éstas en la mejora de los suelos de fundación que sustentaran a los muros TEM de acceso al viaducto.

El diseño se desarrolla en base a los requerimientos técnicos de cada tramo o zona de instalación de los muros TEM, consultándose la estabilidad en condiciones drenadas y no drenadas, la capacidad de soporte, el asentamiento y el tiempo en que se produce, además se realiza una consideración a los posibles problemas de licuefacción a los podrían ser sometidos los suelos de fundación y la mejora que supondría la instalación de las columnas para ello.

Al considerar la geometría de los muros TEM con altura variable desde la base y hasta llegar a los estribos del puente en ambos accesos y del diseño mediante columnas de grava se obtiene una serie de tramos que logran sustentar de forma correcta la obra, cada uno de los cuales tiene como parámetros comunes la disposición de las columnas en una malla triangular y el diámetro de diseño de 0.8 m. La solución que consta de 4 tramos por cada acceso del viaducto define cada uno de ellos mediante las zonas comprendidas entre alturas de muro TEM proyectado “h”, tal y como se muestra a continuación.

- Zona con mejoramiento de suelo ejecutado:

Tramo 1: Para $h > 5$ m, las columnas se ubican a 2.5 m entre ejes en el sentido longitudinal de las vías.

Tramo 2: Para $5 \text{ m} \leq h < 3.5$ m, las columnas se ubican a 3 m entre ejes.

- Zona sin mejoramiento existente:

Tramo 3: Para $3.5 \text{ m} \leq h < 2$ m, las columnas se ubican a 4 m entre ejes.

Tramo 4: Para $h \leq 2$ m, las columnas se ubican a 5 m entre ejes.

En la Figura 4.1 se muestra la disposición en planta, la sección y el detalle tipo de la solución diseñada mediante columnas de grava.

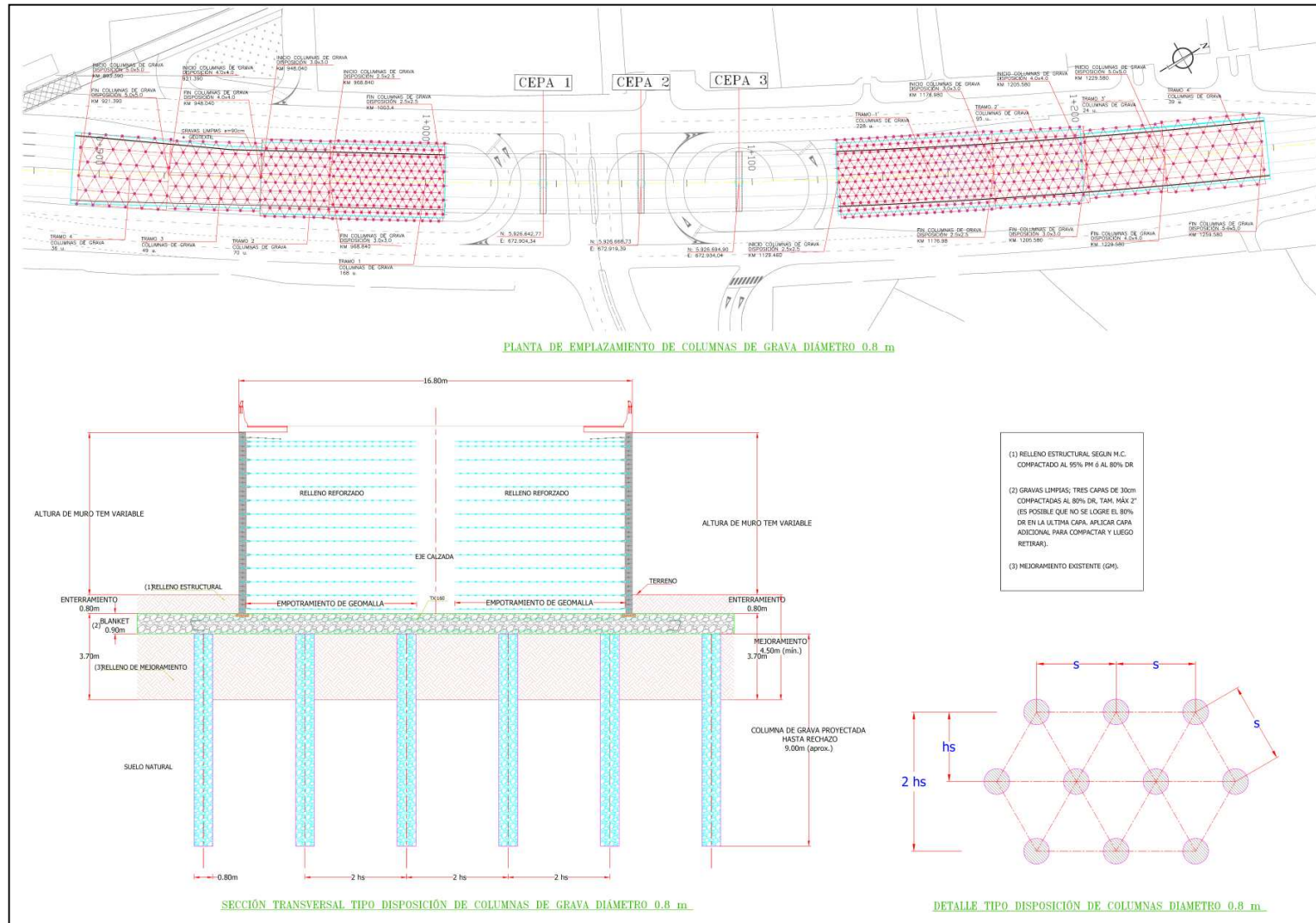


Figura 4.1 Plano de disposición en planta, sección y detalle tipo de columnas de grava en Viaducto Jorge Alessandri.

5 ANALISIS DE RESULTADOS

Con el fin de dar solución a los problemas geotécnicos presentados por el suelo de fundación y a la segura construcción de los muros TEM, es que se presentan los resultados del diseño de la alternativa de mejoramiento mediante la técnica de vibrosustitución, la que como se verá a continuación cumple con los requerimientos técnicos para sustentar la obra vial.

La memoria de cálculo que sustenta los resultados expuestos en este capítulo se entrega en el anexo E y el detalle de la metodología utilizada en el anexo D.

5.1 Análisis de resultados utilizando columnas de grava

El análisis desarrollado, considerando la combinación de requerimientos de diseño en las diversas alturas del muro TEM, ha derivado en la obtención de 4 tramos con diferentes configuraciones de espaciamiento entre columnas con las cuales es posible asegurar la implementación de los muros TEM como plataformas de acceso al viaducto.

Para obtener resultados óptimos fue necesario realizar una iteración de las posibles combinaciones de espaciamiento y configuración geométrica de la malla a utilizar, teniendo como limitante dos posibles diámetros debido a las características del equipo de instalación de las columnas, esto es 0.6 m y 0.8 m de diámetro. Los espaciamientos fueron analizados considerando el estándar técnico requerido y la cantidad de columnas a utilizar debido a su costo asociado.

5.1.1 Estabilidad utilizando columnas de grava.

El diseño del tratamiento se plantea en función del diámetro de las columnas de grava, su espaciamiento, longitud y el lado de la malla utilizada según el cual se distribuyen las mismas.

El método adoptado consiste en modelar las columnas de grava utilizando una transformación a deformación plana, para ello se ha considerado una fila de columnas como una pantalla equivalente adoptando una distancia entre pantallas igual a la separación “hs” entre columnas.

Considerando que se quiere diseñar en base a la estabilidad se admite la hipótesis con que las columnas de grava trabajan a flexión, con esfuerzos de corte. De este modo, para calcular el espesor de la pantalla equivalente en deformación plana se iguala la rigidez al corte de una columna correspondiente a una distancia de influencia “s”, con la rigidez al corte equivalente a una pantalla por unidad de longitud.

Para el análisis se utilizó el método de GLE/Morgenstern Price en equilibrio límite con el software “Slide V 5.0 Slope Stability”.

De los resultados se obtiene que la malla triangular con diámetro de columna igual a 0.8 m es la más eficiente considerando la sollicitación sísmica en condiciones no drenadas para los tramos que requieren mejora (Tramo 1 y 2), se verifica además el comportamiento de los demás tramos considerando los resultados obtenidos mediante el diseño a la capacidad de soporte y el tiempo de consolidación.

Tabla 5.1 Factores de seguridad a estabilidad global con uso de las columnas de grava

Tramo	FS estatico (Drenado)	FS sísmico (No drenado)
$6.92 \geq h > 5$	1.971 Cumple	1.104 Cumple
$5 \geq h > 3.5$	2.252 Cumple	1.137 Cumple
$3.5 \geq h > 2$	1.980 Cumple	1.233 Cumple
$h \leq 2$	2.743 Cumple	1.431 Cumple

Como se muestra en la tabla 5.1, los factores de seguridad alcanzados con la utilización de la técnica de mejoramiento cumplen lo recomendado para conservar la estabilidad del muro TEM tanto en el corto como en el largo plazo.

5.1.2 Capacidad de soporte de las columnas de grava.

Debido a la utilización en configuración de malla bajo un terraplén la falla más probable, si es que se produjese, sería una falla por abombamiento que tendría una condición extrema de trabajo en el borde del terraplén.

La metodología propuesta por Aboshi et al. (1979), se basa en la comparación del factor de concentración de tensiones en el corto y largo plazo con los límites impuestos por los empujes pasivos del suelo y la columna. Para este análisis se considera el suelo sollicitado por su peso propio y el relleno y/o blanket, lo que implica el estado mínimo de confinamiento a las columnas de grava que se encuentran en el borde del muro.

Esta metodología se utiliza para el diseño del tramo 3, el cual presenta factores de seguridad bajos a la capacidad portante en la situación base. El análisis se realiza considerando los valores

obtenidos entre profundidades desde la superficie de las columnas que varían entre 2 a 4 veces su diámetro.

De los resultados las columnas con diámetro mayor presentan mejores resultados y en específico para columnas de diámetro igual a 0.8 m el máximo espaciamiento “s” que cumple con los requerimientos tanto en el corto como en el largo plazo debe ser igual a 4 m en este tramo.

El resumen de los resultados del análisis de la capacidad portante de las columnas se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5.2 Resultados Capacidad de soporte de columnas de grava. Falla por abombamiento corto y largo plazo

Tramos	Corto plazo		Largo plazo	
	$SCF_u \leq k_{pc} * (2 * s_u / \sigma_{zs \text{ borde}} + 1)$		$k_{ps} \leq SCF \leq k_{ps} k_{pc}$	
$6.92 \geq h > 5$	$7.10 < 8.671$	Cumple	$1.525 < 6.99 < 8.066$	Cumple
$5 \geq h > 3.5$	$8.03 < 8.671$	Cumple	$1.525 < 6.33 < 8.066$	Cumple
$3.5 \geq h > 2$	$8.03 < 12.143$	Cumple	$1.525 < 7.74 < 8.066$	Cumple
$h \leq 2$	$6.22 < 12.143$	Cumple	$1.525 < 5.96 < 8.066$	Cumple

Como se aprecia en la tabla 5.2 el diseño seleccionado asegura la capacidad de las columnas de soportar las cargas impuestas por los muros TEM en todos los tramos, esta verificación y diseño se realizó en las condiciones mínimas de confinamiento (borde del muro TEM), y también en el interior del sistema. Debido a esto la incorporación de las columnas supone un aumento en la capacidad de soporte del suelo de fundación asegurando la estabilidad.

5.1.3 Asentamiento por consolidación con columnas de grava

Se consideró para el cálculo de las columnas de grava el análisis en la superficie de las columnas, ya que acá es donde se reflejara el reordenamiento total del sistema.

En esta metodología de cálculo, a diferencia de la de estabilidad global, el estudio se realiza mediante consideraciones geométricas que llevan la situación real a una en simetría axial.

Realizado el estudio y considerando los requerimientos expuestos anteriormente en cuanto a estabilidad global del sistema se verificaron el asentamiento y el tiempo de consolidación producido en cada tramo.

En la tabla 5.3 se muestran los resultados de los cálculos de asentamiento, tiempo de consolidación y cantidad de columnas requeridas para cada tramo.

Tabla 5.3 Resultados de asentamiento para malla triangular con $d_c = 0.8$ m

Resultados para $d_c = 0.8$ m Malla Triangular	Tramos			
	$6.92 \geq h > 5$	$5 \geq h > 3.5$	$3.5 \geq h > 2$	$h \leq 2$
s (m)	2.50	3.00	4.00	5.00
h (m)	2.17	2.60	3.46	4.33
Asiento no drenado (mm)	0.71	0.41	0.18	0.09
Asiento sin columnas (mm)	82.17	69.24	55.40	40.78
Asiento con columna (mm)	57.64	53.86	47.96	37.15
n (factor de mejora)	1.43	1.29	1.16	1.10
t (días) para $U_z=80\%$	46	84	202	384
cantidad columnas entrada viaducto	168	70	49	36
cantidad columnas salida viaducto	228	95	42	39

Total columnas 727

Como se puede apreciar en la tabla 5.3, la incorporación de las columnas de grava ayuda a disminuir los tiempos de consolidación a valores muy por debajo de lo que se lograría con la situación sin mejoramiento. Esto se debe a la capacidad de las columnas de disipar rápidamente la presión de poros, disminuyendo el camino de drenaje del suelo y a la redistribución de las tensiones desde el suelo hacia las columnas las que poseen una rigidez mucho mayor. Esto, además de acelerar el proceso de consolidación disminuye el asentamiento total obtenido.

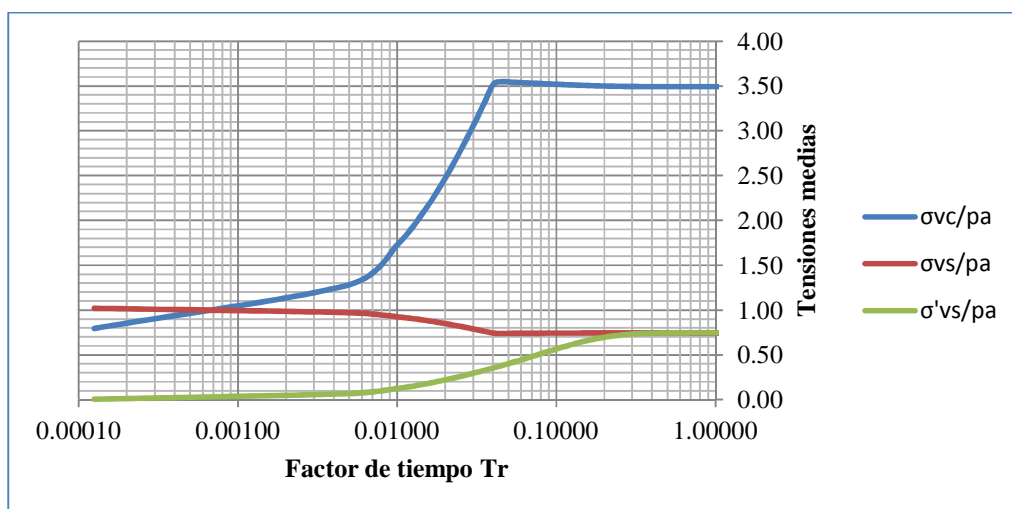


Gráfico 5.1 Evolución de las concentraciones de tensión en el suelo y la columna de grava

El gráfico 5.1 representa la evolución de las tensiones medias debidas a la carga impuesta por el muro TEM, tanto en el suelo como en las columnas, siendo “pa” la carga aplicada. La línea azul

representa la tensión media en las columnas, la roja en el suelo y la verde la tensión media efectiva en el suelo. Inmediatamente después de aplicada la carga, el suelo se comporta en condiciones sin drenaje con una rigidez mayor que la rigidez drenada de la columna, y por ello soporta una carga vertical mayor que la columna. De este modo, la columna se encuentra confinada por el suelo, con una tensión vertical incluso inferior a la horizontal.

Luego de aplicada la carga el suelo comienza a consolidar, y parte de la carga vertical se va transfiriendo progresivamente del suelo a la columna. La presión de poros generada encuentra en las columnas un camino más corto de disipación por lo que las tensiones efectivas en el suelo aumentan rápidamente. Esto va dejando espacios que el suelo debe llenar reacomodándose, produciéndose así la aceleración de la consolidación.

Una primera etapa de redistribución ocurre de manera muy rápida dependiendo del espaciamiento que existe entre cada columna bajo el muro TEM, y tiene su punto máximo en las columnas donde se produce la plastificación de la misma. Desde este punto en adelante se produce una estabilización del SCF que tiende a mantenerse casi constante en el tiempo.

Se puede apreciar que al largo plazo las columnas serán solicitadas con una carga menor a la del momento de plastificación por lo que si se considera ese momento en el diseño se asegura el comportamiento estructural de las columnas en todo el tiempo.

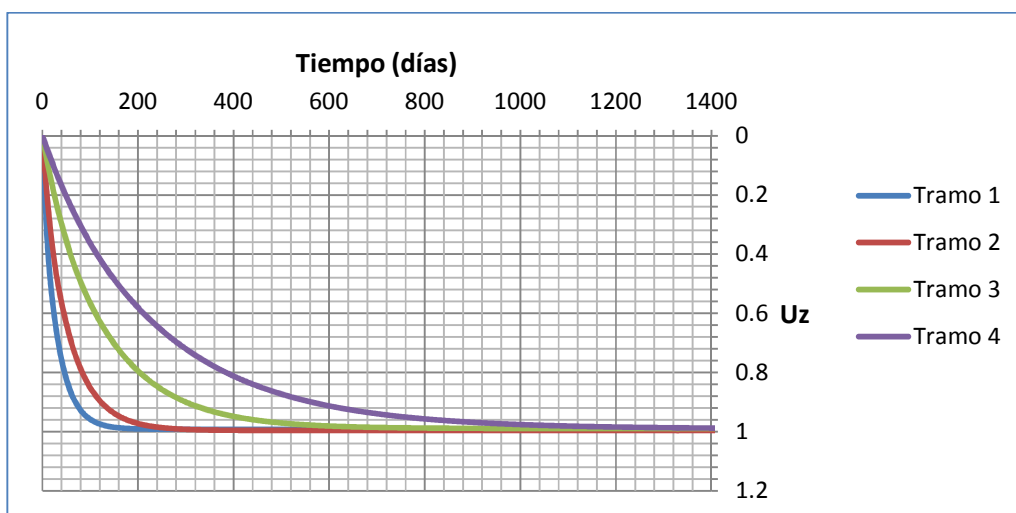


Gráfico 5.2 Desarrollo del grado de consolidación en el tiempo para todos los tramos

En el gráfico 5.2 se puede visualizar el grado de consolidación alcanzado en cada tramo a medida que transcurre el tiempo después de instalado el muro TEM. La diferencia de cada tramo se debe principalmente a los espaciamientos diseñados para cada uno de ellos. Espaciamientos menores

conlleven una disminución mayor del camino de drenaje y en consecuencia una mayor aceleración de la consolidación.

Aunque el tramo 4 no presente problemas de estabilidad, capacidad portante o asentamiento, si mantiene riesgo de licuar al igual que los demás tramos. Con el fin de disminuir el riesgo de licuefacción del suelo se recomienda en este tramo la instalación de columnas de grava, las que debido a su alta permeabilidad ayudarían a eliminar los excesos de presión de poros producidos frente a cargas cíclicas, casi tan rápido como se generan. Además, al considerar que este fenómeno se produce en condiciones no drenadas y que la consolidación está directamente relacionada con el drenaje del suelo, la disminución del tiempo de consolidación disminuye el tiempo en que el suelo trabaja en estas condiciones, por lo que la posibilidad de un evento sísmico que produjese licuefacción en el suelo vería acotada su ocurrencia.

5.1.4 Comparación entre el estado inicial y el con mejoramiento.

En las condiciones extremas, donde la mejora es mínima, es posible realizar la comparación de los resultados de la situación inicial versus los obtenidos utilizando la vibrosustitución.

Tabla 5.4 Comparación por tramos del estado inicial versus el estado con tratamiento por vibrosustitución.

Tramos (m)		Estabilidad Global		Análisis de consolidación	
		FS Drenada	FS No drenada	Asentamiento (mm)	Tiempo de consolidación (días)
6.92 ≥ h > 5	Sin tratamiento	1.683	0.868	82.17	651
	Con Vibrosustitución s = 2.5 m; hs = 2.17 m	1.971	1.104	57.64	46
5 ≥ h > 3.5	Sin tratamiento	1.995	0.997	69.24	651
	Con Vibrosustitución s = 3 m; hs = 2.60 m	2.252	1.137	53.86	84
3.5 ≥ h > 2	Sin tratamiento	1.594	1.18	55.4	1359
	Con Vibrosustitución s = 4 m; hs = 3.46 m	1.98	1.233	47.96	202
h ≤ 2	Sin tratamiento	2.059	1.407	40.78	1359
	Con Vibrosustitución s = 5 m; hs = 4.33 m	2.743	1.431	37.15	384

La tabla 5.4 muestra los resultados obtenidos en ambas etapas del estudio, como se aprecia el tratamiento mediante vibrosustitución supone una mejora sustancial a la estabilidad, la disminución del asentamiento y del tiempo de consolidación.

En cuanto a la capacidad de soporte, el tipo de análisis inicial no es comparable numéricamente al realizado con las columnas de grava, sin embargo el diseño de la técnica de mejoramiento asegura la capacidad del conjunto suelo-columna al soportar las solicitaciones entregadas en toda la longitud de desarrollo de los muros TEM.

Finalmente, en el anexo G se entregan los planos de la solución adoptada y en el anexo F las EETT y los Protocolos de Control con el fin de poder ejecutar de forma correcta el tratamiento con vibrosustitución diseñado.

6 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

De los cambios en la norma sísmica Chilena producto del terremoto del 27 de Febrero del 2010, que afectó la zona centro sur de Chile, y a la posterior revisión del proyecto de fundación de los muros TEM de acceso al viaducto Alessandri, la caracterización de los problemas que enfrenta el suelo de fundación entrega diferencias dependiendo de la zona analizada. Así, el sector que sustentará alturas mayores a 3.5 m de muro TEM proyectado no garantiza la estabilidad de la obra frente a un evento sísmico debido a su baja resistencia al corte sin drenar, el que sustentará alturas de entre 3.5 m y 2 m presenta bajos factores de seguridad a la capacidad de soporte debido a su bajo ángulo de rozamiento y cohesión. Lo anterior sumado a los resultados obtenidos mediante el análisis propuesto por Youd et al. (1997), con base en los ensayos CPTU que concluye que los suelos de fundación son potencialmente licuables en toda su longitud, hacen necesaria la intervención del suelo de fundación para poder lograr sustentar de forma correcta la obra vial.

Para estudiar las columnas es necesario obtener un modelo teórico sencillo. Este suele ser en simetría axial o deformación plana. Esta transformación debe analizarse adecuadamente, teniendo en cuenta cuales son los problemas que se pretenden estudiar y los criterios de equivalencia.

La estabilidad global del sistema integrado con columnas de grava se estudia generalmente luego de la transformación a deformación plana mediante diversos métodos, uno de los más aceptados y

utilizados es en estado límite, el cual puede ser modelado y calculado mediante un software geotécnico especializado.

La capacidad portante del mejoramiento se relaciona directamente con la distribución de tensiones entre el suelo y las columnas. La formulación de Aboshi et al. (1979), define límites entre los cuales debe mantenerse el SCF para conservar su capacidad estructural y así cumplir con los requerimientos de las cargas aplicadas.

En cuanto al análisis de asentamientos, la solución de Castro (2008) permite visualizar los diferentes parámetros que intervienen en el proceso de consolidación en el tiempo agregando a los métodos habituales la influencia de la deformación radial y de la plastificación de la columna.

El diseño, basado en las metodologías antes descritas, busca obtener la combinación óptima de espaciamiento, diámetro y malla de disposición de las columnas de grava frente a los requerimientos técnicos de la obra y las condiciones existentes del suelo de fundación.

Una vez realizado el diseño del mejoramiento de suelos se puede señalar que las columnas de grava permiten:

- Reducir los asentamientos totales debido a la redistribución de las tensiones a las columnas, obteniéndose mejoras de entre un 8% y hasta un 30% respecto a la situación inicial sin tratamiento.
- Acelerar el proceso de consolidación debido a la disminución del camino de drenaje con lo que se logran reducciones de hasta un 93%. El tramo de diseño más desfavorable pasa de necesitar 1359 días para alcanzar un grado de consolidación del 80% a requerir 384 días para lograrlo.
- Mejorar la Estabilidad al deslizamiento debido a sus buenas características friccionales (su elevada resistencia al corte) se logra llegar a los factores mínimos recomendados por AASTHO para este tipo de estructuras. El tramo con mayores problemas frente al deslizamiento, generado en condiciones no drenadas frente a cargas cíclicas pasa de un factor de seguridad de 0.86 a 1.1 con la inclusión de las columnas. Con la aplicación de la técnica se hace evidente que cualquier superficie de deslizamiento potencial habrá de atravesar no solo el terreno natural de baja resistencia al corte, sino también y de forma sistemática todas las columnas que encuentre a su paso.

- Mejorar de la capacidad portante, del diseño se asegura la capacidad de soporte tanto en el corto como en el largo plazo, supliendo las deficiencias que presentaba el tramo comprendido entre alturas de 3.5 m y 2 m de muro TEM proyectado, esto debido a que se asegura que la tensión máxima a la cual estará sometido el muro TEM no alcanzará a producir una falla en el conjunto suelo-columna encontrándose esta última confinada en todo momento.
- Reducir el riesgo de licuefacción, si bien no es posible definir numéricamente la mejora alcanzada con la inclusión de las columnas a la licuefacción, se puede asegurar que el tiempo de incidencia de un evento sísmico que pudiese comprometer la estructura ve acotada su ocurrencia debido a la disminución del tiempo en que trabajará en condiciones no drenadas, además, la alta permeabilidad de las columnas las hacen unos potentes drenes verticales capaces de liberar rápidamente la presión de poros generada durante un sismo, esto sin perder su integridad estructural gracias a su elevada resistencia al corte la que le permite seguir trabajando bajo los altos esfuerzos de cizallamiento.

La magnitud de la cada una de estas mejoras se relaciona al espaciamiento de diseño de cada tramo, la malla utilizada y el diámetro de las columnas de grava. Así para mayores diámetros y menores espaciamientos se logran mejores resultados.

Finalmente, en consideración a los estudios realizados por parte del MOP y a los resultados obtenidos en esta tesis, las columnas de grava resultan ser el método más eficiente desde el punto de vista técnico para el mejoramiento de suelos bajo los muros TEM de acceso al viaducto estudiado, cumpliendo con todos los requerimientos y solicitudes a los cuales serán sometidos en las condiciones del suelo de fundación presente, cumpliendo además con los requerimientos presupuestarios suponiendo una inversión de capital de un 36% menos que la alternativa más cercana.

7 REFERENCIAS

- Aboshi H. et al. 1979. The Compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. C.R. Colloque Int. Surle reinforcement des sols: Terre armée autres méthodes, Paris, mars 1979, Vol 1, pp. 211-216.
- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5, 379-403.
- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1985. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9, 331-351.
- Balaam, N.P., and Poulos, H.G. 1983. The behaviour of foundations supported by clay stabilised by stone columns. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 199-204.
- Barksdale, R.D. y Bachus, R.C. 1983. Design and Construction of Stone Columns. Report FHWA/RD-83/026. National Technical Information Service, Springfield, Virginia.
- Barron, R.A. 1948. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions ASCE*, 113, 718-742.
- Carrillo, N. 1942. Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematical Physics*, 21(1), 1-5.
- Castro, J. 2008. Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria, Santander.
- Castro, J. y Sagasetta, C. 2008. Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, DOI: 10.1002/nag.745.
- Castro, J., Sagasetta, C. (2013). Corrigendum to "Deformation and consolidation around encased stone columns" [*Geotextiles Geomembranes* 29 (2011) 268-276]. *Geotextiles and Geomembranes* 36, 19. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2012.10.002
- Cimentada A. (2009). Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava. Tesis doctoral. Departamento de ciencias e ingeniería del terreno y los materiales, Universidad de Cantabria, Santander, España.

- Duzceer, R. ph. D C.E, *Technical Manager, Kasktas., Istanbul – TURKEY*, Ground Improvement of Oil Storage Tanks Using Stone Columns.
- Fernández, J.M. (2012). Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica 2012 CAMSIG XXI, Rosario, Santa Fe, Argentina.
- Glover, J.C. 1982. Sand compaction and stone columns by the vibroflotation process, Vibroflotation International (H.K.) Ltd., Hong Kong.
- Greenwood, D.A. 1990. Assurance of performance of stone columns. Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing. ASTM, Bachus ed., Philadelphia.
- Greenwood, D.A., and Thompson, G.H., 1984, Ground stabilization. Deep compaction and grouting. ICE works construction guides. Thomas Telford Ltda. London.
- Han, J. y Ye, S.L. 2001. A simplified solution for the consolidation rate of stone column reinforced foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(7), 597–603.
- Hansbo, S. 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 677–682.
- Henríquez, C. (2007). Mejoras de terrenos potencialmente licuables con inyección de compactación. Tesis doctoral. Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos. Departamento de ingeniería y morfología del terreno. Universidad Politécnica de Madrid.
- I.G.M.E. (1987) Manual de Taludes. Instituto Geológico y Minero de España.
- Keller. 2005. Keller Publications. Keller Grundbau GmbH (formato CD), Offenbach, Alemania.
- Manual de carreteras volumen 3 (2013), Instrucciones y criterios de diseño. Republica de Chile.
- Norma AASHTO 2002, sección 5.8, Guía de Diseño FHWA–NHI–00–43 “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines”.
- Ortuño, L. profesor asociado ETSICCP.UPM (2003). Jornada sobre mejora del terreno de cimentación: Vibroflotación, columnas de grava. Madrid.
- Priebe, H.J. 1976. Abschätzung des Setzungsverhaltens eines. durch Stopverdichtung
- Priebe, H.J. 1995. Design of vibro replacement. *Ground Engineering*, 28(10), 31-37.

- Rodríguez, J. L., Fuentes, A. INESCO. Columnas de grava en un terraplén sobre suelos blandos, Junio 2012, disponible en <http://www.obrasurbanas.es>, consultado en noviembre 2013.
- Sagaseta, C. (2006). Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 6ª Sesión – Técnicas de Mejora del Terreno, Madrid.
- Schweiger, H.F. 1989. Finite element analysis of stone column reinforced foundations. PhD Thesis. Department of Civil Engineering, University of Wales, Swansea.
- Seed y Booker (1977). Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. Journal of the geotechnical engineering división.
- Slide V 5.0 Slope Stability. Manual para Estabilidad de taludes versión en español, 2013. En https://www.roscience.com/help/slide/webhelp/tutorials/Slide_Tutorials.htm
- Terzaghi, K. 1925. Erdbaumechanik auf bodenphysikasischer groundlage, Franz Deuticke, Wien.
- Van Impe, W.F. y De Beer, E. 1983. Improvement of settlement behaviour of softy layers by means of stone columns. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 309-312.
- Visschedijk, M. 2005. Dutch design models for embankments. 1st AMGISS Workshop, Glasgow.
- Youd, T; Idriss, I. 1997. Summary report. Proceeding of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistente of soil.
- Yuste, M. 2001. Mejora de suelos. Técnica de vibración profunda de suelos. Disponible en <http://www.kellerterra.com>. Consultado en Octubre 2013.

INDICE DE ANEXOS

A. Parámetros y Consideraciones Generales de Diseño.....	33
B. Metodología para la Verificación del Diseño en la Condición Base.....	44
C. Memoria de la Verificación en la Condición Base.....	59
D. Metodología para el Diseño de Columnas de Grava.....	81
E. Memoria de Cálculo Columnas de Grava.....	109
F. EETT y Protocolos de Control.....	169
G. Planos.....	174

ANEXO A

Parámetros y Consideraciones

Generales de Diseño

1 Parámetros y Consideraciones Generales de Diseño

El presente anexo tiene por propósito entregar los parámetros necesarios para el correcto diseño del proyecto de los muros TEM, proyectados para los accesos al viaducto Jorge Alessandri localizado en la ciudad de Concepción, VIII Región. Para ésto se entrega el análisis de la información geotécnica disponible relativa a los suelos donde se fundarán los muros, la caracterización geotécnica de las gravas a utilizar en el tratamiento de vibrosustitución y las sollicitaciones a las que serán sometidos.

En la figura A.1 se muestra la ubicación geográfica del viaducto proyectado que actualmente se encuentra en etapa de construcción.

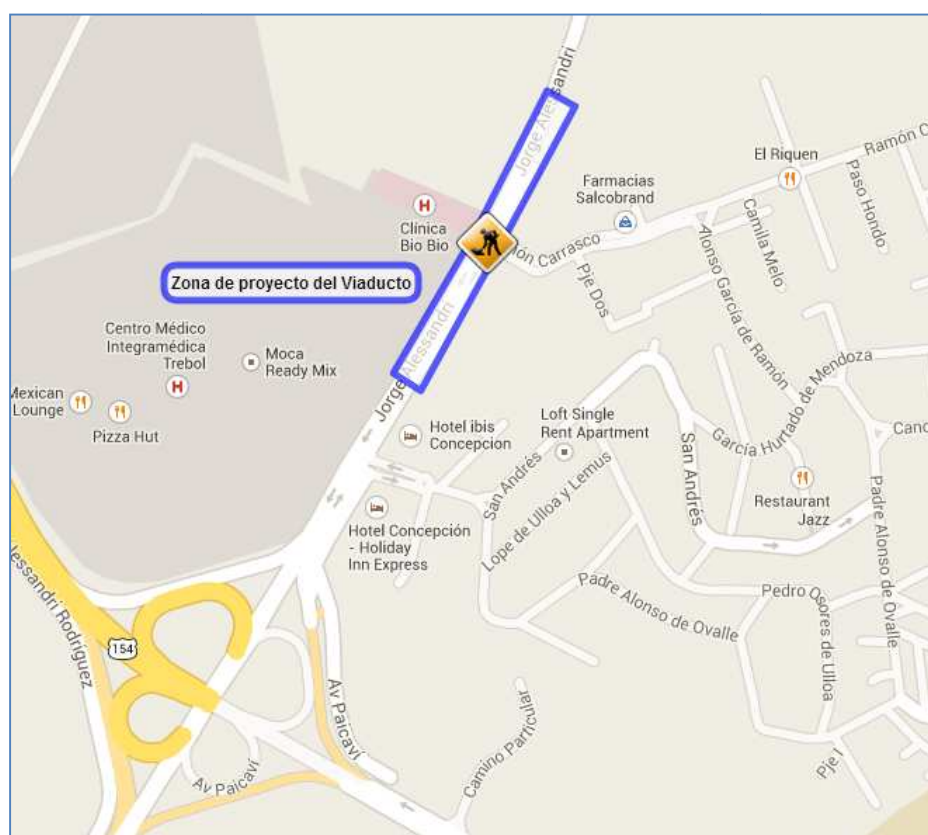


Figura A.1 Mapa ubicación del proyecto. Viaducto avenida Jorge Alessandri, Concepción.

1.1 Antecedentes utilizados

Para elaborar este anexo y llevar a cabo la caracterización del subsuelo bajo el muro TEM se contó con los siguientes antecedentes:

- Visita a terreno, Noviembre 2013.

- Resultados de la exploración de suelos: Sondajes Geotécnicos (SPT) efectuados por la empresa Profund Ingeniería. IIN-011-09. Marzo 2009.
- Informe Final de mecánica de suelos, Viaducto Alessandri, Ricardo Salsilli Murúa. Septiembre 2009.
- Informe de Diagnóstico Geotécnico Muros TEM. Geo Consultores, Junio 2013.
- Informe Geotécnico, Mejoramiento Fundación Muro TEM tipo MESA (Rev.C), Septiembre 2013.
- Informe de revisión de informe geotécnico viaducto y muros TEM. R&Q ingeniería S.A., Octubre 2013.
- Resultados de penetraciones con Piezocono (CPTU), archivos exportados a Microsoft Excel. Gestión de Infraestructura S.A., Noviembre 2013.
- Planos del muros TEM proporcionados por R&Q ingeniería S.A.

1.2 Antecedentes geotécnicos

Con el fin de caracterizar la zona en estudio y obtener los parámetros necesarios para el correcto diseño del viaducto se realizaron los estudios geotécnicos que se detallan a continuación.

La primera prospección geotécnica fue efectuada por Profund Ingeniería (2009) y consistió en la ejecución de cuatro sondajes de penetración estándar (SPT); dos sondajes en las zonas de los estribos y dos sondajes adicionales en las cepas 1 y 2 respectivamente.

De estos sondajes se obtuvieron muestras para los ensayos de laboratorio, los que consistían en análisis granulométricos, límites de Atterberg, pesos específicos y un ensayo de compresión no confinada a una muestra de un estrato arcilloso de alta plasticidad, obtenida del sondaje 3.

No fue posible contar con los informes de laboratorio por lo que los parámetros geotécnicos fueron extraídos de los antecedentes antes expuestos.

En la página siguiente se entregan los perfiles estratigráficos obtenidos de las prospecciones y ensayos de laboratorio ya mencionados.

De la Figura A.2 se desprende que los materiales de fundación, se encuentran compuestos por una alternancia de capas de finos y arenas limo-arcillosas. En general todos estos materiales, hasta la profundidad de 10 m aproximadamente, poseen compacidades o consistencias sueltas y blandas, con sectores puntuales donde se detectan zonas con algo de cementación.

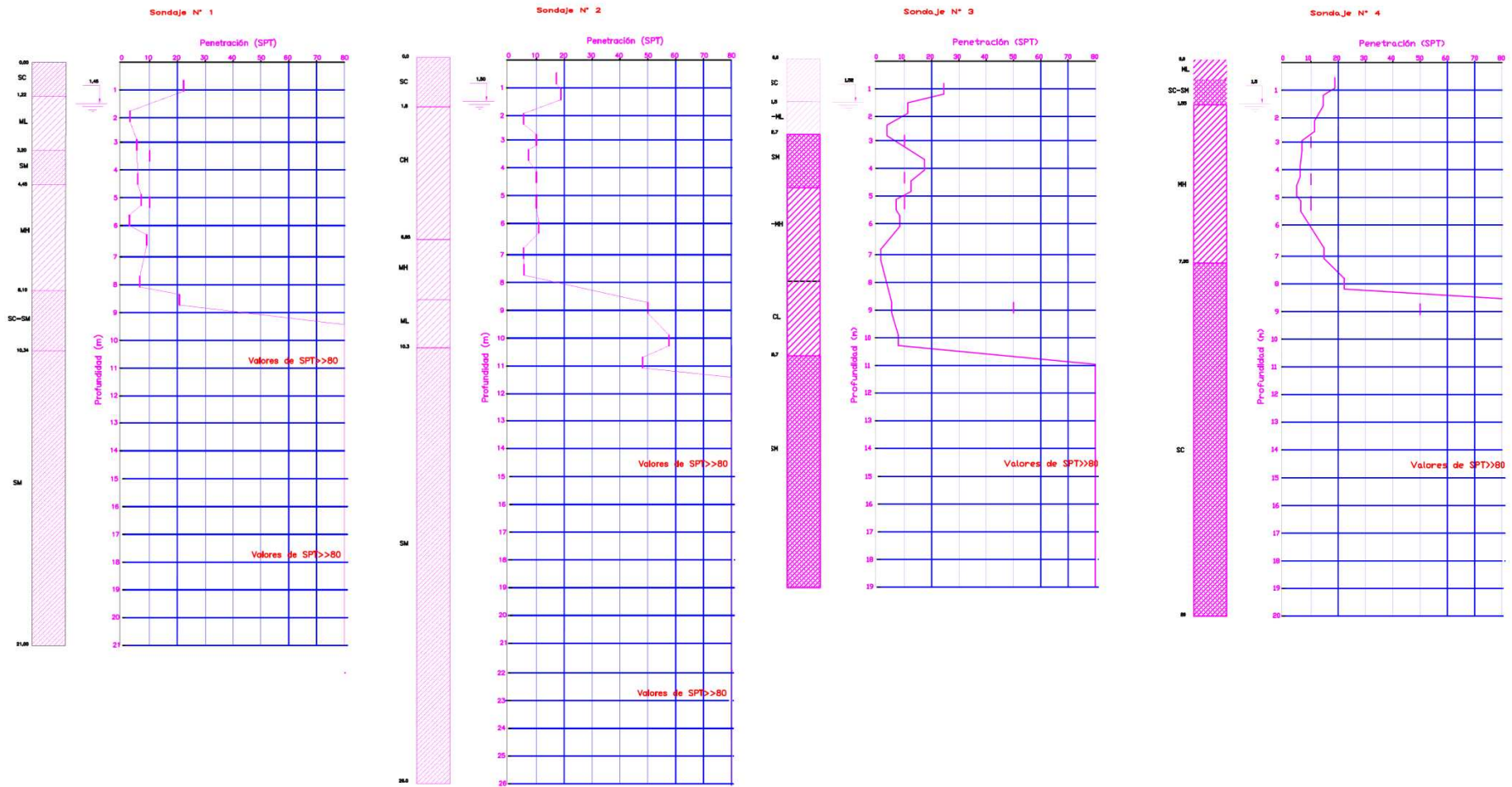


Figura A.2 Perfiles estratigráficos, sondajes geotécnicos SPT etapa de proyecto.

(Fuente: Informe Ricardo Salsilli M.)

A continuación en la tabla A.1 se entrega un resumen de la caracterización del subsuelo bajo el muro TEM considerada para el diseño de la etapa de proyecto, basado en la primera campaña de prospecciones.

Tabla A. 1 Modelación estratigráfica del suelo de fundación

(Fuente: Informe Ricardo Salsilli M)

De	A	Espesor [m]	N [golpes/pie]	Descripción
0	1,5	1,5	20	Relleno granular constituido por arenas arcillosas
1,5	8	6,5	7	Limo arcilloso de alta compresibilidad – plasticidad, MH – CH
8	11	3	20	Limo arcilloso de baja compresibilidad – plasticidad, ML – CL
11	26	15	> 80	Arena limo arcillosa cementada – alta compacidad, SM – SC

En base a estas prospecciones inicialmente el proyectista considero los siguientes estratos representativos.

Tabla A. 2 Propiedades geotécnicas del suelo de fundación SPT

(Adaptado de: Informe Ricardo Salsilli M)

Estrato Limo Arcilloso Superior (1.5 ≤ Z ≤ 8.0)		Estrato 1
Peso específico sumergido (γ')	0.5 t/m ³	
Angulo de fricción interna (ϕ')	12 °	
Cohesión efectiva (c')	2 t/m ²	
Modulo de elasticidad (E)	80 kg/cm ²	
Modulo de Poisson	0.4	Estrato 2
Estrato Limo Arcilloso (8.0 ≤ Z ≤ 11.0)		
Peso específico sumergido (γ')	0.6 t/m ³	
Angulo de fricción interna (ϕ')	18 °	
Cohesión efectiva (c')	0 t/m ²	
Modulo de elasticidad (E)	100 kg/cm ²	Estrato 3
Modulo de Poisson	0.35	
Estrato Arenoso (11.0 ≤ Z ≤ 26.0)		
Peso específico sumergido (γ')	0.9 t/m ³	
Angulo de fricción interna (ϕ')	38 °	
Cohesión efectiva (c')	0 t/m ²	
Modulo de elasticidad (E)	450 kg/cm ²	
Modulo de Poisson	0.3	

De esta primera caracterización del subsuelo, y posterior análisis el proyectista concluyo que era necesario un sistema de refuerzo del suelo de fundación para los muros TEM que consistía en la remoción y reemplazo de material hasta una profundidad de 4.5 m desde la superficie natural del terreno. Este relleno se extendido en 2.5 m del perímetro del área cargada considerada para mejoramiento con una pendiente descendente de 3:1 desde el terreno natural hasta alcanzar la profundidad requerida, esto para alturas mayores a 3.5 m del muro TEM (medida del nivel de terreno).

Durante la fase de construcción de la obra (año 2013), se produjo interés en determinar la probabilidad de licuefacción y la estabilidad global a lo largo de las diversas alturas de los accesos, y dada la inexistencia de parámetros que permitieran determinar los posibles asentamientos por consolidación que se pudiesen producir al fundar los muros TEM, se concluyo realizar sondajes del tipo piezocono CPTU, y así caracterizar de mejor manera el suelo de fundación.

Los ensayos fueron encargados a GISA Gestión de infraestructura S.A., los cuales consistieron en 4 sondajes del tipo CPTU con medición de presión de poros.

En la figura 3.2 se muestra la ubicación aproximada en planta de las prospecciones realizadas tanto en la etapa de proyecto como durante la etapa de construcción.

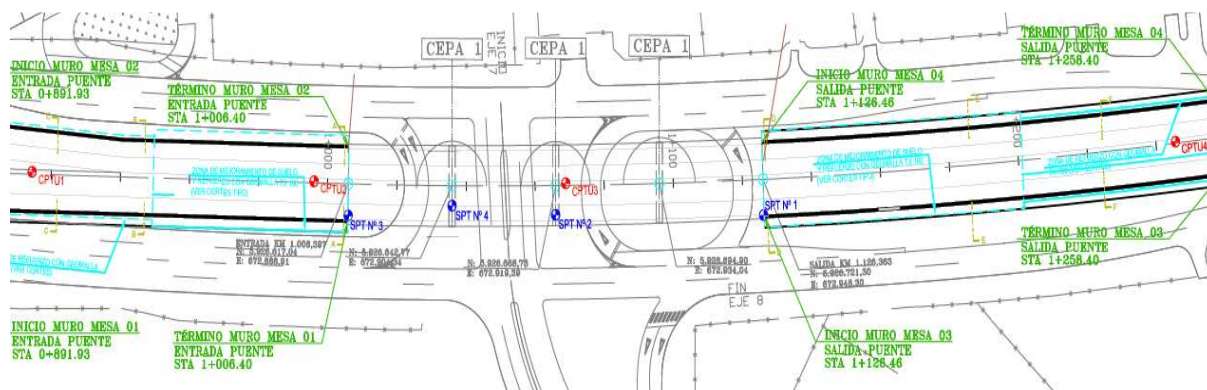


Figura A. 3 Ubicación en planta de prospecciones realizadas durante la etapa de proyecto y construcción

De los ensayos CPTU se obtuvieron variaciones considerables en cuanto a la resistencia al corte no drenada con valores promedio de 3 kg/cm^2 v/s 0.35 kg/cm^2 de la campaña realizada con SPT en la zona de los estratos compresibles. La clasificación de suelos realizada con la carta de Robertson & Wride (1998) resulta concordante con la campaña inicial, sin embargo los valores

de ángulo de fricción interna son excesivamente elevados en comparación a la campaña inicial y a los valores de SPT entregados mediante la prospección con piezocono (valores en general menores a 15 golpes/pie).

Para el diseño se considerara en promedio el nivel freático, $NF=1.6$ m.

Para analizar los resultados de los ensayos CPTU se contó con los datos en archivo de Microsoft Excel con los cuales se realizó el análisis según la carta de Robertson & Wride, 1998 (ver figura B.7 anexo B), para identificar el comportamiento del suelo lo que se muestra en los siguientes gráficos.

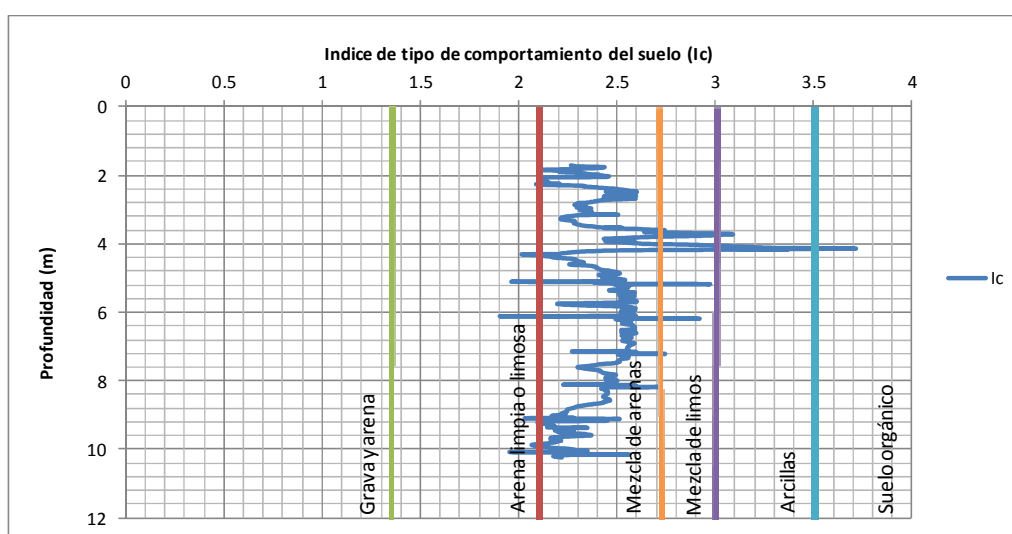


Gráfico A. 1 Índice de comportamiento del suelo (Robertson & Wride) CPT1

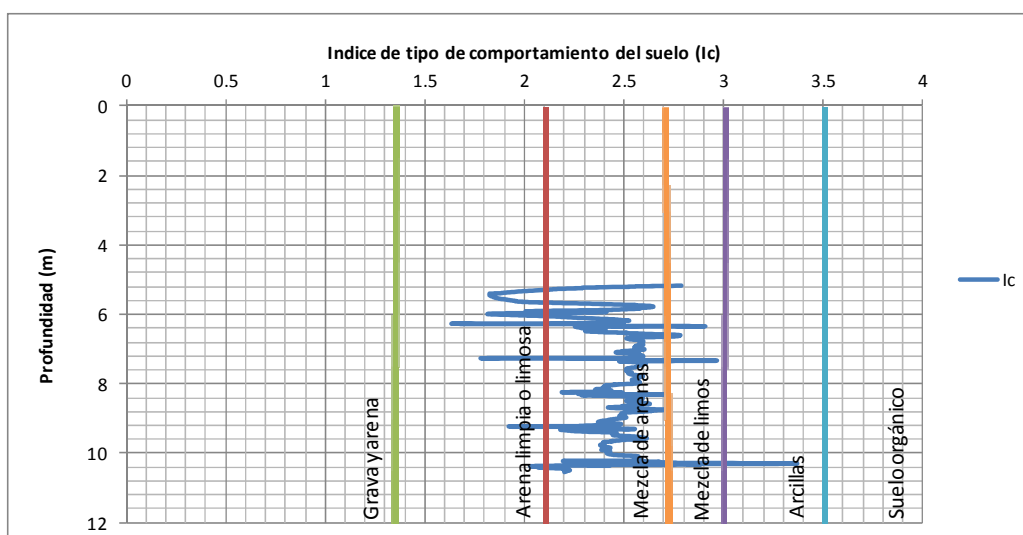


Gráfico A. 2 Índice de comportamiento del suelo (Robertson & Wride) CPT2

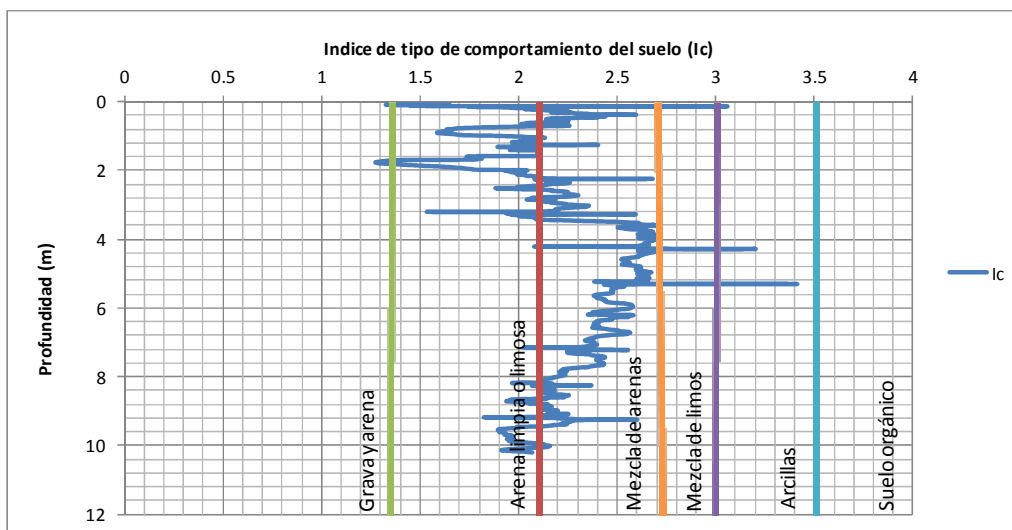


Gráfico A. 3 Índice de comportamiento del suelo (Robertson & Wride) CPT3

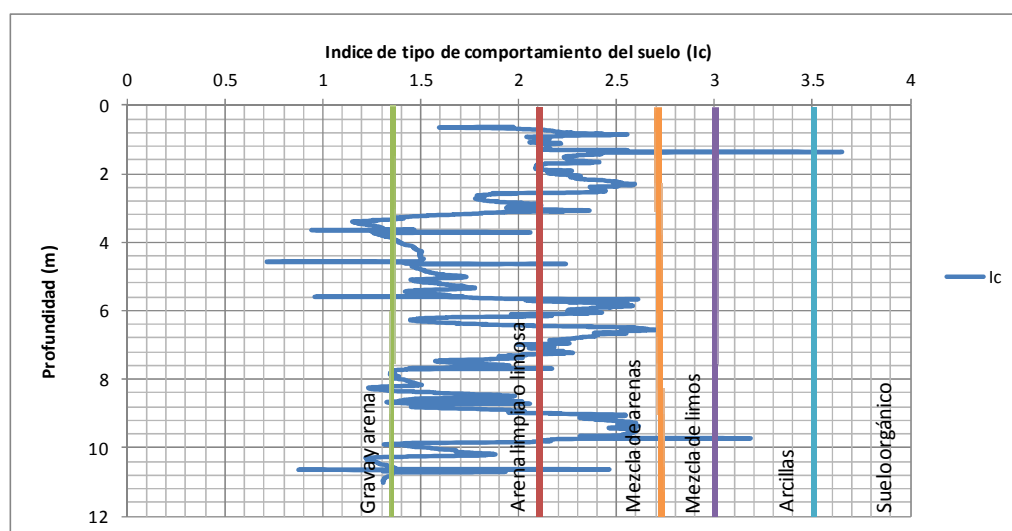


Gráfico A. 4 Índice de comportamiento del suelo (Robertson & Wride) CPT4

Basándose en el comportamiento mostrado en los gráficos anteriores el suelo se compone principalmente por arenas limosas con algunas zonas localizadas que contienen arcillas (lo que concuerda con la campaña SPT).

Los menores valores de resistencia al corte fueron obtenidos por el CPTU 3, los cuales alcanzan un valor promedio de 86 kPa, lo que aun sobrepasa el valor obtenido con el ensayo de compresión no confinada. En el gráfico A.5 se muestran los resultados de resistencia al corte no drenada para el CPTU 3.

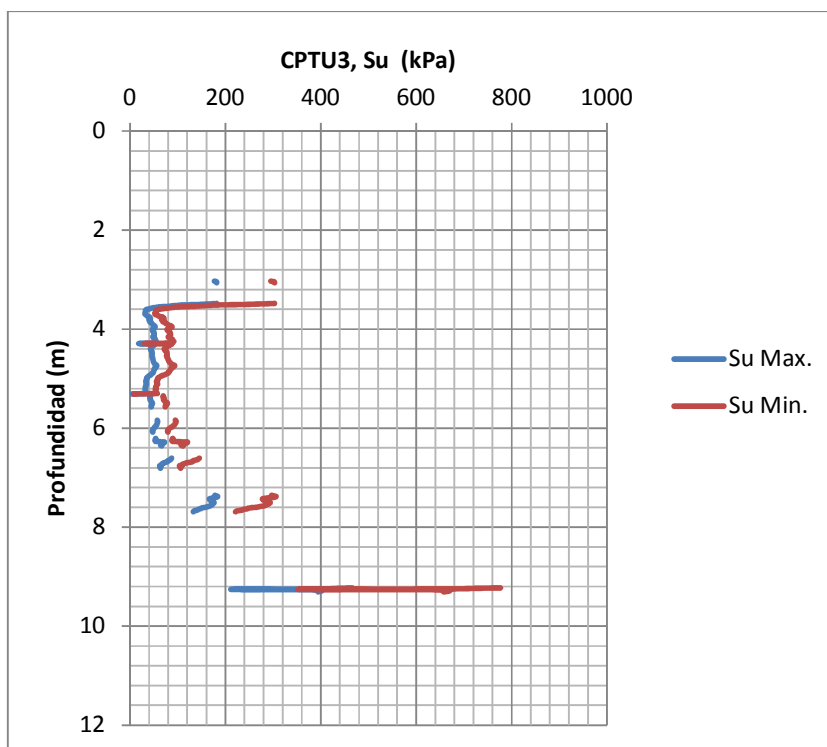


Gráfico A. 5 Resistencia al corte no drenado CPTU1

Si bien en esta última campaña los parámetros de resistencia al corte son elevados en comparación a la realizada con SPT, como se muestra en la figura A.5, los proyectistas recomiendan para el diseño los resultados entregados por el ensayo de compresión no confinada donde este parámetro alcanza un valor de 0.35 kg/cm^2 .

En general de los informes se aconseja, de forma conservadora, adoptar valores de diseño considerando el estrato deformable y hasta llegar al suelo con capacidades resistentes para poder apoyar las columnas de grava, estos valores se entregan en la tabla A.3 que se muestra a continuación.

Tabla A. 3 Parámetros geotécnicos del estrato compresible
Adaptado de: Informe Geotécnico, Mejoramiento Fundación Muro TEM tipo
MESA (Rev.C)

Estrato limo arcilloso deformable	
Peso específico sumergido (γ')	5 kN/m ³
Angulo de fricción interna (ϕ')	12 °
Cohesión efectiva (c')	10 kPa
Resistencia no drenada Su	35 kPa
Modulo de elasticidad (E)	7450 kPa
Módulo de Poisson ν	0,4

Basados en toda la información recopilada y a las recomendaciones en ellas se adopta para el diseño el perfil estratigráfico mostrado en la figura A.4, en el cual se señalan los parámetros geotécnicos en cada estrato.

Si bien el diseño quedará sujeto a las consideraciones conservadoras de los proyectistas, lo que generará un alto estándar de seguridad en el diseño (quizá sobredimensionado), se utilizarán estos parámetros con el fin de comparar los resultados de esta tesis con los del diseño a cargo de ingenieros especialistas en el área de la geotécnica y en el mejoramiento de suelos con columnas de grava.

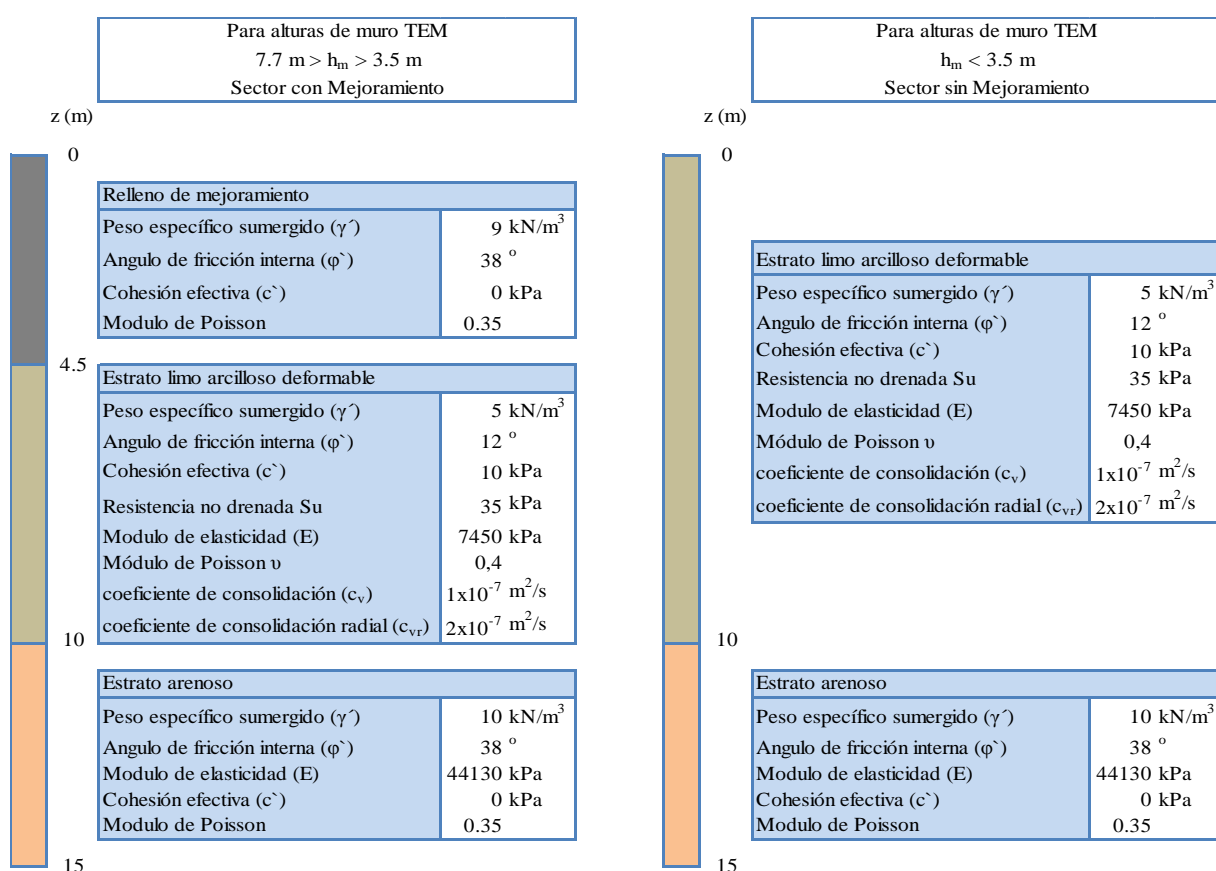


Figura A.4 Perfil estratigráfico para diseño considerando el sector con y sin mejoramiento

1.3 Elección del material de aporte para las columnas de grava

Para la elección del material de aporte de las gravas que serán utilizadas en las columnas se recurrió a valores conservadores de gravas típicas, las cuales se clasificarán de esta forma debido a que no existe la posibilidad de realizar ensayos preliminares a las gravas que se utilizarían en la construcción de las columnas bajo el muro TEM.

Tabla A. 4 Alternativas de la granulometría a utilizar en las columnas (según FHA, 1983)

Apertura Tamiz (pulgadas)	Apertura Tamiz (mm)	Alternativa 1 (% que pasa)	Alternativa 2 (% que pasa)	Alternativa 3 (% que pasa)	Alternativa 4 (% que pasa)
4	101,6			100	
3,5	88,9			90-100	
3	76,2	90-100			
2,5	63,5			25-100	100
2	50,8	40-90	100		65-100
1,5	38,1			0-60	
1	25,4		2		20-100
0,75	19,05	0-10		0-10	80-55
0,5	12,7	0-5		0-5	0-5

De las alternativas expuestas en la tabla 3.4, la FHA señala para columnas de grava bajo un terraplén, que las alternativas 1 y 2 son las más habituales. Como se puede apreciar, corresponden a una grava muy uniforme de tamaño medio del orden de 30 a 50 mm.

En esta tesis se considera el uso de una grava bien graduada que cumpla con las características de tamizado de la alternativa numero 1 y cuyas propiedades se obtienen del Informe Geotécnico, Mejoramiento Fundación Muro TEM tipo MESA (Rev.C). Las constantes elásticas que se utilizaran se obtienen de acuerdo con U.S. Navy (1982), y Bowles (1996)”.

Los valores adoptados se resumen en la tabla A.5 que se muestra a continuación.

Tabla A. 5 Parámetros estimados de las gravas de aporte para las columnas.

Columnas de grava	
Peso específico total saturado (γ)	20 kN/m ³
Cohesión efectiva (c')	0 kPa
Angulo de fricción interna (ϕ')	43 °
Modulo de elasticidad (E)	150000 kPa
Modulo de Poisson	0,35
Angulo de dilatación (ψ)	10 °

1.4 Consideraciones de las bases de diseño.

A continuación se entrega las sollicitaciones externas a las cuales serán sometidos los muros TEM, y el suelo que los sustentará, además de las consideraciones de diseño de los muros según su análisis.

1.4.1 Sobrecargas de diseño

Se utilizará una sobrecarga de tránsito, según recomendaciones del Vol. 3 del manual de carreteras (3.1003.202 tipos de carga), y manual de diseño AASTHO, artículo 3.4 a 3.14 donde se detalla la carga vehicular, considerando un tren de carga habitual correspondiente a un camión HS20-44, se tiene una carga de vía distribuida de $0,95 \text{ ton/m}^2$; conservadoramente equivalente a 10 kN/m^2 , la cual se encontrará distribuida en todo el ancho de la calzada.

1.4.2 Parámetros de diseño sísmico

Para el diseño sísmico del muro TEM se utiliza la Nch. 433 of 96 mod. 2010 y se consideran los siguientes factores extraídos del Vol. 3 del manual de carreteras, zonificación sísmica 3 de la tabla 3.1004.304A, con coeficiente sísmico $C_s = 0.2$.

1.4.3 Consideraciones para la estimación del asentamiento

Para la estimación del asentamiento por consolidación el manual de carreteras volumen 3 en el artículo 3.1003.406(3) “Tolerancias”, aconseja valores de asentamiento máximo para muros de tierra mecánicamente estabilizados que no sobrepasen los 5 cm, y un asentamiento diferencial no mayor a $H/500$ para muros hechos de paneles de hormigón.

ANEXO B

Metodología para la Verificación del Diseño en la Condición Base

1 Metodología para la Verificación del Diseño en la Condición Base.

En la construcción del nudo vial proyectado en la avenida Alessandri, se requiere materializar terraplenes sobre terreno mejorado y terreno natural. Estos terraplenes están constituidos por muros de tierra mecánicamente estabilizada (TEM), cuya altura máxima será de 6.92 m con desarrollo desde ingreso a estribo de 130 m aproximadamente, además la altura mínima que es salvada por el mejoramiento ya realizado alcanza los 3.5 m, medidos del nivel de terreno. Para alturas proyectadas menores a 3.5 m no se consideró mejoramiento.

Para el cálculo se consideran los parámetros geotécnicos y las consideraciones generales de diseño expuestos en el anexo A.

1.1 Metodología para la verificación de la estabilidad del muro TEM

Se considera para el análisis de estabilidad lo estipulado en el manual de carreteras volumen 3, en el cual se recomienda realizar el cálculo para estabilidad externa de muros mecánicamente estabilizados mediante la metodología entregada por la AASTHO y además el análisis de estabilidad global del muro.

1.1.1 Estabilidad externa del muro TEM.

Se considera la verificación de la estabilidad externa del muro, debido a su interacción con el suelo de fundación y las propiedades modificadas de éste.

Para verificar la estabilidad externa del muro TEM se requiere la geometría del muro, condiciones del relleno de refuerzo, del relleno a trasdós (en la obra en estudio tanto el relleno de refuerzo como el posterior poseen las mismas características geotécnicas), y los parámetros del suelo de fundación.

Una vez establecidas las dimensiones y parámetros del muro, se determinan los estados de carga más realistas para el diseño del mismo, en este caso es necesario considerar un estado de cargas donde la sobrecarga vehicular se aplica en toda la parte superior del muro, considerando que ésta queda tanto en el macizo como a trasdós del muro.

Otra consideración necesaria para el diseño es definir qué tipo de muro se diseñara, en este caso el muro se configura del tipo muro espalda-espalda, lo que corresponde a dos muros enfrentados, cuyos parámetros son paralelos y comparten el relleno. La influencia entre los muros suele ser

favorable, ya que los empujes del relleno detrás del muro disminuyen. La bibliografía básica recomienda variar el empuje del relleno posterior, según los casos y criterios descritos a continuación.

Caso I (muros sin traslaparse $D > 0$)

Se distinguen dos posibilidades

Muros alejados, que se pueden diseñar como independientes.

$$D > H \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad \text{Ec. (B. 1)}$$

Donde

D : Ancho del terraplén menos el doble de la longitud de los refuerzos

H : Altura del muro TEM

ϕ : Angulo de fricción interna del suelo reforzado

Muros próximos en los que se considera una reducción lineal (entre el caso del muro alejado y traslapado) en el valor de los empujes.

$$D < H \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad \text{Ec. (B. 2)}$$

Caso II (traslapado)

En este caso no se debe considerar empuje debido a las tierras de la parte posterior del muro. Es importante destacar que los refuerzos de ambos muros pueden llegar a traslaparse, no aceptándose en ningún caso que estos se unan. La unión del refuerzo implicaría someter el muro a esfuerzos muy superiores a los considerados con el modelo utilizado para el diseño de muros de tierra reforzada.

Factores de seguridad

Los factores de seguridad para la estabilidad externa (ver Tabla B.1), se determinan según “Standard Specifications for Highway Bridges” – AASHTO – HB 17, Capítulo 5, artículo 5.5.5, “criterios de factores de seguridad” y para la estabilidad externa se verifica deslizamiento y volteo, además se incluye el factor de seguridad para la capacidad de soporte incluido en el artículo 5.8.3.

Tabla B. 1 Estabilidad externa de muro TEM según AASTHO.

Estabilidad externa	FS mínimo	
	Estático	Sísmico
Deslizamiento	1.5	1.125
Volcamiento	2	1.5
Capacidad de soporte	2.5	1.88

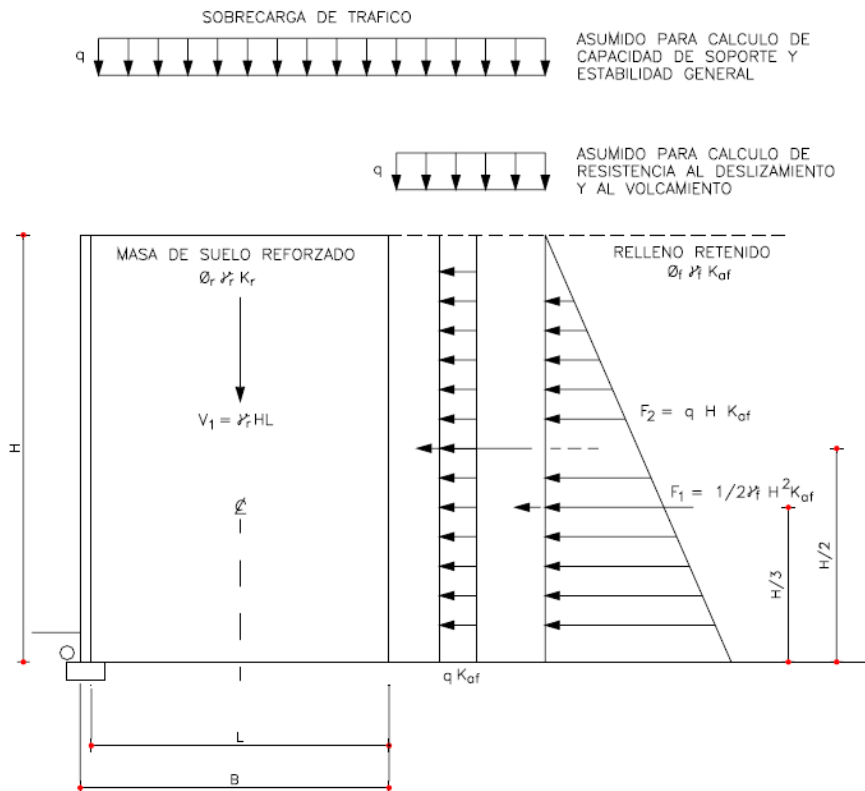


Figura B. 1 Talud plano con sobrecarga de tráfico

El análisis que se muestra en la Figura B.3 corresponde a la estabilidad del macizo de tierra reforzada como elemento de contención, respecto a las sollicitaciones externas tanto del relleno contenido tras él, como el de sobrecargas. Se entenderá por macizo a todo lo contenido en el rectángulo $H \cdot L$.

Estabilidad externa de muros con talud superior horizontal y sobrecarga de tráfico

El peso del macizo de suelo reforzado queda definido por:

$$V_1 = \gamma_r HL \tag{Ec. (B. 3)}$$

Donde:

γ_r : Peso unitario del macizo.

H : Altura efectiva del macizo.

L : Largo de la armadura de refuerzo.

Para el caso de cohesión $c = 0$, se establece el empuje del relleno (F_1) retenido por el macizo de tierra reforzada, en función del ángulo de fricción interna del suelo retenido y la geometría del muro, como:

$$F_1 = \frac{1}{2} \gamma_f H^2 K_{af} \quad \text{Ec. (B. 4)}$$

Donde:

K_{af} : Coeficiente de empuje activo del terreno a trasdós del macizo.

γ_f : Peso unitario del suelo retenido.

El coeficiente de empuje activo debe determinarse utilizando la ecuación de Rankine, simplificada del método de Coulomb:

$$K_{af} = \tan \left(45 + \frac{\phi_f}{2} \right) \quad \text{Ec. (B. 5)}$$

Con:

ϕ_f : Angulo de fricción interna del suelo retenido.

La sobrecarga sobre el relleno posterior al macizo (q), utilizada para verificar la resistencia al deslizamiento y al volcamiento, queda incorporada al empuje sobre el mismo, con la siguiente simplificación:

$$F_2 = qHK_{af} \quad \text{Ec. (B. 6)}$$

Donde:

K_{af} : Coeficiente de empuje activo del terreno a trasdós del macizo.

q : Sobrecarga vehicular.

H : Altura efectiva del macizo.

Con esto se puede verificar la resistencia al volcamiento

Factor de seguridad contra volteo (momentos alrededor del punto 0).

$$\frac{\Sigma \text{ Momentos resistentes}}{\Sigma \text{ Momentos de volcamiento}} = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Ms} = \left[\frac{V_1 \frac{L}{2}}{F_1 \frac{H}{3} + F_2 \frac{H}{2}} \right] \geq 2 \quad \text{Ec. (B. 7)}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$\frac{\Sigma \text{ Fuerzas horizontales resistentes}}{\Sigma \text{ Fuerzas horizontales actuantes}} = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fs} = \left[\frac{c' L + V_1 \tan \emptyset}{F_1 + F_2} \right] \geq 1.5 \quad \text{Ec. (B. 8)}$$

Donde:

\emptyset : Menor ángulo de fricción interna entre el del macizo y el del suelo de fundación.

c' : Cohesión del suelo de fundación.

Para elementos de fachada relativamente gruesos puede ser deseable incluir las dimensiones y peso de los elementos de fachada en los cálculos de deslizamiento y volteo (use “B” en vez de “L”).

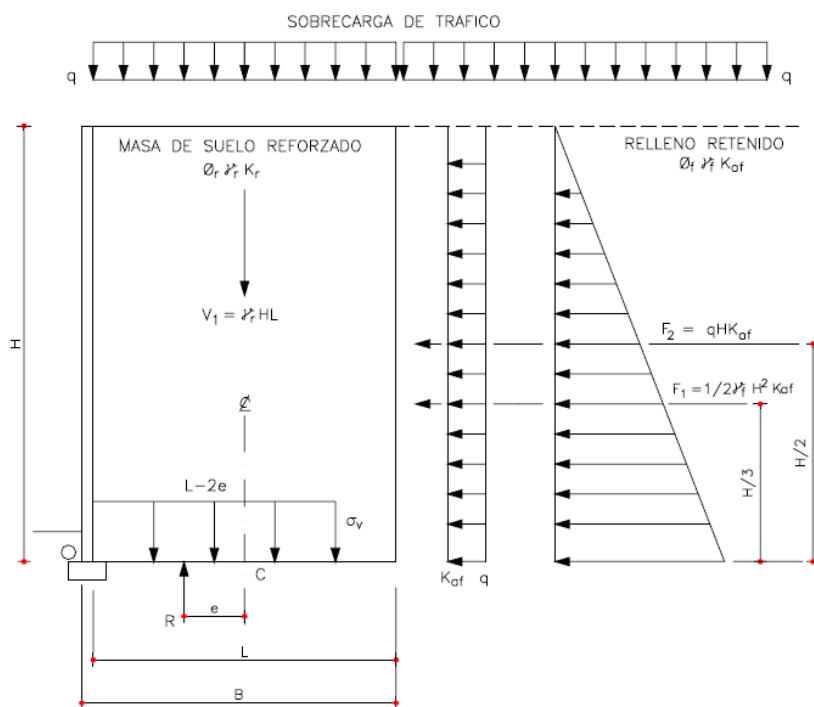


Figura B. 2 Cálculo del esfuerzo vertical para la capacidad de soporte en condición de talud superior plano.

Factor de seguridad para capacidad de soporte, de la Figura B.4 (momentos alrededor del punto C)

$$e = \frac{L}{2} - \frac{V_1 \frac{L}{2} + qL \frac{L}{2} - F_1 \frac{H}{3} - F_2 \frac{H}{2}}{V_1 + qL} \quad \text{luego} \quad \sigma_v = \frac{V_1 + qL}{L - 2e} \quad \text{Ec. (B. 9)}$$

$$\frac{q_{ult}}{\sigma_v} \geq 2.5 \quad \text{Ec. (B. 10)}$$

Donde

q_{ult} : Capacidad de soporte ultima que se obtiene mediante el método de Meyerhof aproximado.

Diseño sísmico de muros mecánicamente estabilizados

Los procedimientos de diseño sísmico indicados en las presentes especificaciones no tienen en cuenta directamente las deformaciones laterales que pueden ocurrir en sismos de gran magnitud.

Por lo tanto, se recomienda que si las aceleraciones anticipadas son mayores de 0.29g deben realizarse un análisis detallado de deformación lateral de la estructura durante el sismo.

Los cálculos de estabilidad (deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte) deben realizarse incluyendo análogamente a la anterior, adicionando a las fuerzas estáticas, la fuerza inercial horizontal P_{IR} actuando simultáneamente con el 50% del impulso dinámico horizontal P_{AE} para determinar la fuerza total aplicada sobre el muro, como se muestra en la figura B.5.

El impulso dinámico horizontal P_{AE} se evalúa utilizando el método pseudoestático de Mononobe-Okabe y se aplica a la superficie posterior del relleno reforzado a una altura de 0.6H medido desde la base para condiciones de relleno planas.

La fuerza inercial horizontal P_{IR} se determina multiplicando el peso de la masa reforzada con dimensiones de H (altura del muro) y 0.5H asumiendo condiciones del relleno horizontal por la aceleración A_m .

P_{IR} está localizada en el centroide de la masa de la estructura.

El modelo de Mononobe-Okabe empleado para este tipo de estudios, se basa en un análisis pseudoestático, que ha sido desarrollado a partir de la teoría del empuje activo de Coulomb para suelos secos sin cohesión, y que se sustenta bajo las siguientes hipótesis de Cuellar y Estaire, 1996.

La formulación planteada por Mononobe-Okabe consiste en introducir fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante a partir de las hipótesis planteadas anteriormente, a través de coeficientes sísmicos horizontal y vertical, representativos del sismo, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb. A partir de ello se obtiene un incremento de empuje correspondiente a la componente sísmica.

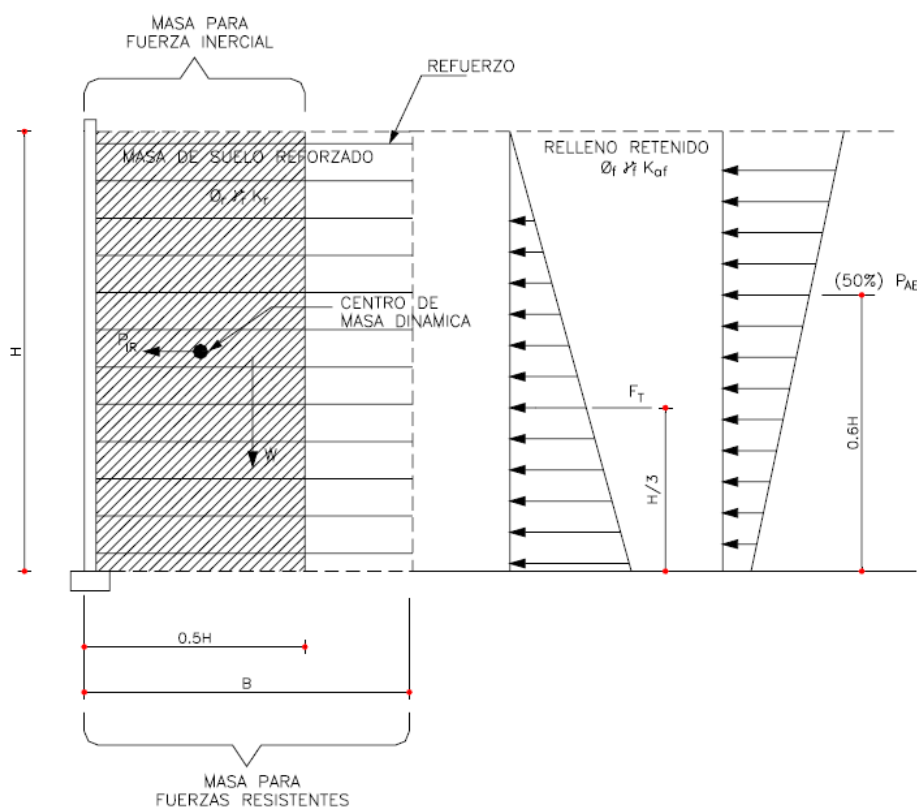


Figura B. 3 Estabilidad externa sísmica de un muro TEM. Condición de talud superior plano.

Los valores de P_{AE} y P_{IR} para estructuras con relleno horizontal deben determinarse utilizando las siguientes ecuaciones:

$$A_m = (1.45 - A)A \quad \text{Ec. (B. 11)}$$

$$P_{AE} = 0.375A_m \gamma_f H^2 \quad \text{Ec. (B. 12)}$$

$$P_{IR} = 0.5A_m \gamma_f H^2 \quad \text{Ec. (B. 13)}$$

Donde “A” se define como el coeficiente de aceleración del terreno como se determina en la División I-A de la AASTHO, artículo 3.2 y en particular la figura 3, en el presente estudio el coeficiente A corresponde a la mitad de la aceleración máxima $C_{s \max} = 0.4$, por lo que $A = 0.2$

A_m se define como el coeficiente máximo de aceleración del muro en el centroide de la masa del muro. Para aceleraciones del terreno mayores a 0.45g, se calcularía un A_m menor que A, por lo tanto si A es mayor de 0.45g debe utilizarse A_m igual A.

La ecuación para P_{AE} fue desarrollada asumiendo un ángulo de fricción de 30° . P_{AE} puede ser ajustada para los ángulos de fricción de otros suelos utilizando el método de Mononobe-Okabe en general con aceleraciones horizontales K_h igual a A_m con K_v igual a cero.

1.1.2 Estabilidad global

La estabilidad general de los taludes que componen el muro TEM, compuesto por los muros espalda-espalda sin traslapeo son considerados como parte del diseño de los muros de contención. Los factores de seguridad mínimos a utilizar para el diseño, según AASTHO, son de 1.3 y 1.1, para cargas estáticas y dinámicas respectivamente.

Las fuerzas sísmicas aplicadas a la masa de talud deben basarse en un coeficiente sísmico horizontal K_h igual a la mitad del coeficiente de aceleración del terreno, con un coeficiente sísmico vertical K_v igual a cero.

Para el análisis de estabilidad general del sistema desarrollado en el caso con sismo se utiliza un método pseudoestático, en que el efecto del sismo se modela por medio de una fuerza inercial horizontal que es una fracción determinada de las fuerzas gravitacionales. Se obtiene el factor de seguridad en el equilibrio límite por medio de numerosos casos con radios distintos de las superficies potenciales de falla que son consideradas semicirculares, utilizando el método de GLE/Morgenstern-Price, método que resuelve simultáneamente las ecuaciones de equilibrio de momentos y fuerzas. Se utilizara el software Slide versión 5.0 Slope stability, en condiciones de equilibrio límite considerando las condiciones estáticas y sísmicas.

Se utilizan las consideraciones generales de diseño expuestas en el anexo A.

1.2 Metodología para la estimación del tiempo de consolidación

Conforme a la teoría de consolidación, el tiempo necesario para que se produzca el asentamiento está dado por la ecuación B.14 que se muestra a continuación.

$$t = \frac{TH_{dr}^2}{c_v} \quad \text{Ec. (B. 14)}$$

Donde

t : Tiempo real de consolidación

T : Factor de tiempo teórico a dimensional de consolidación que depende del porcentaje de consolidación.

H_{dr} : Máxima distancia de drenaje.

c_v : Coeficiente de consolidación del suelo determinado en laboratorio.

Generalmente se obtiene el tiempo de asentamiento para un factor de tiempo de consolidación relacionado con el 80% de la consolidación.

El factor de tiempo (T), vinculado al porcentaje de consolidación “U” se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$T = \frac{\frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right)^{0.357}} \quad \text{Ec. (B. 15)}$$

La estimación del asentamiento por consolidación de la situación inicial se incluirá en la metodología de cálculo con columnas de grava, por lo que se explicara en el anexo D.

1.3 Metodología para la estimación del potencial de licuefacción de suelos

El fenómeno de licuefacción ocurre cuando se produce un aumento de la presión de poros disminuyendo la tensión efectiva de la masa de suelo, como consecuencia de la sollicitación de cargas cíclicas en condiciones no drenadas. Cuando los suelos granulares sueltos y saturados, son sometidos a esfuerzos de corte debido a cargas cíclicas y sin tener posibilidad de drenar, experimentan grandes deformaciones e intentan densificarse, lo que genera presiones del agua de poros positivas que no tienen la posibilidad de drenar y disiparse, afectando el valor de las tensiones efectivas de la presión de confinamiento y prácticamente lo anulan, logrando con ello que la masa granular se transforme en una masa fluida que carece totalmente de resistencia. Lo anterior es particularmente importante en el caso de suelos arenosos finos o finos limosos de baja compacidad y saturados. Bajo esta condición, el suelo no posee ninguna resistencia al corte, desarrollándose de este modo el estado de licuefacción.

1.3.1 Evaluación del potencial de licuefacción.

La evaluación del potencial de licuefacción de depósitos arenosos, se realiza generalmente mediante pruebas in situ, utilizando para ello procedimientos simplificados. A nivel mundial el procedimiento que ha tenido mayor aceptación es el propuesto por Seed [Seed & Idriss, 1971], el cual está basado en la prueba de penetración estándar (SPT). Desde el año 1997, este procedimiento ha sido revisado y actualizado con el fin de mejorar el nivel predictivo del mismo

[Varela & Donovan, 1997]. Paralelo al ensayo SPT, se han venido desarrollando métodos simplificados basados en otras pruebas in situ, tales como el CPTU. Un estado interesante sobre los métodos que siguen el formato de Seed, ha sido presentada en el informe del Workshop, editado por Youd [Youd et al., 1997], cuyo resumen fue publicado en la revista de Geotecnia de la ASCE [Youd et al., 2001].

En la presente investigación, debido a que la caracterización del suelo se hizo mediante ensayos CPTU, se utilizara el método propuesto por Youd et al., 1997. A continuación se presenta un resumen de las correlaciones utilizadas para la evaluación y sus consideraciones.

Relación de Tensiones Cíclicas (CSR) y relación de resistencia cíclica.

La resistencia a la licuefacción de los suelos, es función de dos variables; en primer lugar, la demanda sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de tensiones cíclicas (CSR), y en segundo lugar, la capacidad del suelo para resistir la licuefacción, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR). El modelo semi-empírico de Youd et al., (1997), propone expresiones para la determinación de la resistencia cíclica (CRR). El factor de seguridad frente a la licuefacción puede definirse como el cociente CRR/CSR.

Metodología propuesta por Youd et al., 1997.

Relación de tensiones cíclicas CSR

Para calcular la CSR Youd y otros [Youd et al., 1997] proponen utilizar la expresión original de Seed y Idriss, [Seed & Idriss, 1971], [Seed & Idriss, 1982], los cuales proponen la siguiente expresión para calcular la CSR.

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad \text{Ec. (B. 16)}$$

Donde:

τ_{av} : Tensión de corte promedio.

a_{max} : Aceleración pico horizontal en la superficie del terreno generada por el sismo.

g : Aceleración de gravedad.

σ_{vo} : Tensión total.

σ'_{vo} : Tensión efectiva.

r_d : Coeficiente de reducción de tensiones, debido a la flexibilidad del suelo.

Utilizando los siguientes valores para r_d :

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15\text{m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m}$$

$$r_d = 0.774 - 0.08z \quad \text{para } 23\text{m} < z \leq 30\text{m}$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{para } z > 30\text{m}$$

Relación de resistencia cíclica CRR

Al utilizar el ensayo CPT o CPTU, el valor aproximado de CRR puede ser obtenido gráficamente o bien siguiendo el diagrama de flujo propuesto por Robertson & Wride, 1998.

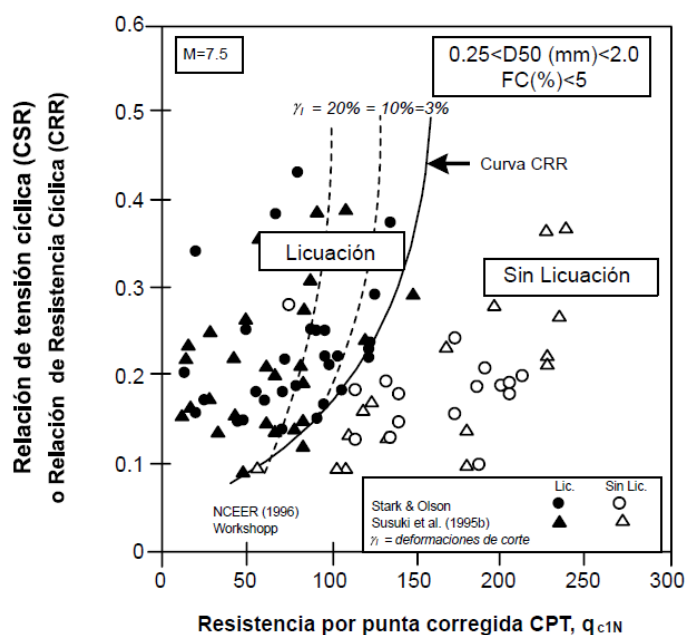


Figura B. 4 Curva recomendada por el NCEER (1996), para el cálculo del CRR a partir del CPT [Robertson & Wride, 1998].

La figura B.4 corresponde a la curva propuesta por Robertson y Wride (1998), para la determinación directa de CRR para arenas limpias (Contenido de finos $\leq 5\%$) a partir de datos del CPT. La curva base propuesta en la figura B.6, puede ser aproximada mediante la siguiente expresión:

Si $(q_{c1N})_{cs} < 50$,

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{Ec. (B. 17)}$$

Si $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$,

$$CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{Ec. (B. 18)}$$

Donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia normalizada del cono a 100 kPa, para una arena limpia.

Debido a que el procedimiento del CPT requiere la normalización de la resistencia por punta, para la utilización de las ecuaciones B.22 y B.23, se recomienda la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{Pa} \right) \quad \text{Ec. (B. 19)}$$

Donde

$$C_Q = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad \text{Ec. (B. 20)}$$

Donde C_Q es el factor para normalizar la resistencia del cono, Pa es 100 KPa o una presión atmosférica, y el exponente “n” depende de las características del material, su rango va de 0.5 para arenas limpias hasta 1.0 para arcillas.

Para obtener el valor de n es necesario clasificar el material por medio de la carta de Robertson (ver figura B.5) para lo cual se asume primero un valor de 1.0 para el exponente n, con este y con los valores de la resistencia a la penetración q_c y fricción lateral f_s , se pueden calcular el índice de material I_c mediante las siguientes expresiones:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad \text{Ec. (B. 21)}$$

Donde

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \right] \left[\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right] \quad \text{Ec. (B. 22)}$$

y

$$F = \frac{100f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \quad \text{Ec. (B. 23)}$$

Entonces el valor final de n será igual a 0.5 para I_c menores de 2.6 que corresponde a materiales gruesos y para I_c mayores a 2.6 que corresponde a materiales finos se recomienda usar un valor de 0.7. Con estos valores se vuelve a calcular I_c con el cual se hace la corrección a arena limpia como se describe a continuación.

La corrección final de la resistencia consiste en hacer equivalentes los valores de la resistencia normalizada a los de una arena limpia (corrección por contenido de finos) aplicando las siguientes expresiones:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c(q_{c1N}) \quad \text{Ec. (B. 24)}$$

Donde K_c es el factor de corrección por características del grano, y está definido por la siguiente expresión [Robertson & Wride, 1998]:

Para $I_c \leq 1.64$ $K_c = 1.0$

Para $I_c > 1.64$ $K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$

La curva K_c definida por la expresión anterior, se presenta en la figura B.5 Observándose que los suelos con $I_c > 2.6$ son más arcillosos. Finalmente en la figura B.6 se presenta el diagrama de flujo que explica el proceso de cálculo.

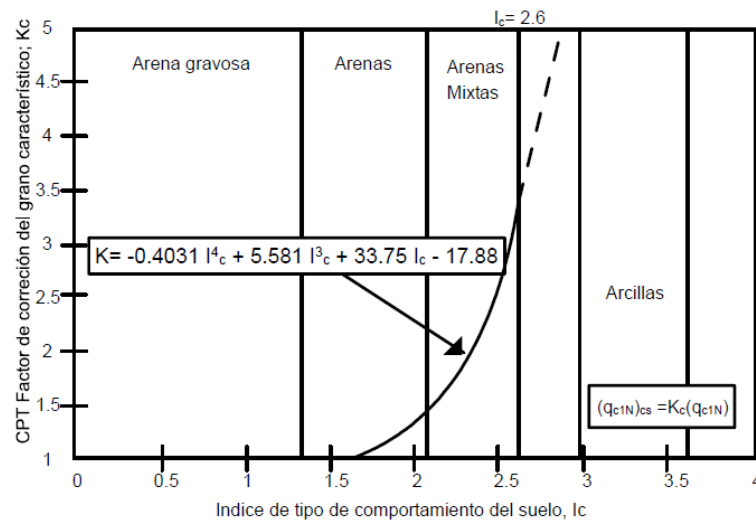


Figura B. 5 Factor de corrección K_c , utilizado para la determinación de la resistencia CPT equivalente a una arena limpia [Robertson & Wride, 1998]

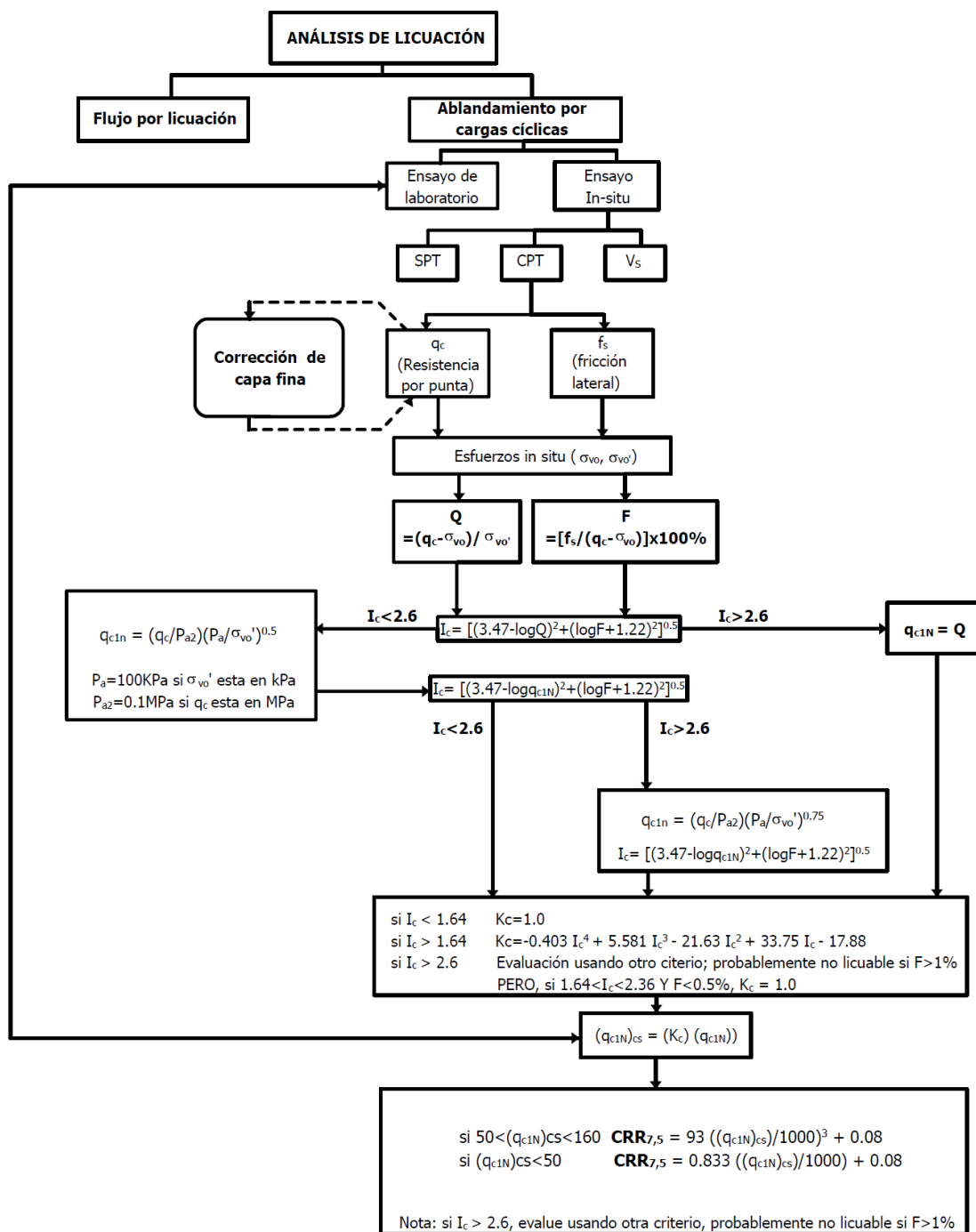


Figura B. 6 Diagrama de flujo ilustrando la aplicación integrada del CPT en la evaluación de la relación de resistencia cíclica (CRR) [Robertson & Wride, 1998]

ANEXO C

Memoria de la Verificación en la Condición Base

1 Memoria de la Verificación en la Condición Base

En el marco del diseño del viaducto Jorge Alessandri, referido a los muros mecánicamente estabilizados que componen las plataformas de ingreso y salida de dicho viaducto, es que se presenta a continuación la memoria de cálculo correspondiente a la situación actual de los suelos de cimentación que sustentaran las plataformas del viaducto, compuesta por que el detalle del cálculo de la verificación de la estabilidad, el potencial de licuefacción y el tiempo de consolidación.

En el análisis se diferencian dos zonas principales, una que posee mejoramiento de suelo y la otra que tiene como base de cimentación el suelo natural. Para el análisis se estudian diversas alturas proyectadas de muro TEM en ambas zonas.

El detalle del cálculo se entrega a continuación. Para la zona con mejoramiento se estudia alturas de 6.92 m, 5 m y 3.5 m (alturas medidas desde el nivel de terreno), esta última es la máxima altura salvada por el mejoramiento, y para la zona sin mejoramiento se estudian alturas de entre 3.5 m y hasta 2 m.

1.1 Memoria de cálculo estabilidad externa del muro TEM

Se considera lo expuesto en el anexo B, ecuación B.1 para caracterizar los muros TEM, en este caso se comprueba que para en toda la longitud de instalación de los muros, éstos trabajan como muros alejados por lo que se pueden diseñar de forma independiente.

$$D = \text{Ancho del muro} - 2 * L > H \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Para la altura máxima del muro TEM se comprueba que:

$$D = 17 - 2 * 6.4 > 7.72 * \tan \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$D = 4.2 > 4.018$$

A continuación se entrega la memoria de cálculo de la estabilidad externa del muro TEM, analizando diversas alturas en las zonas de mejoramiento y de suelo natural como cimentación, utilizando la metodología propuesta en el anexo B.

En las tablas C.1 y C. 2 se muestran los parámetros del suelo y del muro TEM para la zona con mejoramiento de suelo y para la zona sin mejoramiento respectivamente.

Tabla C. 1 Parámetros geotécnicos de diseño para la zona con mejoramiento

Material		Densidad (kN/m ³)	Fricción (°)	Cohesión (kN/m ²)
suelo reforzado	muro TEM	18	35	0
suelo retenido	muro TEM	18	35	0
suelo de fundación		19	38	0

Tabla C. 2 Parámetros geotécnicos de diseño para la zona sin mejoramiento

Material		Densidad (kN/m ³)	Fricción (°)	Cohesión (kN/m ²)
suelo reforzado	muro TEM	18	35	0
suelo retenido	muro TEM	18	35	0
suelo de fundación		15	12	10

A continuación se entrega la memoria de cálculo para ambas zonas, considerando las alturas y parámetros de muro TEM involucradas.

Para altura de muro TEM H= 7.72 se tiene:

	Datos	
Sobrecarga de tránsito	q	10 kPa
Altura del muro TEM	H	7.72 m
Longitud máxima efectiva de refuerzo	L	6.4 m
Longitud de aplicación de la masa de las fuerzas resistentes	B	6.4 m
Angulo mínimo entre suelo reforzado y el de fundación	ϕ_{min}	35 (°)

Basándose en los parámetros de suelo, las solicitaciones y las características del muro TEM, se procede a realizar la verificación del muro frente al deslizamiento, volcamiento y a la capacidad de soporte.

		Análisis estático	
Peso del suelo reforzado por unidad lineal	Ec. (B.3)	V_1	889.3440
Coefficiente activo de presiones de tierra	Ec. (B.5)	K_{af}	0.2710
Empuje Horizontal del suelo retenido	Ec. (B.4)	F_1	145.3552
Fuerza debido a la carga de transito por unidad lineal		V_2	64.0000
Empuje horizontal debido a la sobrecarga de transito	Ec. (B.6)	F_2	20.9204
Resultante de las fuerzas verticales		R_v	953.3440
Momento resistente para análisis de volcamiento	Ec. (B.7)	M_r	2845.9008
Momento solicitante de volcamiento estático		M_s	454.8002
Sumatoria de fuerzas resistentes al deslizamiento	Ec. (B.8)	ΣF_r	622.7254
Sumatoria de fuerzas solicitantes al deslizamiento estático		ΣF_s	166.2756
Momento resistente para capacidad de soporte		M_r para soporte	3050.7008
Excentricidad	Ec. (B.9)	e	0.4771
		Condición de análisis	
		$e \leq L/6$	Cumple
		$L-2e$	5.4459
Calculo de coeficientes de capacidad de carga		ϕ suelo de fundación	38
		N_q	48.9333
		N_c	61.3518
		N_y	64.0737
		D_f	0.8
		$\gamma * D_f$	15.2000
Ancho de contacto para el calculo de capacidad de carga		B	5.4459
Largo del terraplén		L	100.0000
		q_{ult} Meyerhof	4058.6962
Esfuerzo vertical equivalente uniforme en la base	Ec. (B.9)	σ_v	175.0577
Capacidad de carga ultima		q_{ult}	4058.6962

		Análisis sísmico	
		Tipo muros	Cs, Ec.(B.11)
		Muros alejados	0.2
Fuerza de inercia horizontal del suelo reforzado	Ec. (B.13)	PIR	107.2771
Empuje horizontal dinámico del suelo retenido	Ec. (B.12)	PAE	80.4578
Resultante de las fuerzas verticales		R _v	953.3440
Momento resistente para análisis de volcamiento		M _r	2845.9008
Momento solicitante de volcamiento dinámico		M _s	1241.5706
Sumatoria de fuerzas resistentes al deslizamiento		ΣF _r	622.7254
Sumatoria de fuerzas solicitantes al deslizamiento dinámico		ΣF _s	313.7816
Momento resistente para capacidad de soporte		M _r para soporte	3050.7008
Excentricidad		e	1.3023
		e ≤ L/6	No cumple
		L-2e	3.7953
Calculo de coeficientes de capacidad de carga		φ suelo de fundación	38
		N _q	48.9333
		N _c	61.3518
		N _y	64.0737
Ancho de contacto para el calculo de capacidad de carga		D _f	0.8
Largo del terraplén		γ*D _f	15.2000
		B	3.7953
		L	100.0000
		q _{ult} Meyerhof	3054.0069
Esfuerzo vertical equivalente uniforme en la base		σ _v	251.1883
Capacidad de carga ultima		q _{ult}	3054.0069

Finalmente los factores de seguridad para el muro TEM con altura total desde nivel de cesante $H=7.72$ m, con mejoramiento de terreno existente, se obtienen de las ecuaciones B.7, B.8 y B.10 del anexo anterior y se entregan en la tabla C. 3 que se ilustra a continuación.

Tabla C. 3 Resultados estabilidad externa $h = 6.92$ m

	FS estático	FS sísmico
Deslizamiento	3.75 cumple	1.98 cumple
Volcamiento	6.26 cumple	2.29 cumple
Soporte	23.18 cumple	12.16 cumple

Como se puede apreciar en la tabla C. 3 los factores de seguridad cumplen con los requerimientos de la AASTHO en lo que a estabilidad externa de muros TEM se refiere, el mejoramiento de suelo realizado cumple con el objetivo de diseño.

Sin embargo el mejoramiento de suelo finaliza en el sector del muro TEM donde la altura alcanza los 3.5 m (medidos desde el nivel de terreno), por lo que es necesario verificar los factores de seguridad al utilizar el suelo natural como cimentación para el muro TEM.

Así para $H = 4.18$ m, sin el mejoramiento del terreno se tiene, con H igual a la altura a nivel de cesante (base de la zapata corrida del muro TEM):

Datos	
Sobrecarga de transito	$q = 10$ kPa
Altura del muro TEM	$H = 4.18$ m
Longitud máxima efectiva de refuerzo	$L = 4.4$ m
Longitud de aplicación de la masa de las fuerzas resistentes	$B = 4.4$ m
Angulo mínimo entresuelo reforzado y el de fundación	$\phi_{min} = 12$ (°)

Este análisis se realiza para la zona sin mejoramiento para alturas de muro TEM medidas desde el nivel de terreno menores a 3.5 m.

Los parámetros de geotécnicos se extraen de la tabla C. 2 y se analiza el caso de muros alejados como se detalla a continuación.

$$D = \text{Ancho del muro} - 2 * L > H \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Para la altura máxima del muro TEM en esta zona se comprueba que:

$$D = 17 - 2 * 4.4 > 4.18 * \tan \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$D = 8.2 > 2.18$$

		Análisis estático	
Peso del suelo reforzado por unidad lineal	Ec. (B.3)	V_1	331.0560
Coefficiente activo de presiones de tierra	Ec. (B.5)	K_{af}	0.2710
Empuje Horizontal del suelo retenido	Ec. (B.4)	F_1	42.6136
Fuerza debido a la carga de transito por unidad lineal		V_2	44.0000
Empuje horizontal debido a la sobrecarga de transito	Ec. (B.6)	F_2	11.3274
Resultante de las fuerzas verticales		R_v	375.0560
Momento resistente para análisis de volcamiento	Ec. (B.7)	M_r	728.3232
Momento solicitante de volcamiento estático		M_s	83.0492
Sumatoria de fuerzas resistentes al deslizamiento	Ec. (B.8)	ΣF_r	114.3681
Sumatoria de fuerzas solicitantes al deslizamiento estático		ΣF_s	53.9410
Momento resistente para capacidad de soporte		M_r para soporte	825.1232
Excentricidad	Ec. (B.9)	e	0.2214
		Condición de análisis	
		$e \leq L/6$	Cumple
		L-2e	3.9571
Calculo de coeficientes de capacidad de carga		ϕ	12
		Nq	2.9735
		Nc	9.2846
		Ny	0.5958
		Df	0.68
		$\gamma * Df$	10.2000
Ancho de contacto para el calculo de capacidad de carga		B	3.9571
Largo del terraplén		L	100.0000
		q ult Meyerhof	140.8594
Esfuerzo vertical equivalente uniforme en la base	Ec. (B.9)	σ_v	94.7796
Capacidad de carga ultima		qult	140.8594

		Análisis sísmico	
		Tipo muros	Cs
		Muros alejados	0.2
Fuerza de inercia horizontal del suelo reforzado	Ec. (B.13)	PIR	31.4503
Empuje horizontal dinámico del suelo retenido	Ec. (B.12)	PAE	23.5877
Resultante de las fuerzas verticales		R _v	375.0560
Momento resistente para análisis de volcamiento		M _r	728.3232
Momento solicitante de volcamiento dinámico		M _s	207.9384
Sumatoria de fuerzas resistentes al deslizamiento		ΣF _r	114.3681
Sumatoria de fuerzas solicitantes al deslizamiento dinámico		ΣF _s	97.1852
Momento resistente para capacidad de soporte		M _r para soporte	825.1232
Excentricidad		e	0.5544
		e ≤ L/6	Cumple
		L-2e	3.2912
Calculo de coeficientes de capacidad de carga		φ	12
		N _q	2.9735
		N _c	9.2846
		N _y	0.5958
		D _f	0.68
Ancho de contacto para el calculo de capacidad de carga		γ*D _f	10.2000
Largo del terraplén		B	3.2912
		L	100.0000
		q _{ult} Meyerhof	137.8833
Esfuerzo vertical equivalente uniforme en la base		σ _v	113.9586
Capacidad de carga ultima		Q _{ult}	137.8833

Los factores de seguridad para el muro TEM con alturas menores a $H = 4.18$ m (medidos desde la profundidad de fundación del muro TEM), sin mejoramiento de terreno existente, se obtienen de las ecuaciones B.7, B.8 y B.10 y se ilustran en la tabla C. 4 .

Tabla C. 4 resultados estabilidad externa $h=3.5$ m

	FS estático	FS sísmico
Deslizamiento	2.12 cumple	1.18 cumple
Volcamiento	8.77 cumple	3.50 cumple
Soporte	1.49 no cumple	1.21 no cumple

Del análisis se obtiene que para alturas de muro TEM igual o menor a 3.5 m, el factor de seguridad a la capacidad portante del suelo de fundación no es adecuado para las condiciones requeridas.

Análogamente se realiza la verificación de alturas menores del muro TEM y se obtiene que para alturas menores a 2 metros, los problemas de capacidad portante cumplen con el factor de seguridad mínimo requerido por la AASTHO.

Análogamente y sumado a lo anterior se realizó la verificación de la estabilidad externa para diversas alturas del muro, tanto en la zona con mejoramiento como en la que posee suelo natural. El resumen de los análisis se muestra a continuación en las tablas C. 5 y C. 6.

Para la zona con mejoramiento.

Tabla C. 5 Resultados estabilidad externa zona con mejoramiento

	h=6.92		h=5		h=3.5	
	FS estático	FS sísmico	FS estático	FS sísmico	FS estático	FS sísmico
Deslizamiento	3.75	1.98	3.73	2.02	4.24	2.35
Volcamiento	6.26	2.29	6.37	2.43	8.52	3.39
Soporte	23.18	12.16	24.84	14.24	32.10	22.89

Para la zona sin mejoramiento

Tabla C. 6 Resultados estabilidad externa zona sin mejoramiento

	h=3.46		h=2		h=1	
	FS estático	FS sísmico	FS estático	FS sísmico	FS estático	FS sísmico
Deslizamiento	2.12	1.18	2.70	1.57	4.74	2.94
Volcamiento	8.77	3.50	10.35	4.51	21.44	10.43
Soporte	1.49	1.21	2.55	2.23	3.29	3.16

Como se muestra en las tablas anteriores el factor de seguridad a la capacidad de soporte no cumple con lo recomendado por la AASTHO, en el tramo comprendido entre altura de muro de entre 3.5 m, hasta los 2 m, por lo que se requiere mejoramiento en ese sector para cumplir con los factores de seguridad mínimos en las condiciones estáticas y dinámicas de soporte.

1.2 Memoria de cálculo estabilidad Global

El análisis se realiza en condiciones estáticas drenadas (largo plazo) y en condiciones sísmicas no drenadas (corto plazo). Se verifican los factores de seguridad requeridos por AASTHO considerando las alturas de muro TEM que componen los sectores con y sin mejoramiento existente. Se utilizara el software Slide versión 5.0 Slope stability, en condiciones de equilibrio límite considerando las condiciones estáticas y sísmicas mediante el método GLE Morgenster-Price, el cual resuelve simultáneamente las ecuaciones de fuerzas y momentos a los cuales será sometido el muro TEM.

Para altura de muro TEM igual a 6.92 m, en condiciones drenadas (estáticas) se tiene:

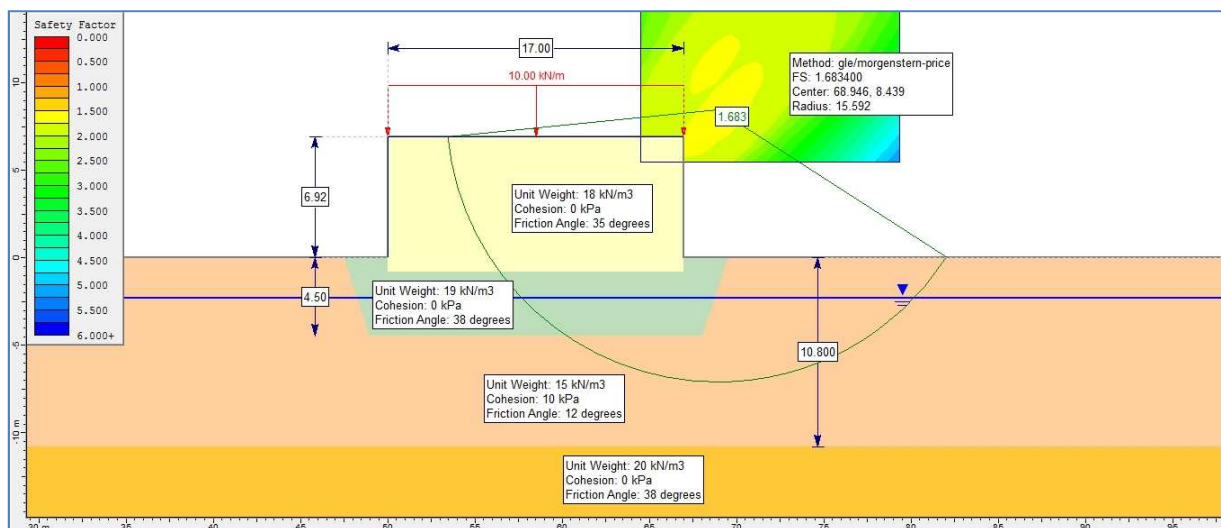


Figura C. 1 Factor de seguridad caso drenado Método Morgenstern-Price. H = 6.9 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.1 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad de FS= 1.68, lo cual es adecuado para las condiciones analizadas.

Para altura de muro TEM igual a 6.92 m, en condiciones no drenadas (sísmicas) se tiene:

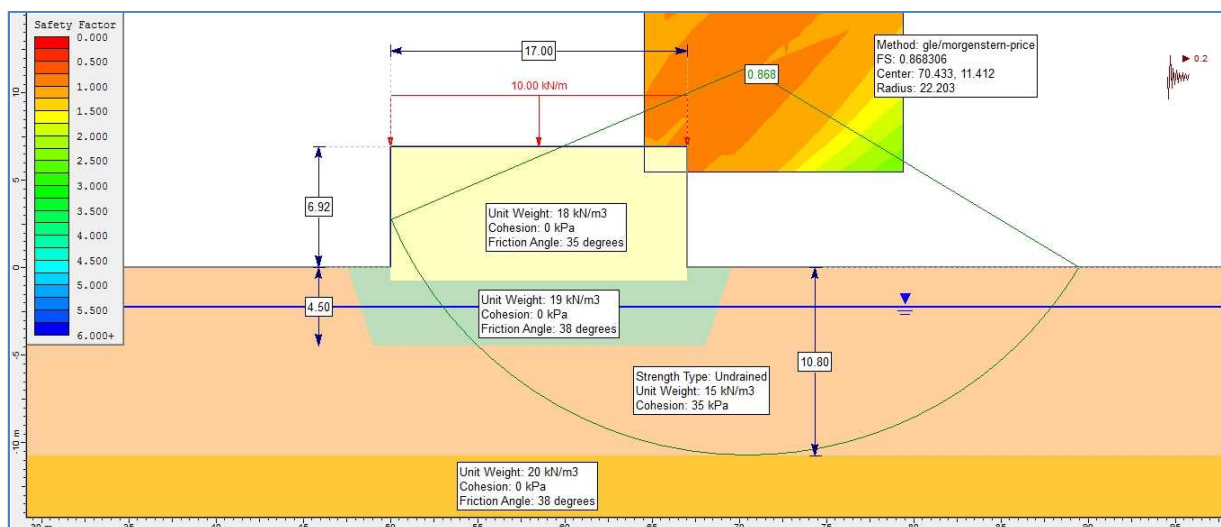


Figura C. 2 Factor de seguridad caso No drenado Método Morgenstern-Price. H = 6.9 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.2 se tiene que la estabilidad global, en condiciones sísmicas, presenta un factor de seguridad de $FS = 0.87$, lo cual no es adecuado para las condiciones analizadas.

Análisis en una dovela



Figura C. 3 Fuerzas actuantes en una dovela (kN)

Verificación de Valores

Angulo de fricción en la base	=	0 °
Cohesión en la base	=	35 kPa
Ancho dovela (a)	=	1.56955 m
Angulo de deslizamiento en la base (ϕ)	=	13.7733 °
Largo base de dovela	=	$a/\cos(\phi)$ = 1.61602 m

Peso de dovela	=	$18*7.72*1.569+19*3.7*1.569+15*5.5*1.569+15*\cos(\phi)*\text{sen}(\phi)/2$
	=	459.666 kN \approx 461.186 kN
Fuerza sísmica horizontal	=	$459.666*0.2$ = 91.933 kN \approx 92.237 kN
Fuerza sísmica vertical	=	$459.666*0$ = 0 kN

Fuerza resistente	=	65.1392 kN
Solicitación sísmica(plano de falla)	=	$95.874*\text{sen}(180-(90+\phi))$
	=	89.290 kN

Los valores entregados por el software son verificados mediante un análisis de las fuerzas actuantes en la dovela.

Si verificamos además la componente de la fuerza sísmica en el plano de falla podemos comprobar que el suelo no posee la capacidad para impedir el deslizamiento en las condiciones del análisis.

En estas condiciones el factor de seguridad sísmico se encuentra bajo lo recomendado por la AASTHO por lo que la cimentación del muro requeriría de algún tipo de tratamiento que logre alcanzar el factor mínimo recomendado por el manual en estas condiciones.

Para altura de muro TEM igual a 5 m, en condiciones drenadas (estáticas) se tiene:

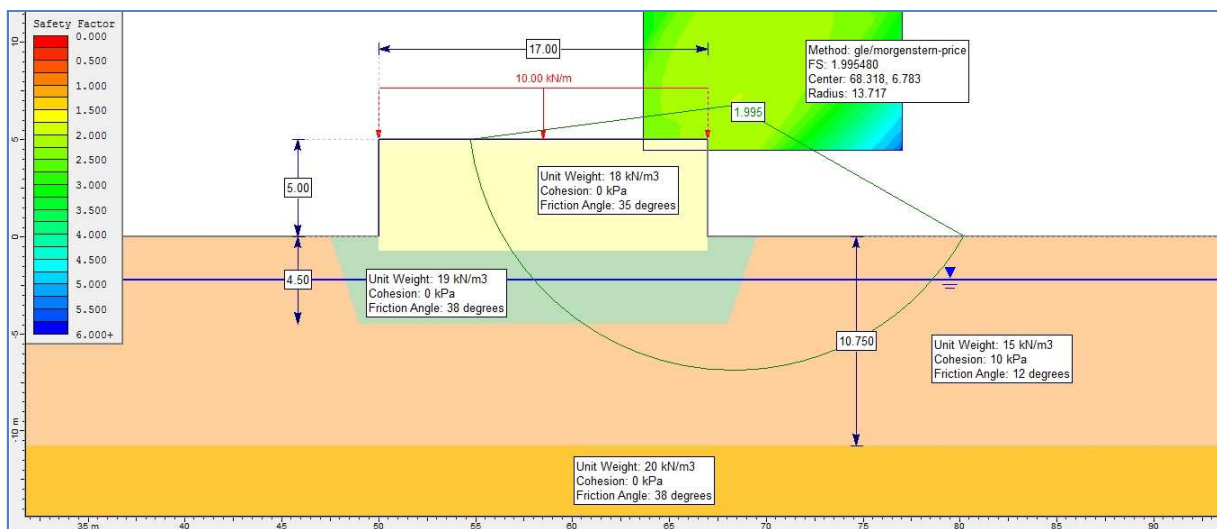


Figura C. 4 Factor de seguridad caso drenado Método Morgenstern-Price. H = 5 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.4 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad de $FS= 1.99$, lo cual es adecuado para las condiciones analizadas.

Para altura de muro TEM igual a 5 m, en condiciones no drenadas (sísmicas) se tiene:

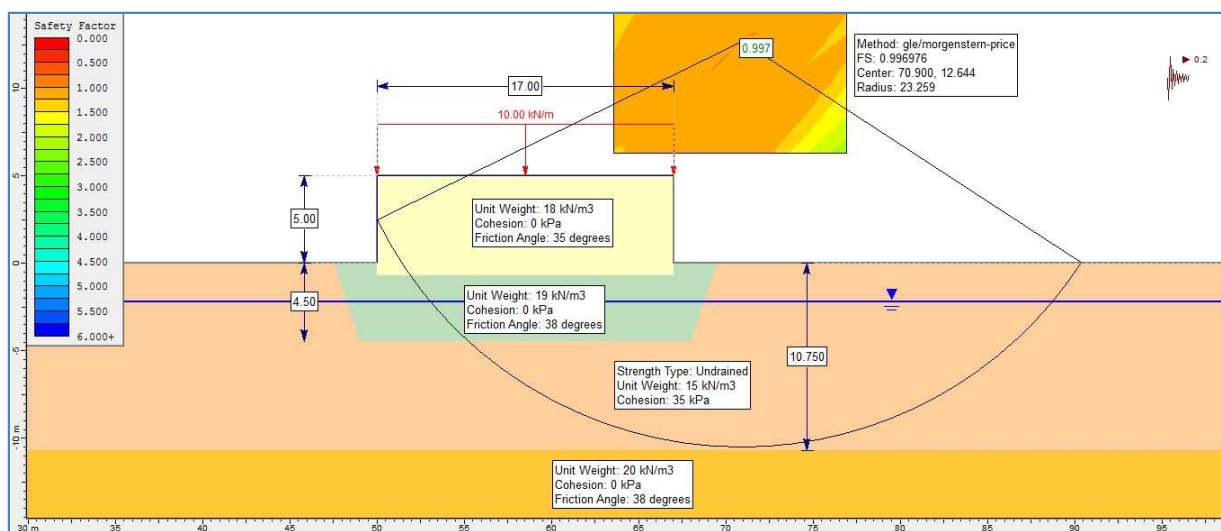


Figura C. 5 Factor de seguridad caso No drenado Método Morgenstern-Price. H = 5 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.5 se tiene que la estabilidad global, en condiciones sísmicas, presenta un factor de seguridad de $FS= 0.99$, lo cual no es adecuado para las condiciones analizadas.

Para altura de muro TEM igual a 3.5 m, en condiciones drenadas (estáticas) se tiene:

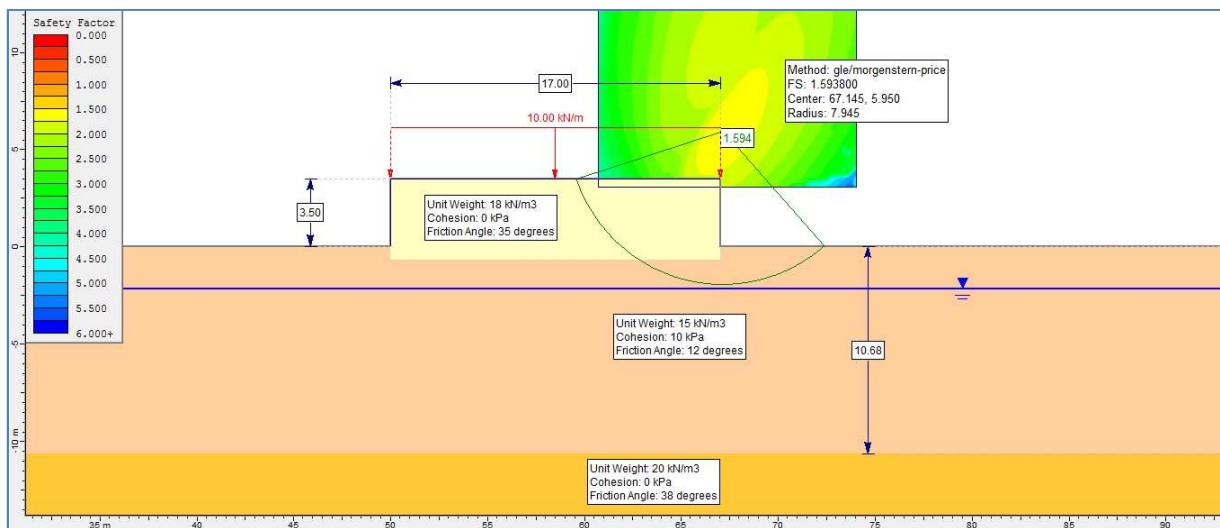


Figura C. 6 Factor de seguridad caso drenado Método Morgenstern-Price. H = 3.5 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.6 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad de $FS= 1.59$, lo cual es adecuado para las condiciones analizadas.

Para altura de muro TEM igual a 3.5 m, en condiciones no drenadas (sísmicas) se tiene:

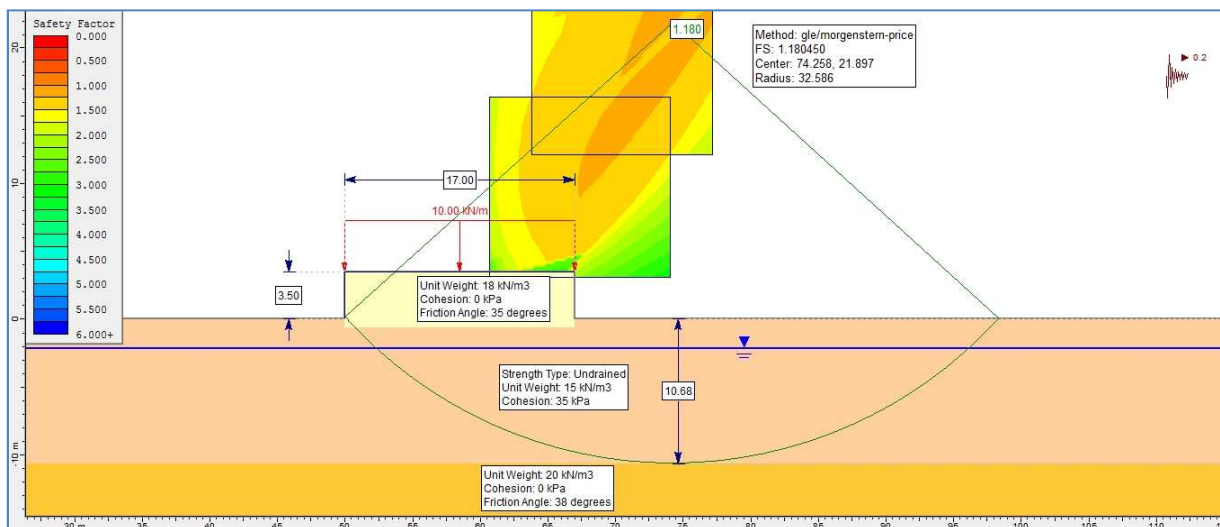


Figura C. 7 Factor de seguridad caso No drenado Método Morgenstern-Price. H = 3.5 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.7 se tiene que la estabilidad global, en condiciones sísmicas, presenta un factor de seguridad de $FS= 1.18$, lo cual es adecuado para las condiciones analizadas.

Para altura de muro TEM igual a 2 m, en condiciones drenadas (estáticas) se tiene:

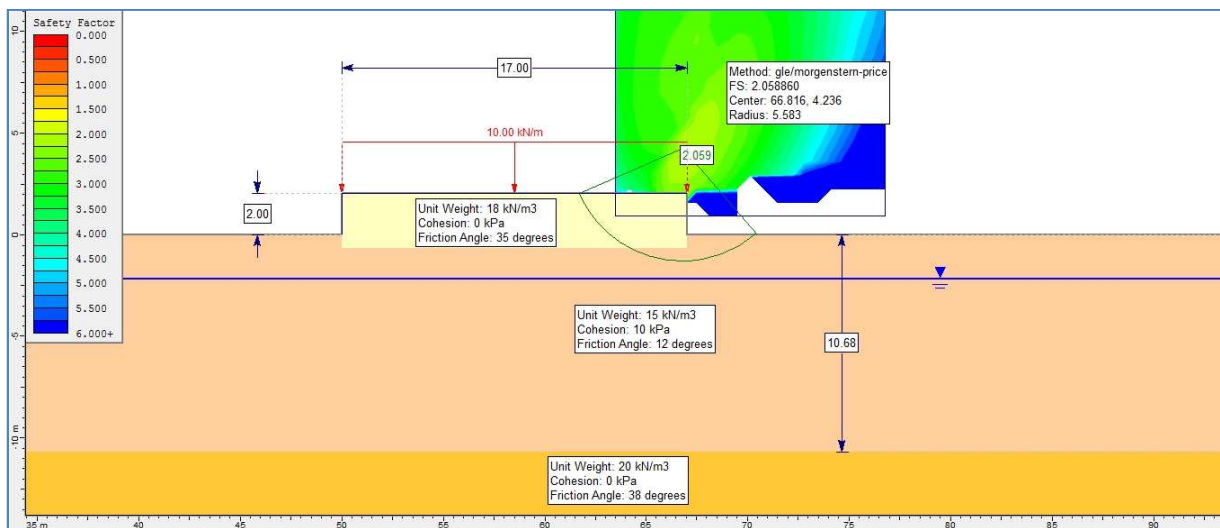


Figura C. 8 Factor de seguridad caso drenado Método Morgenstern-Price. H = 2 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.8 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad de $FS= 2.06$, lo cual es adecuado para las condiciones analizadas.

Para altura de muro TEM igual a 2 m, en condiciones no drenadas (sísmicas) se tiene:

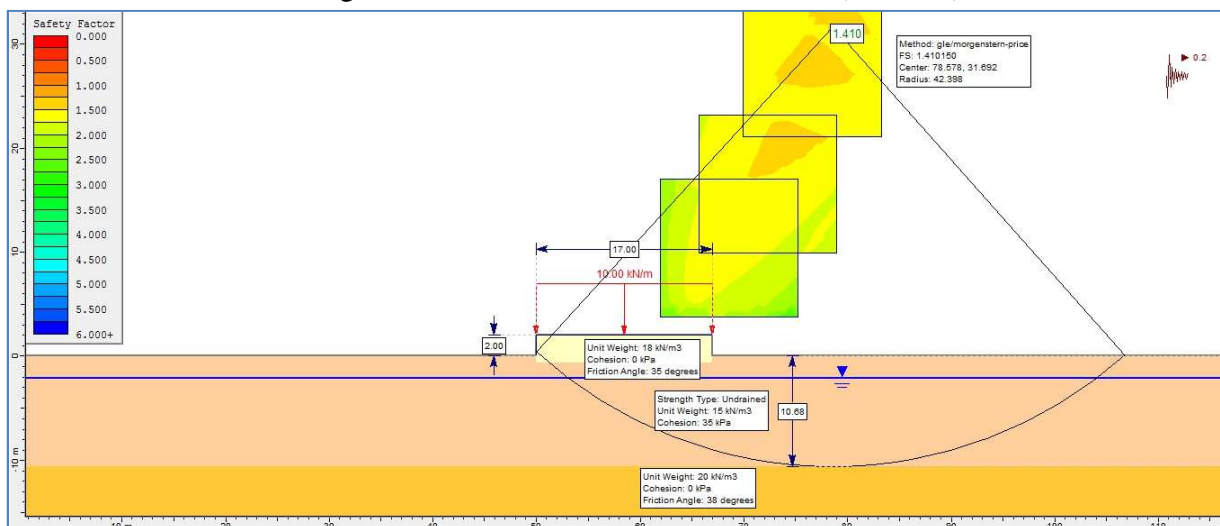


Figura C. 9 Factor de seguridad caso No drenado Método Morgenstern-Price. H = 2 m.

Según el análisis mostrado en la figura C.9 se tiene que la estabilidad global, en condiciones sísmicas, presenta un factor de seguridad de $FS= 1.41$, lo cual es adecuado para las condiciones analizadas.

El resumen del análisis se entrega a continuación.

Tabla C. 7 Resultados de la estabilidad global del muro TEM

H muro TEM	FS estatico (Drenado)	FS sismisco (No drenado)
6.92	1.683 Cumple	0.868 No cumple
5	1.995 Cumple	0.997 No cumple
3.5	1.594 Cumple	1.180 Cumple
2	2.059 Cumple	1.407 Cumple

Como se puede apreciar en la tabla C.7 el factor de seguridad sísmico no cumple lo recomendado por la AASTHO, por lo que se deberá considerar algún tipo de tratamiento para los sectores en análisis que no posean un factor de seguridad adecuado.

1.3 Tiempo de consolidación

Para la estimación del tiempo de consolidación se consideraron dos zonas principales comprendidas entre las que posteriormente soportaran alturas de muro TEM mayores a 3.5 m, en este sector se realizo anteriormente la extracción y remplazo de una parte del estrato compresible por lo que las condiciones existentes serán diferentes a la otra zona que soportara alturas de muro TEM menores a 3.5 m.

Para alturas de muro TEM mayores a 3.5 m el estrato compresible posee un espesor de 6.3 m aproximadamente y considerando los parámetros geotécnicos establecidos en el anexo A, figura A.4, el tiempo requerido para el 80% de la consolidación se calcula de la siguiente manera.

El factor de tiempo necesario para esta consolidación es:

$$T = \frac{\frac{\pi}{4} \left(\frac{80\%}{100}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{80\%}{100}\right)^{5.6}\right)^{0.357}} = 0.5671$$

Al considerar drenaje superior por el relleno e inferior por el estrado arenoso, se tiene lo siguiente.

$$H_{dr} = 6.3/2 \text{ m} = 315 \text{ cm}$$

$$c_v = 1 \times 10^{-7} \text{ (m}^2/\text{s)} = 0.001 \text{ (cm}^2/\text{s)}$$

De la ecuación B.14 se tiene

$$t = \frac{0.5671 * 630^2}{0.001} = 56267163.62 \text{ s} = 1.78 \text{ años}$$

Análogamente para el tramo comprendido por alturas menores a 3.5 m, sector sin mejoramiento de suelo, se tiene:

$$H_{dr} = 9.1/2 \text{ m} = 455 \text{ cm}$$

$$c_v = 1 \times 10^{-7} (\text{m}^2/\text{s}) = 0.001 (\text{cm}^2/\text{s})$$

De la ecuación B.14 se tiene

$$t = \frac{0.5671 * 455^2}{0.001} = 117396921.6 \text{ s} = 3.72 \text{ años}$$

Los asentamientos por consolidación se estimarán mediante teoría elástica que considera la deformación unitaria debido a la carga aplicada al estrato deformable, mediante el valor del ensayo edométrico o en su defecto la estimación del módulo de elasticidad del estrato. El valor del asentamiento se entregará conjuntamente con el análisis de asentamiento por consolidación al utilizar columnas de grava que se expondrá en detalle en el anexo E.

Cabe señalar que si los asentamientos obtenidos son excesivos considerando lo permitido para este tipo de estructuras, el tiempo en el que se desarrollaran como se ve en el análisis anterior superaría el tiempo de materialización del pavimento por lo que en ese caso debería considerarse un sistema que acelere el proceso.

1.4 Resultados del análisis de licuefacción de suelos

En la presente investigación, y debido a que la caracterización del suelo se hizo mediante ensayos CPTU, se utilizó el método propuesto por Youd et al. (1997) para estimar el potencial de licuefacción del suelo que sustentara los muros TEM. La metodología del cálculo se muestra en detalle en el anexo B.

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos mediante gráficos representativos.

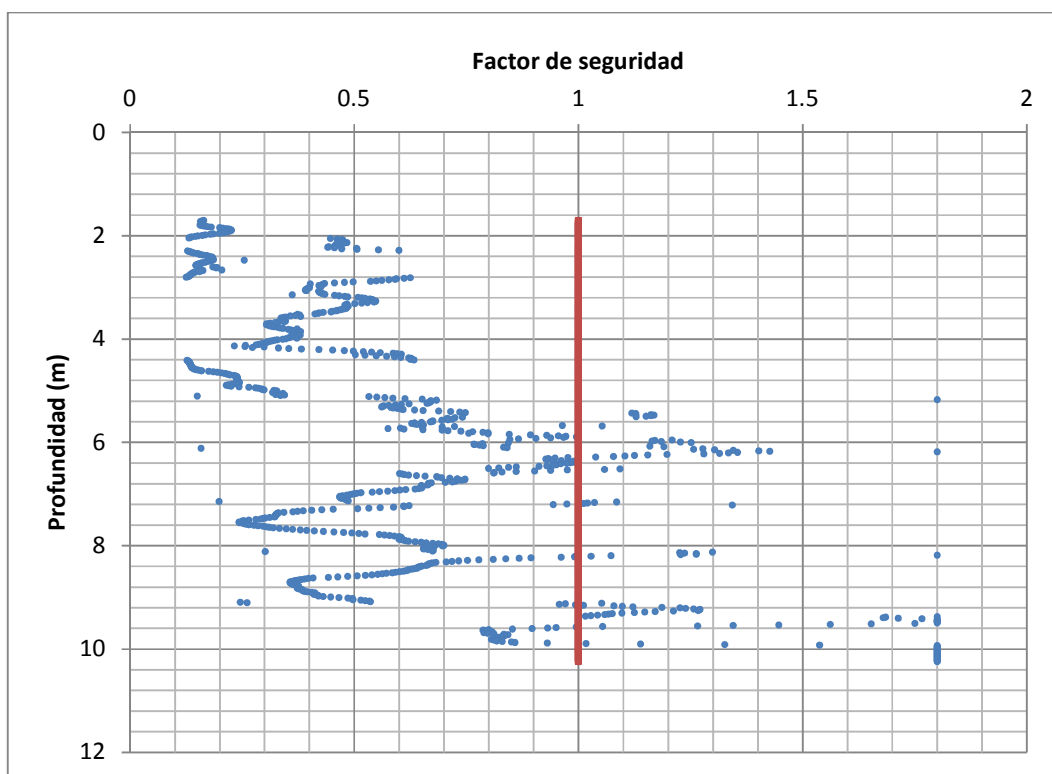


Figura C. 10 Resultados Factor de seguridad a la licuefacción CPTU1

Como se puede apreciar en la figura C.10 del ensayo CPTU1, teniendo en el eje de las abscisas (eje horizontal) los valores del factor de seguridad a la licuefacción y en el eje de las ordenadas (eje vertical) la profundidad del estudio, el potencial de licuefacción muestra con factores de seguridad mayormente menores que 1 que la zona en estudio es propensa a sufrir licuefacción en presencia de cargas cíclicas.

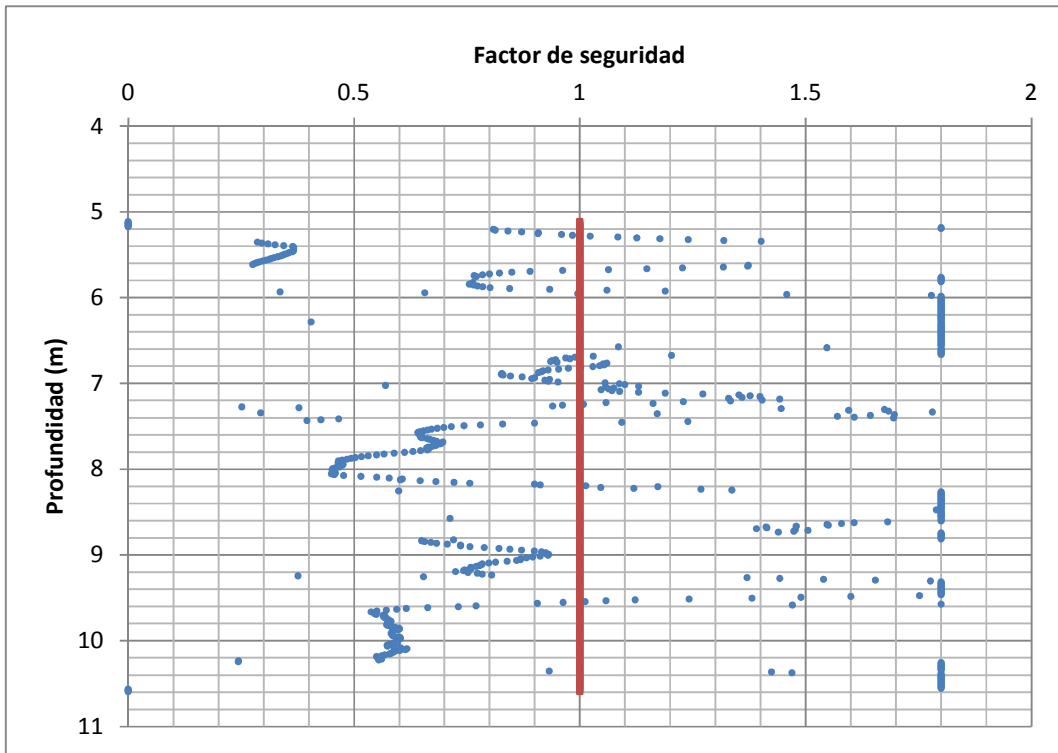


Figura C. 11 Resultados Factor de seguridad a la licuefacción CPTU2

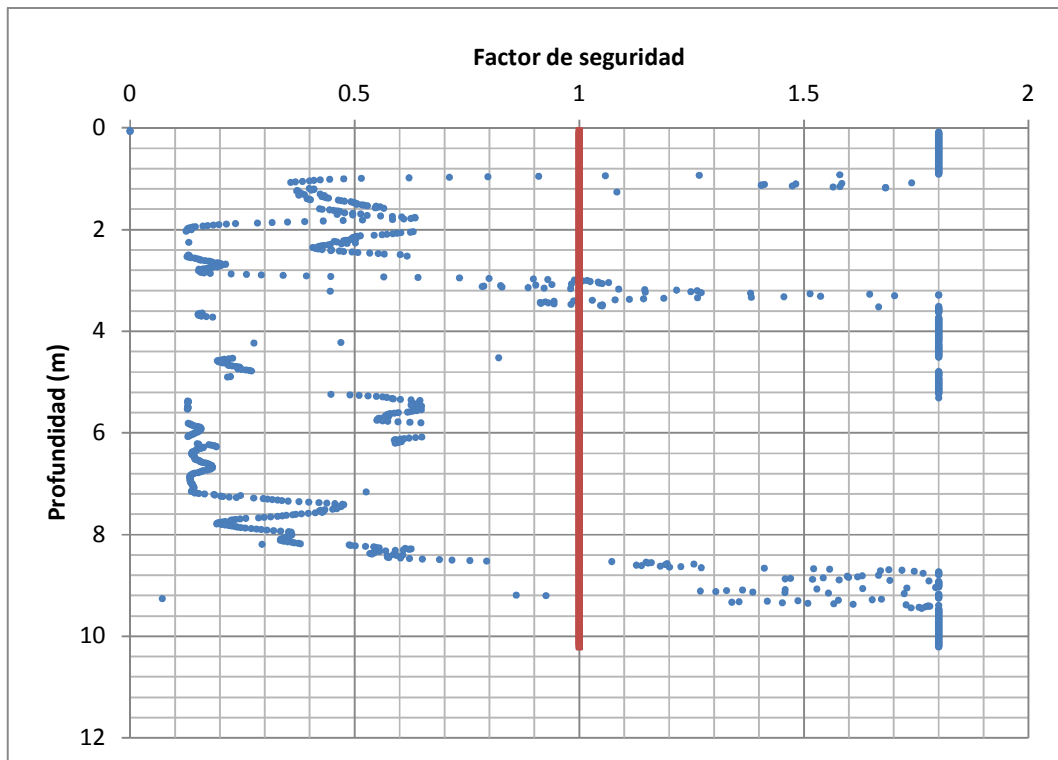


Figura C. 12 Resultados Factor de seguridad a la licuefacción CPTU3

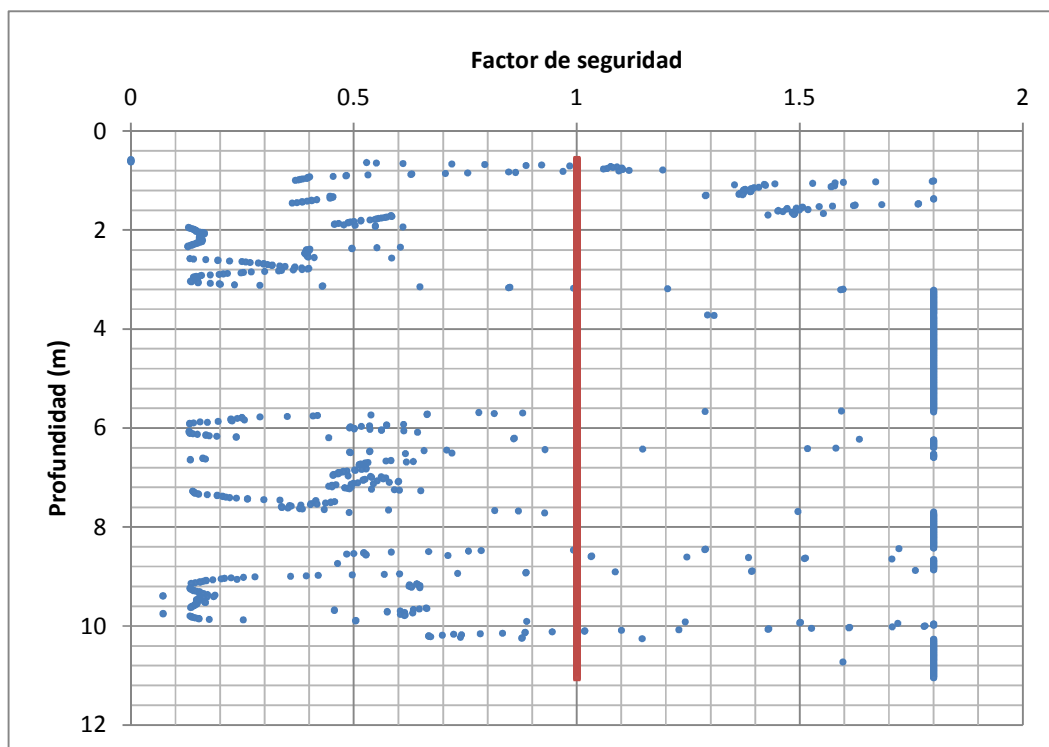


Figura C. 13 Resultados Factor de seguridad a la licuefacción CPTU4

Como se muestra en las figuras desde la C.11 a la C.13, existe una alta probabilidad de ocurrencia de licuación, por lo que al menos para la zona con mayor altura de muro TEM, se recomienda la incorporación de algún sistema que permita disipar las presiones de poro de forma rápida y que además aumente la resistencia del suelo de fundación.

A continuación se entrega el detalle del cálculo de licuefacción propuesto por Youd et al. (1997). Debido a lo extenso del detalle se entrega solo la memoria del análisis realizado con el CPTU 1, y en intervalos de 0.1 m.

Potencial de licuefacción utilizando CPT

NF	1.5
ys	15
yw	9.801 kN/m3

Pa	100	kPa	amax	3.924	0,4g	0.4000
Pa2	0.1	Mpa	g	9.81		

Con corrección por capa fina

z	Mpa			kPa			Q	F %	Ic	qc1N	Kc	(qc1)cs	CRR7,5	rd	CRS7,5	FS	observaci
z	qc	fs	sv	u	svo`	Q	F %	Ic	qc1N	Kc	(qc1)cs	CRR7,5	rd	CRS7,5	FS	observaci	
1.7	1.2304	0.0147	25.5	16.6617	8.8383	136.3271	1.2200	2.2673	41.3868	1.8481	76.4886	0.1216	0.9870	0.7404	0.1643	licua	
1.8	1.1415	0.014	27	17.6418	9.3582	119.0934	1.2562	2.3114	37.3147	1.9860	74.1063	0.1178	0.9862	0.7398	0.1593	licua	
1.9	1.7517	0.0269	28.5	18.6219	9.8781	174.4465	1.5610	2.2292	55.7344	1.7414	97.0576	0.1650	0.9855	0.7392	0.2232	licua	
2	0.9233	0.0123	30	19.602	10.3980	85.9108	1.3769	2.4289	28.6331	2.4340	69.6937	0.1115	0.9847	0.7387	0.1509	licua	
2.1	0.7858	-0.0002	31.5	20.5821	10.9179	69.0884	0.0265	2.1239	23.7817	1.4997	35.6657	0.3471	0.9839	0.7381	0.4703	licua	
2.2	0.7454	-0.0002	33	21.5622	11.4378	62.2847	0.0281	2.1525	22.0403	1.5581	34.3406	0.3361	0.9832	0.7375	0.4557	licua	
2.3	0.9556	0.0079	34.5	22.5423	11.9577	77.0299	0.8577	2.3335	27.6345	2.0609	56.9507	0.0972	0.9824	0.7369	0.1319	licua	
2.4	1.0283	0.0192	36	23.5224	12.4776	79.5265	1.9349	2.5088	29.1108	2.8131	81.8911	0.1311	0.9816	0.7364	0.1780	licua	
2.5	0.9475	0.0176	37.5	24.5025	12.9975	70.0135	1.9341	2.5443	26.2814	3.0025	78.9107	0.1257	0.9809	0.7358	0.1708	licua	
2.6	0.7576	0.0131	39	25.4826	13.5174	53.1611	1.8230	2.4395	33.9837	2.4811	84.3176	0.1357	0.9801	0.7352	0.1846	licua	
2.7	0.9435	0.012	40.5	26.4627	14.0373	64.3286	1.3289	2.4668	25.1826	2.6064	65.6349	0.1063	0.9793	0.7347	0.1447	licua	
2.8	0.9758	0.0061	42	27.4428	14.5572	64.1470	0.6532	2.3074	25.5754	1.9726	50.4503	0.0919	0.9786	0.7341	0.1252	licua	
2.9	0.6969	0.0019	43.5	28.4229	15.0771	43.3372	0.2908	2.3190	17.9478	2.0113	36.0982	0.3507	0.9778	0.7335	0.4781	licua	
3	0.5797	-0.0002	45	29.403	15.5970	34.2822	0.0374	2.3126	14.6785	1.9898	29.2081	0.2933	0.9771	0.7329	0.4002	licua	
3.1	0.5757	0.0001	46.5	30.3831	16.1169	32.8351	0.0189	2.3676	14.3402	2.1850	31.3338	0.3110	0.9763	0.7324	0.4247	licua	
3.2	0.9111	0.0001	48	31.3632	16.6368	51.8790	0.0116	2.2386	22.3373	1.7666	39.4613	0.3787	0.9755	0.7318	0.5175	licua	
3.3	0.9152	0.0001	49.5	32.3433	17.1567	50.4584	0.0116	2.2435	22.0953	1.7801	39.3312	0.3776	0.9748	0.7312	0.5164	licua	
3.4	0.802	0.0001	51	33.3234	17.6766	42.4855	0.0133	2.2856	19.0755	1.9033	36.3064	0.3524	0.9740	0.7306	0.4824	licua	
3.5	0.5717	0.0001	52.5	34.3035	18.1965	28.5330	0.0193	2.3946	13.4021	2.2905	30.6981	0.3057	0.9732	0.7301	0.4188	licua	
3.6	0.1554	0.0001	54	35.2836	18.7164	5.4177	0.0986	2.7445	5.4177	4.3320	23.4694	0.2455	0.9725	0.7295	0.3365	licua	
3.7	0.1069	0.0001	55.5	36.2637	19.2363	2.6720	0.1946	3.0854	2.6720	7.7455	20.6963	0.2224	0.9717	0.7289	0.3051	licua	
3.8	0.2079	0.0001	57	37.2438	19.7562	7.6381	0.0663	2.6242	7.6381	3.4785	26.5692	0.2713	0.9709	0.7283	0.3725	licua	
3.9	0.3655	0.0001	58.5	38.2239	20.2761	15.1410	0.0326	2.5745	8.1170	3.1742	25.7646	0.2646	0.9702	0.7278	0.3636	licua	
4	0.1837	0.0001	60	39.204	20.7960	5.9483	0.0808	2.6986	5.9483	3.9861	23.7103	0.2475	0.9694	0.7272	0.3404	licua	
4.1	0.1028	0.0001	61.5	40.1841	21.3159	1.9375	0.2421	3.2396	1.9375	9.8124	19.0118	0.2084	0.9686	0.7266	0.2868	licua	
4.2	0.608	0.0001	63	41.1642	21.8358	24.9590	0.0183	2.4116	13.0113	2.3604	30.7119	0.3058	0.9679	0.7260	0.4212	licua	
4.3	1.3476	0.0006	64.5	42.1443	22.3557	57.3948	0.0468	2.0181	28.5014	1.3244	37.7479	0.3644	0.9671	0.7255	0.5024	licua	
4.4	1.4284	0.0066	66	43.1244	22.8756	59.5569	0.4844	2.1906	29.8651	1.6441	49.1014	0.4590	0.9663	0.7249	0.6332	licua	
4.5	1.4446	0.0112	67.5	44.1045	23.3955	58.8617	0.8133	2.2928	29.8663	1.9257	57.5144	0.0977	0.9656	0.7243	0.1349	licua	
4.6	1.8285	0.0185	69	45.0846	23.9154	73.5718	1.0514	2.2675	37.3901	1.8487	69.1225	0.1107	0.9648	0.7237	0.1530	licua	
4.7	2.0912	0.042	70.5	46.0647	24.4353	82.6959	2.0785	2.4007	42.3045	2.3154	97.9525	0.1674	0.9640	0.7232	0.2315	licua	
4.8	1.877	0.0428	72	47.0448	24.9552	72.3296	2.3712	2.4770	37.5737	2.6547	99.7465	0.1723	0.9633	0.7226	0.2384	licua	
4.9	2.0306	0.0394	73.5	48.0249	25.4751	76.8240	2.0132	2.4087	40.2315	2.3484	94.4808	0.1584	0.9625	0.7220	0.2194	licua	
5	2.2367	0.0635	75	49.005	25.9950	83.1583	2.9375	2.4880	43.8695	2.7086	118.8254	0.2360	0.9618	0.7215	0.3272	licua	
5.1	2.75	0.0002	76.5	49.9851	26.5149	100.8301	0.0075	1.9639	53.4057	1.2556	67.0560	0.1080	0.9610	0.7209	0.1499	licua	
5.2	2.9763	0.1215	78	50.9652	27.0348	107.2063	4.1921	2.5152	57.2420	2.8467	162.9530	0.4824	0.9602	0.7203	0.6697	licua	
5.3	2.6287	0.1049	79.5	51.9453	27.5547	92.5142	4.1150	2.5493	50.0776	3.0305	151.7597	0.4051	0.9595	0.7197	0.5628	licua	
5.4	2.8631	0.1274	81	52.9254	28.0746	99.0967	4.5793	2.5604	54.0356	3.0929	167.1247	0.5141	0.9587	0.7192	0.7149	licua	
5.5	2.7338	0.1325	82.5	53.9055	28.5945	92.7206	4.9975	2.5147	69.9125	2.8439	198.8213	0.8109	0.9579	0.7186	1.1285	no licua	
5.6	3.0369	0.1252	84	54.8856	29.1144	101.4240	4.2399	2.5239	56.2829	2.8920	162.7684	0.4810	0.9572	0.7180	0.6700	licua	
5.7	2.8914	0.1277	85.5	55.8657	29.6343	94.6842	4.5511	2.5635	53.1142	3.1106	165.2183	0.4994	0.9564	0.7174	0.6961	licua	

5.8	4.3503	0.152	87	56.8458	30.1542	141.3833	3.5653	2.3683	79.2219	2.1876	173.3054	0.5641	0.9556	0.7169	0.7869	licua
5.9	3.2147	0.1642	88.5	57.8259	30.6741	101.9166	5.2524	2.5838	58.0436	3.2292	187.4364	0.6924	0.9549	0.7163	0.9667	licua
6	2.9884	0.1509	90	58.806	31.1940	92.9153	5.2063	2.5217	71.5955	2.8803	206.2198	0.8956	0.9541	0.7157	1.2513	no licua
6.1	3.1541	0.1512	91.5	59.7861	31.7139	96.5696	4.9370	2.5741	56.0081	3.1715	177.6320	0.6013	0.9533	0.7151	0.8407	licua
6.2	4.318	0.2175	93	60.7662	32.2338	131.0736	5.1479	2.5011	76.0548	2.7742	210.9936	0.9536	0.9526	0.7146	1.3345	no licua
6.3	3.6148	0.1705	94.5	61.7463	32.7537	107.4779	4.8433	2.5332	63.1617	2.9418	185.8122	0.6766	0.9518	0.7140	0.9477	licua
6.4	3.3602	0.1713	96	62.7264	33.2736	98.1018	5.2478	2.5825	58.2526	3.2214	187.6571	0.6946	0.9510	0.7134	0.9736	licua
6.5	3.0814	0.1485	97.5	63.7065	33.7935	88.2980	4.9767	2.5927	53.0068	3.2822	173.9807	0.5698	0.9503	0.7128	0.7993	licua
6.6	2.7419	0.1192	99	64.6866	34.3134	77.0224	4.5102	2.5984	46.8080	3.3167	155.2468	0.4280	0.9495	0.7123	0.6009	licua
6.7	3.2794	0.1434	100.5	65.6667	34.8333	91.2604	4.5110	2.5474	55.5645	3.0197	167.7898	0.5193	0.9487	0.7117	0.7297	licua
6.8	3.2794	0.1353	102	66.6468	35.3532	89.8759	4.2582	2.5312	55.1544	2.9313	161.6753	0.4730	0.9480	0.7111	0.6652	licua
6.9	2.9076	0.1277	103.5	67.6269	35.8731	78.1672	4.5540	2.5905	48.5456	3.2688	158.6869	0.4516	0.9472	0.7105	0.6356	licua
7	2.7823	0.1057	105	68.607	36.3930	73.5663	3.9480	2.5615	46.1206	3.0991	142.9303	0.3516	0.9465	0.7100	0.4952	licua
7.1	2.8187	0.1041	106.5	69.5871	36.9129	73.4757	3.8382	2.5510	46.3938	3.0399	141.0304	0.3409	0.9457	0.7094	0.4805	licua
7.2	2.7136	0.1364	108	70.5672	37.4328	69.6074	5.2349	2.5895	56.7031	3.2629	185.0143	0.6690	0.9449	0.7088	0.9438	licua
7.3	2.6813	0.0944	109.5	71.5473	37.9527	67.7633	3.6706	2.5571	43.5235	3.0742	133.8004	0.3028	0.9442	0.7083	0.4275	licua
7.4	2.5681	0.0737	111	72.5274	38.4726	63.8662	2.9995	2.5127	41.4034	2.8332	117.3061	0.2301	0.9434	0.7077	0.3252	licua
7.5	2.6328	0.0602	112.5	73.5075	38.9925	64.6355	2.3886	2.4410	42.1626	2.4875	104.8790	0.1873	0.9426	0.7071	0.2649	licua
7.6	3.4612	0.0664	114	74.4876	39.5124	84.7126	1.9837	2.3006	55.0630	1.9506	107.4066	0.1952	0.9419	0.7065	0.2763	licua
7.7	3.4249	0.0952	115.5	75.4677	40.0323	82.6682	2.8767	2.4154	54.1306	2.3764	128.6385	0.2780	0.9411	0.7060	0.3937	licua
7.8	3.7159	0.1321	117	76.4478	40.5522	88.7473	3.6706	2.4675	58.3521	2.6096	152.2752	0.4084	0.9403	0.7054	0.5789	licua
7.9	3.9947	0.1408	118.5	77.4279	41.0721	94.3755	3.6324	2.4445	62.3320	2.5034	156.0422	0.4334	0.9396	0.7048	0.6149	licua
8	3.8088	0.1526	120	78.408	41.5920	88.6901	4.1368	2.5018	59.0586	2.7775	164.0380	0.4905	0.9388	0.7042	0.6965	licua
8.1	4.2089	0.1533	121.5	79.3881	42.1119	97.0605	3.7506	2.4429	64.8584	2.4962	161.8992	0.4747	0.9380	0.7037	0.6745	licua
8.2	5.1465	0.2119	123	80.3682	42.6318	117.8346	4.2182	2.4249	78.8216	2.4167	190.4885	0.7228	0.9373	0.7031	1.0281	no licua
8.3	4.2978	0.1621	124.5	81.3483	43.1517	96.7123	3.8842	2.4516	65.4255	2.5353	165.8748	0.5044	0.9365	0.7025	0.7181	licua
8.4	4.2049	0.1506	126	82.3284	43.6716	93.3994	3.6922	2.4436	63.6291	2.4992	159.0194	0.4540	0.9357	0.7019	0.6467	licua
8.5	4.1281	0.1429	127.5	83.3085	44.1915	90.5287	3.5720	2.4403	62.0985	2.4847	154.2930	0.4216	0.9350	0.7014	0.6011	licua
8.6	3.6512	0.1145	129	84.2886	44.7114	78.7763	3.2508	2.4500	54.6043	2.5280	138.0411	0.3246	0.9342	0.7008	0.4632	licua
8.7	3.8735	0.0926	130.5	85.2687	45.2313	82.7524	2.4740	2.3507	57.5949	2.1222	122.2287	0.2498	0.9334	0.7002	0.3568	licua
8.8	4.5443	0.0986	132	86.2488	45.7512	96.4412	2.2347	2.2718	67.1840	1.8614	125.0558	0.2619	0.9327	0.6996	0.3743	licua
8.9	4.9848	0.1068	133.5	87.2289	46.2711	104.8451	2.2015	2.2401	73.2812	1.7708	129.7666	0.2832	0.9319	0.6991	0.4051	licua
9	5.684	0.121	135	88.209	46.7910	118.5912	2.1806	2.1984	83.0946	1.6629	138.1750	0.3253	0.9312	0.6985	0.4658	licua
9.1	4.8272	0.0625	136.5	89.1891	47.3109	99.1463	1.3324	2.1083	70.1802	1.4699	103.1587	0.1821	0.9304	0.6979	0.2609	licua
9.2	9.5233	0.245	138	90.1692	47.8308	196.2188	2.6105	2.1096	137.6999	1.4725	202.7621	0.8553	0.9296	0.6973	1.2264	no licua
9.3	8.4281	0.2358	139.5	91.1493	48.3507	171.4267	2.8449	2.1737	121.2072	1.6046	194.4936	0.7642	0.9289	0.6968	1.0968	no licua
9.4	8.6908	0.3242	141	92.1294	48.8706	174.9477	3.7919	2.2645	124.3185	1.8398	228.7165	1.1927	0.9281	0.6962	1.7131	no licua
9.5	9.592	0.3273	142.5	93.1095	49.3905	191.3222	3.4637	2.2086	136.4858	1.6881	230.4051	1.2175	0.9273	0.6956	1.7502	no licua
9.6	5.9629	0.2098	144	94.0896	49.9104	116.5869	3.6055	2.3538	84.4038	2.1335	180.0797	0.6231	0.9266	0.6951	0.8965	licua
9.7	7.7694	0.1931	145.5	95.0697	50.4303	151.1770	2.5328	2.1642	109.4061	1.5835	173.2400	0.5635	0.9258	0.6945	0.8114	licua
9.8	7.6522	0.1971	147	96.0498	50.9502	147.3046	2.6262	2.1818	107.2046	1.6234	174.0359	0.5702	0.9250	0.6939	0.8218	licua
9.9	9.7658	0.2382	148.5	97.0299	51.4701	186.8522	2.4768	2.0952	136.1226	1.4461	196.8420	0.7893	0.9243	0.6933	1.1384	no licua
10	12.296	0.5923	150	98.01	51.9900	233.6219	4.8765	2.2746	170.5312	1.8700	318.8865	3.0957	0.9235	0.6928	4.4687	no licua
10.1	13.941	0.5763	151.5	98.9901	52.5099	262.6076	4.1793	2.1899	192.3859	1.6425	315.9900	3.0143	0.9227	0.6922	4.3547	no licua
10.2	16.212	0.712	153	99.9702	53.0298	302.8297	4.4337	2.1782	222.6264	1.6151	359.5538	4.4029	0.9220	0.6916	6.3661	no licua

ANEXO D

Metodología para el Diseño de

Columnas de Grava

1 Metodología para el Diseño de Columnas de Grava

A continuación se entrega la metodología utilizada en el diseño de la técnica de mejoramiento de suelos. Si bien en el cuerpo principal se dio una descripción general, en este apartado se pretende dejar en claro el desarrollo del diseño por lo que se incluirán nuevamente algunas expresiones ya utilizadas, con el fin de mantener un orden coherente y así ayudar al lector a comprender las consideraciones necesarias a la hora de diseñar.

1.1 Metodologías para la transformación geométrica

Como ya se explicó en el cuerpo principal de la tesis, para el estudio teórico de las columnas de grava y del suelo circundante, se realizan una serie de hipótesis sobre la geometría real del tratamiento, que simplifican el problema y lo hacen más sencillo. Una opción es convertir el suelo tratado con columnas a un suelo homogéneo con características mejoradas (Schweiger, 1989), otra es transformar las columnas en zanjas longitudinales para pasar del problema tridimensional a un problema en deformación plana, y por último, también en traspaso a dos dimensiones, es estudiar una única columna y su suelo circundante en simetría axial. En esta tesis se utilizarán los modelos de deformación plana y simetría axial de la forma que se detalla a continuación.

1.1.1 Simetría axial

En un tratamiento real, las columnas se disponen en mallas de diferentes geometrías como se muestra en la figura D. 1. Principalmente se distinguen 3 casos, las mallas triangulares, las cuadradas y las hexagonales.

En el estudio en simetría axial se estudia una única columna y su área tributaria de suelo, siendo ésta la porción de terreno que se encuentra alrededor de la columna y sobre la cual ejerce su acción de mejora.

Luego, se transforma la forma geométrica de esta área en un cilindro de diámetro tal, que la sección, tanto del área tributaria como del área de transformación, sea la misma. La tabla 2.1 ilustrada en el cuerpo principal muestra el diámetro tributario que se considera en el diseño, el cual depende de la malla a utilizar. El diámetro de la columna se mantiene constante en la transformación. A partir de esta situación, el estudio se puede realizar considerando una sección por el centro de la columna, con lo que el problema tridimensional se reduce a dos dimensiones.

Al conjunto de una única columna central y el anillo de suelo blando circundante se le suele denominar “celda unidad”.

El estudio teórico de las columnas de grava y del suelo circundante, para el caso de terraplenes, suele ser realizadas mediante hipótesis simplificadoras y se realizan sobre una celda unidad en simetría axial. Se supone una carga rígida, los bordes superior e inferior lubricados, y en el borde exterior de la célula: la tensión tangencial, el desplazamiento y el flujo de agua son nulos, además según la experiencia de varios autores se puede decir que, en el caso de terraplenes, la configuración más utilizada y con mejores resultados es la malla triangular (ver figura 1.1).

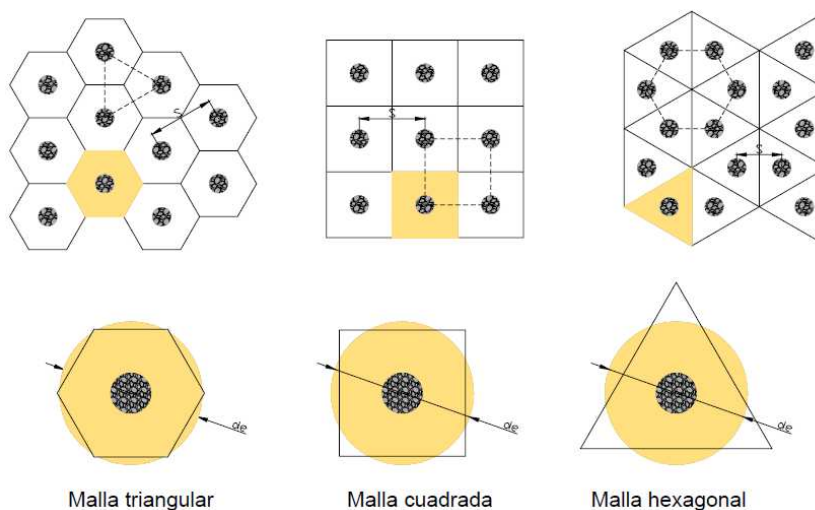


Figura D. 1 Disposiciones usuales de las columnas de grava. Celda unidad equivalente.

La geometría de la malla se define a partir del diámetro seleccionado de las columnas (d_c), y del parámetro de sustitución (a_r), que se define como el cociente entre el área de una columna y su área tributaria:

$$a_r = \frac{A_c}{A_l} = \left(\frac{d_c}{d_l}\right)^2 \tag{D. 1}$$

Donde

A_c : Área de la columna que depende del diámetro (d_c).

A_l : Área tributaria que depende del diámetro (d_l), correspondiente a la tipología de malla elegida.

d_l : Diámetro de la celda unidad equivalente que depende del espaciamiento entre columnas (s), que se muestra en la figura 2.1 del cuerpo principal.

Además, se emplea la relación entre los diámetros del área tributaria y de la columna (N) para definir la celda unidad, siendo en ese caso:

$$N = \frac{d_l}{d_c} = \sqrt{\frac{1}{a_r}} \quad (\text{D. 2})$$

1.1.2 Deformación plana

Otra forma de estudiar el problema de las columnas de grava, sobre todo a la hora de analizar la estabilidad del conjunto bajo un terraplén, es transformar las columnas en zanjas equivalentes como se muestra en la figura D. 2. La transformación suele hacerse a partir de la geometría real o a partir del modelo de geometría axial. Dependiendo del interés del estudio, o mejor dicho del criterio de diseño a analizar se puede fijar ciertas condiciones de transformación.

En esta sección se utilizara la trasformación a deformación plana para analizar la estabilidad del conjunto de suelo mejorado bajo el terraplén. Este estudio tiene la particularidad de trabajar en dos dimensiones. Además de las consideraciones geométricas que se realizan para el estudio en deformación plana, también se deben transformar las propiedades geotécnicas del suelo y las columnas a un estado medio que incluya la influencia de ambos en la solución, dependiendo del alcance del estudio y cuál de las situaciones de diseño es la de interés, es decir decidir si se estudia la estabilidad, la resistencia al corte, la reducción de asientos o el tiempo medio de consolidación.

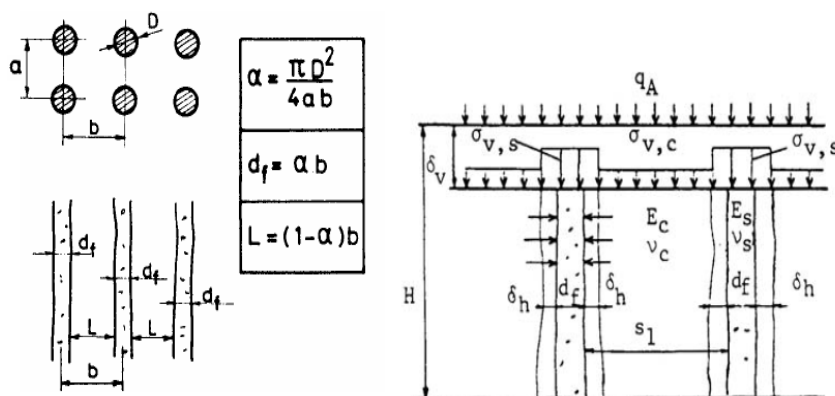


Figura D. 2 Paso a deformación plana (Van Impe y De Beer, 1981)

En el paso a deformación plana Van Impe y De Beer (1981), entrega la transformación a zanjas equivalentes, para esto es primero necesario, decidir la malla a utilizar, el espaciamiento y el

radio de las columnas, en la que se busca definir las nuevas dimensiones equivalentes para estudiar el problema.

$$\alpha = \frac{\pi D^2}{4ab} \quad (\text{D. 3})$$

Donde

Si consideramos la utilización, por ejemplo, de una malla triangular desde simetría axial hacia deformación plana se tiene:

$D = d_c$: Diámetro de las columnas,

$b = s$: Espaciamiento entre columnas

$a = hs$: Distancia de espaciamiento mostrada en la figura 2.1 del cuerpo principal.

Por lo que definiendo para los parámetros de la solución adoptada.

$$\alpha = \frac{\pi d_c^2}{4hs} \quad (\text{D. 4})$$

En la transformación se busca encontrar las nuevas dimensiones tanto de las columnas como del suelo, con esto:

$$df = \alpha s \quad (\text{D. 5})$$

$$L = (1 - \alpha)s \quad (\text{D. 6})$$

En la cual df , representa el espesor horizontal de influencia de las columnas en deformación plana, y L , el espesor de influencia a borde de las pantallas. Con esto es posible analizar el problema en dos dimensiones.

1.2 Metodologías para el diseño

En base a la investigación realizada y a las posibles metodologías a utilizar en el diseño de las columnas de grava, considerando los requerimientos de diseño de los muros TEM estudiados en esta tesis, se adoptan las metodologías de diseño que se entregan a continuación, intentando explicar de forma detallada cada una de ellas.

1.2.1 Estabilidad del conjunto columna-suelo

Existen diversos criterios para analizar la estabilidad de las columnas trabajando en conjunto con el suelo, que basan su desarrollo en el principio geométrico de la deformación plana, y algunas consideraciones de transformación de las características geotécnicas del suelo y la columna,

llevándolos a un estado medio, o bien analizando las tensiones a las cuales se enfrentan para igualar la resistencia al deslizamiento de la situación real al planteado en deformación plana. Uno de los mas aceptados es el propuesto por Barksdale y Bashus, (1983), que considera la influencia del factor de concentración de tensiones en la tensión vertical que actúa sobre el suelo y la columna. En la figura D.1 se ilustra el esquema de análisis propuesto por los autores.

$$\sigma_{z,s} = \gamma_s z + p_a \mu_s \tag{D. 7}$$

$$\sigma_{z,c} = \gamma_c z + p_a \mu_c \tag{D. 8}$$

Donde

$\sigma_{z,s}$: Tensión total vertical en el suelo.

$\sigma_{z,c}$: Tensión total vertical en la columna.

μ_s : Factor de concentración de tensiones sobre el suelo debido a la carga aplicada.

μ_c : Factor de concentración de tensiones sobre la columna debido a la carga aplicada.

z : Profundidad del estudio.

p_a : Carga aplicada por unidad de área.

La tensión tangencial desarrollada en la columna y el suelo es:

$$\tau_s = (\sigma_{z,s} \cos^2 \beta) \tan \phi_s \tag{D. 9}$$

$$\tau_c = (\sigma_{z,c} \cos^2 \beta) \tan \phi_c \tag{D. 10}$$

Y la tensión total es:

$$\tau_{med} = (1 - a_r) \tau_c + a_r \tau_s \tag{D. 11}$$

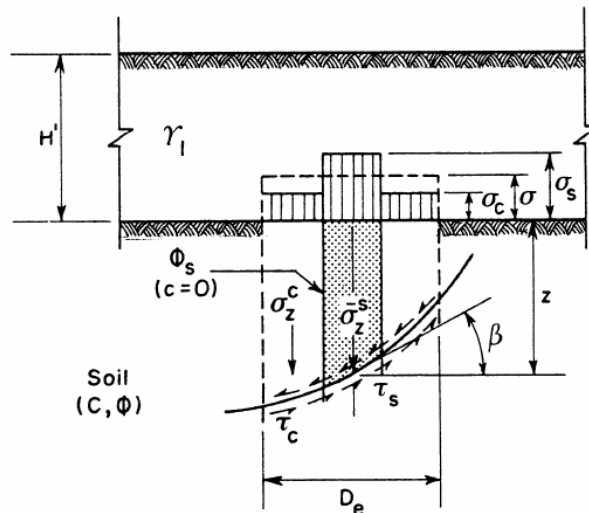


Figura D.1 Equivalencia de la resistencia al corte (Barksdale y Bashus, 1983)

Desde el punto de vista del análisis cuantitativo, y debido a que este planteamiento general de Barksdale y Bashus (1983) presenta el inconveniente de estimar el ángulo β , y la profundidad z , media de la superficie de deslizamiento, resulta más sencillo realizar la transformación a deformación plana y utilizar cualquier software de cálculo habitual de estabilidad en equilibrio límite (métodos de rebanadas), en los cuales el programa itera los posibles círculos de deslizamientos a diversas profundidades. Para ser claro, este análisis en el software es posible siempre y cuando se realice el paso a deformación plana, ya que los programas trabajan generalmente en dos dimensiones.

Para realizar la transformación se requiere un traspaso acorde con la sollicitación estudiada. El estudio en deformación plana no considera la misma transformación si se analiza la estabilidad al deslizamiento o el asentamiento por consolidación, sino que depende de la sollicitación y la dirección de ésta.

Para el análisis del modelo desarrollado en el caso con sismo se utiliza un método pseudo estático, en que el efecto del sismo se modela por medio de una fuerza inercial horizontal que es una fracción determinada de las fuerzas gravitacionales. Se obtiene el factor de seguridad en equilibrio límite por medio de numerosos casos de radios distintos de las superficies potenciales de falla que se consideran semicirculares. Para el desarrollo del análisis se utilizará en esta tesis el método GLE Morgenster-Price, método que resuelve simultáneamente las ecuaciones de equilibrio de momentos y fuerzas, con la ayuda del software “Slide V5.0 Slope Stability”.

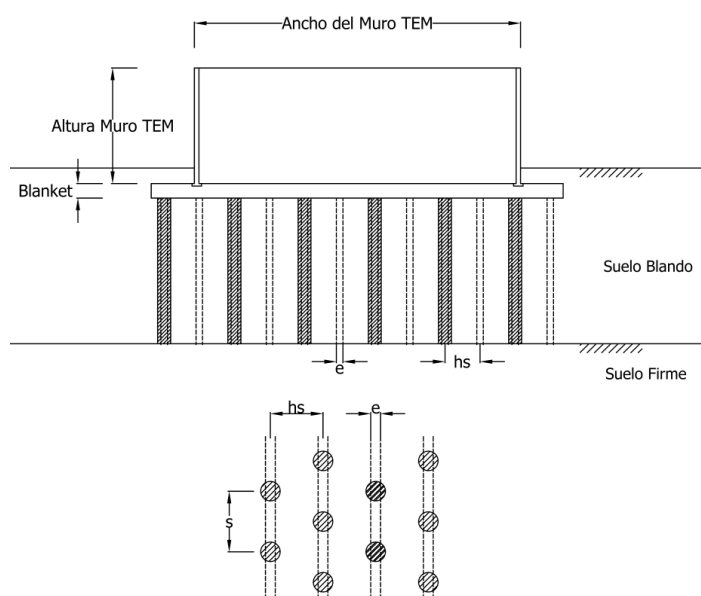


Figura D.2 Esquema de transformación a pantallas equivalentes.

La transformación geométrica a pantallas equivalentes debe realizarse acorde con el tipo de análisis que se quiere realizar por lo que en esta tesis y al utilizar la deformación plana para estudiar la resistencia al deslizamiento (falla por corte), se utilizara la siguiente hipótesis simplificadora.

En esta hipótesis se admite que las columnas trabajan a flexión (con esfuerzos de corte). De este modo, para calcular el espesor de la pantalla equivalente, se iguala la rigidez al corte de una columna (correspondiente a una distancia de influencia “s”, en la distribución triangular) con la rigidez al corte de equivalente de una pantalla por unidad de longitud (fila de columnas de grava con separación entre ellas igual a “hs”).

Así, el momento de inercia de una columna en su longitud de influencia esta dado por la siguiente expresión, considerando la disposición geométrica de las columnas ilustrado en la figura D.2:

$$\frac{I}{s} = \frac{\pi dc^4}{64 s} \quad (\text{D. 12})$$

El momento de inercia de la pantalla equivalente por unidad de longitud es:

$$I = \frac{1}{12} 1 e^3 \quad (\text{D. 13})$$

Como consideramos que ambas poseen la misma rigidez al igualar $(EI)_c$ con $(EI)_p$ se obtiene:

$$\frac{E \pi dc^4}{64 s} = \frac{E}{12} 1 e^3 \quad (\text{D. 14})$$

Donde

E : Módulo de Young de las columnas de grava.

Por lo que despejando se obtiene la expresión para el espesor de la pantalla equivalente (e).

$$e = \sqrt[3]{\frac{3 \pi dc^4}{16 s}} \quad (\text{D. 15})$$

Con esta transformación es posible estudiar el problema en cualquier software de análisis de estabilidad que trabaje de forma bidimensional en equilibrio límite.

1.2.2 Capacidad de carga

La capacidad de carga depende directamente del grado de confinamiento proporcionado por el suelo circundante, si bien los métodos de diseño consideran ciertas hipótesis para su cálculo, en esta sección se entregaran los resultados más prácticos del desarrollo matemático, aunque se intentará explicar algunas consideraciones básicas del método a utilizar.

Método Compozer, (Aboshi et al, 1979)

Este es uno de los métodos analíticos más utilizados, el cual como se verá tiene una resolución bastante sencilla. Este método asume que las columnas se encuentran en un estado de carga triaxial, y que tanto ellas como el suelo circundante presentan un comportamiento rígido-perfectamente plástico.

Con estas consideraciones es posible adoptar el criterio de Mohr-Coulomb, con lo que la plastificación se producirá cuando

$$\frac{\sigma_{vc} - \sigma_h}{2} = \frac{\sigma_{vc} + \sigma_h}{2} \text{sen}\phi_c \tag{D. 16}$$

Donde

σ_{vc} : Tensión vertical en la columna de grava

σ_h : Tensión máxima horizontal que transmite la columna de grava

ϕ_c : Angulo de fricción interna de la grava

Al reordenar los términos de la ecuación anterior, la tensión vertical máxima σ_{vc} , que puede soportar la columna estará dada por:

$$\sigma_{vc} \leq \frac{1 + \text{sen}\phi_c}{1 - \text{sen}\phi_c} \sigma_h \leq k_{pc} \sigma_h \tag{D. 17}$$

Donde

k_{pc} : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine.

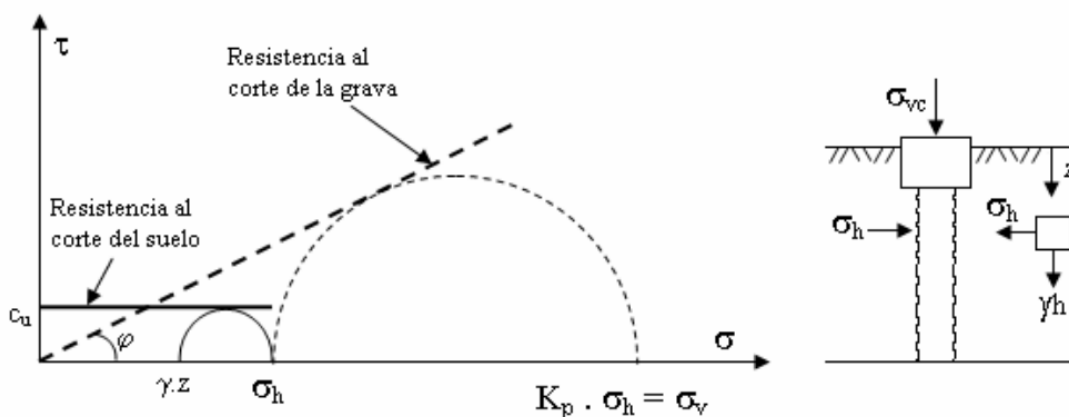


Figura D.3 Influencia del soporte lateral en las tensiones de la columna.

En la figura D.3 se muestra las diferencias de las resistencias al corte del suelo y las columnas basados en el criterio de Mohr-Coulomb, con el fin de poder visualizar las correspondencias de tensiones utilizadas en esta metodología.

En este método otra de las consideraciones es suponer condiciones no drenadas en el suelo que circunda a la columna, así bajo la tensión vertical que recibe el suelo, la tensión horizontal podrá aumentar progresivamente a medida que las columnas se deforman lateralmente buscando el confinamiento, hasta llegar a la plastificación del suelo. Considerando estas circunstancias se adopta nuevamente el criterio de Mohr-Coulomb, ahora para el suelo y con esto la tensión máxima horizontal que puede absorber el suelo estará dada por:

$$\frac{\sigma_h - \sigma_{vs}}{2} = S_u \Rightarrow \sigma_h = 2S_u + \sigma_{vs} \quad (\text{D. 18})$$

Donde

S_u : Resistencia al corte, en condiciones no drenada del suelo

σ_{vs} : Tensión vertical en el suelo

σ_h : La máxima presión de confinamiento lateral que puede aportar el terreno que circunda a la columna.

Al igualar la tensión máxima horizontal que experimenta la columna de grava con la presión horizontal de confinamiento se obtiene la máxima tensión vertical que puede soportar la columna a fin de no producirse la falla. Para generalizar la metodología se limita el factor de concentración de tensiones (SFC), a corto plazo, con lo que resulta:

$$\sigma_{vc} \leq k_{pc} \sigma_h = k_{pc} (2S_u + \sigma_{vs}) \quad (\text{D. 19})$$

Reordenando

$$SFC = \frac{\sigma_{vc}}{\sigma_{vs}} \leq k_{pc} \left(\frac{2S_u}{\sigma_{vs}} + 1 \right) \quad (\text{D. 20})$$

Si consideramos la situación extrema del comportamiento, donde el suelo circundante proporciona el menor confinamiento debido a estar sometida solo a su peso propio (esto es en el borde del terraplén) y la columna solicitada por la carga de éste, en las condiciones no drenadas, se puede considerar que:

$$\sigma_{vs} = \gamma_s z \quad (\text{D. 21})$$

Donde

γ_s : Peso específico total del suelo

z : Profundidad de estudio

Como se menciono anteriormente la situación de rotura típica más común en las columnas de grava, en aquellas cuyo largo supera tres diámetros de profundidad, ocurre entre los 2 a 4 diámetros de profundidad, por lo que es necesario evaluar el comportamiento de las columnas en este rango.

Si se considera ahora el equilibrio del estrato limo-arcillos en condiciones drenadas (largo plazo), la relación tensional del suelo original al alcanzar la plastificación tendrá una expresión similar a la ya deducida para las columnas. Suponiendo que la cohesión efectiva es nula, lo que es habitual para suelos normalmente consolidados sobre los que se aplica este tipo de tratamientos, se tendrá:

$$\sigma_h \leq \frac{1 + \text{sen}\phi_s}{1 - \text{sen}\phi_s} \sigma_{vs} \leq k_{ps} \sigma_{vs} \quad (\text{D. 22})$$

Lo que a su vez establece unos límites teóricos para el factor de concentración de tensiones a largo plazo:

$$k_{ps} \leq SCF \leq k_{ps} k_{pc} \quad (\text{D. 23})$$

Con éste sólo resta evaluar el comportamiento del factor de concentración de tensiones en el corto y largo plazo, si este se mantiene en los rangos estipulados por esta metodología se puede asegurar la capacidad estructural de las columnas de grava.

Si bien estas ecuaciones son aplicables al estudio de las columnas de grava en tratamientos bajo cargas extensivas, como los terraplenes, o bajo cargas puntuales como zapatas aisladas, no es suficiente para la determinación de las tensiones en la columna y el suelo. Para ello, hay que intervenir la compatibilidad de deformaciones entre ambos elementos. Aquí es donde surgen la gran variedad de soluciones aproximadas que dan lugar a los distintos métodos de cálculo, con enfoques y grados de precisión muy variados. Para esta tesis se utilizara el modelo de Castro (2008), para obtener las tensiones aplicadas tanto en el suelo como en las columnas, la cual ayuda a visualizar el desarrollo del factor de concentración de tensiones en el tiempo.

1.2.3 Consolidación de las columnas de grava y del suelo circundante

Como se comentó anteriormente en el cuerpo principal, la consolidación de las columnas de grava en el caso de cargas uniformemente repartidas, como lo es en los terraplenes, se suele estudiar en simetría axial, ya que simplifica el diseño abordándolo de una manera tal que pueda representar la totalidad de las columnas en una malla utilizada bajo este tipo de sollicitación. En la

figura 2.8 se muestran los parámetros del suelo y la columna y las sollicitaciones que intervienen en el diseño del método de mejoramiento considerando la celda unidad.

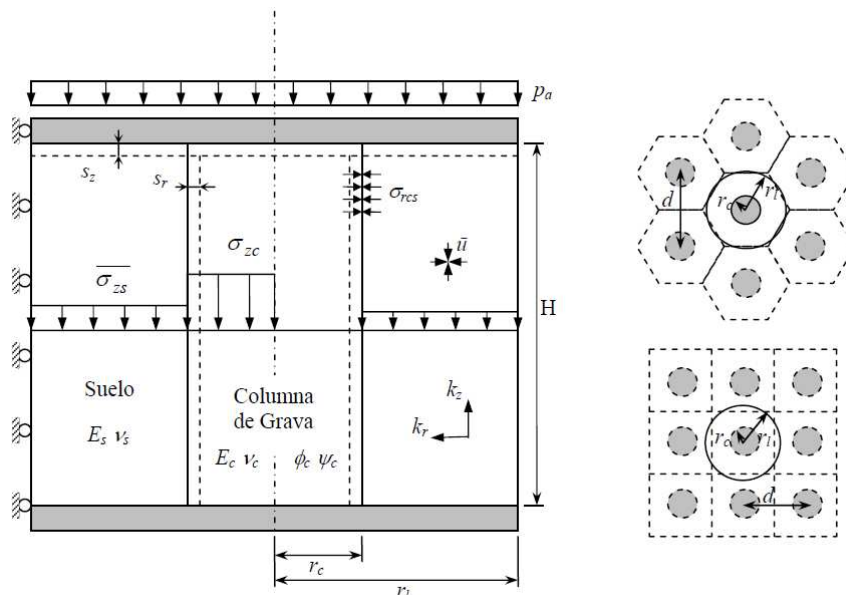


Figura D.4 Celda unidad para el diseño de las columnas de grava

Con el fin de seguir un orden coherente en el análisis, se volverán a revisar los principios de la formulación teórica de la metodología propuesta por Castro (2008), donde el proceso de consolidación para el suelo a mejorar con columnas de grava se basa en la Teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi (1925), y en la formulación para un drenaje radial puro según Barron (1948). Si se adopta la expresión de Carrillo (1942), de donde:

$$U_t = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) \tag{D. 24}$$

Siendo:

U_t : Grado de consolidación total para un tiempo t

U_r : Grado de consolidación radial para un tiempo t

U_z : Grado de consolidación vertical para un tiempo t

Para determinar U_t , se debe determinar el factor tiempo T_z , que es el porcentaje del tiempo total que se ha consumido para lograr el asiento con solo drenaje vertical, siendo adimensional.

$$T_z = \frac{c_v t}{H_d^2} \tag{D. 25}$$

Donde c_v es el coeficiente de consolidación vertical y H_d corresponde a la distancia máxima que tiene que recorrer el agua y t es el tiempo transcurrido.

Con el valor de T_z se calcula el grado de consolidación vertical U_z .

Análogo al parámetro T_z , se obtiene el factor de tiempo T_r , que a su vez es igual a la siguiente expresión que tiene en cuenta el drenaje radial:

$$T_r = \frac{c_{vr}t}{4r_l^2} \quad (D. 26)$$

Siendo r_l radio de la celda unidad equivalente y c_{vr} el coeficiente de consolidación radial (m^2/s), que depende de la permeabilidad horizontal del suelo k_r , y de el diámetro de influencia de la columna de grava.

$$c_{vr} = \frac{k_r E_{ms}}{\gamma_w} \quad (D. 27)$$

Donde

E_{ms} : Módulo edométrico del suelo

γ_w : Peso específico del agua

Siguiendo la formulación de Barrón-Hansbo, el grado de consolidación promedio con flujo radial alcanzado \bar{U}_r , viene a ser:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{\frac{-8T_r}{f(a_r)}} \quad (D. 28)$$

Para el caso de la consolidación únicamente radial, la ecuación que rige su comportamiento en el tiempo es:

$$c_{vr} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (D. 29)$$

Considerando la solución a la ecuación D.29 de Barron-Hansbo:

$$u = \frac{\bar{u}}{f(a_r)} \left[\ln \left(\frac{r}{r_c} \right) - \frac{1}{2} a_r \left(\left(\frac{r}{r_c} \right)^2 - 1 \right) \right] \quad (D. 30)$$

Donde

r : Distancia radial en la que se realiza el cálculo.

r_c : Radio de la columna de grava.

Con la presión intersticial media

$$\bar{u} = u_u e^{\frac{-8T_r}{f(a_r)}} \quad (D. 31)$$

Donde u_u es la presión intersticial inicial ($u_u = p_a$), y:

$$f(a_r) = -\frac{\ln a_r}{2(1-a_r)} - \frac{3-a_r}{4} \quad (\text{D. 32})$$

Debido a la diferencia de rigidez entre la columna y el suelo se produce una distribución de las cargas aplicadas en ambos elementos. Este fenómeno fue analizado por Han y Ye (2001), quienes fueron los primeros en presentar una solución para la consolidación radial en las columnas. Inicialmente, el suelo se deforma en condiciones no drenadas, presentando una rigidez relativamente alta. En el transcurso del proceso de consolidación, el módulo de rigidez del suelo va disminuyendo hasta alcanzar su valor drenado, produciéndose una transferencia de carga hacia la columna. Esto implica considerar una carga vertical sobre el suelo variable durante el proceso de consolidación. Suponiendo condiciones edométricas, tanto en el suelo como en la columna, la expresión para la carga vertical sobre el suelo en función del exceso de presión intersticial $\bar{u}(t)$ para un instante cualquiera es:

$$\bar{\sigma}_{zs}(t) = \frac{p_a + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} a_r \bar{u}(t)}{1 + a_r \left(\frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right)} \quad (\text{D. 33})$$

Donde

p_a : Carga aplicada por unidad de área

E_{mc} : Módulo edométrico de la columna

Teniendo en cuenta que la carga vertical en el suelo varía con el tiempo, la solución de la consolidación resultante se mantiene si consideramos un coeficiente de consolidación modificado equivalente.

$$c_{vr}^{ze} = c_{vr} \left(1 + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \frac{a_r}{1-a_r} \right) \quad (\text{D. 34})$$

Con esto la presión intersticial inicial u_u debe ser considerada como la correspondiente al momento final de la situación no drenada elástica si la columna se comporta elásticamente y su valor se modificaría al valor inicial del momento de plastificación si la columna se comporta de forma plástica.

Claramente para que se mantenga la igualdad de la ecuación anterior, el coeficiente de consolidación radial equivalente debe ser siempre mayor que el del terreno, lo que implica una aceleración del proceso de consolidación.

Debido a las características de la obra a realizar y los suelos que componen su posterior plataforma de soporte, considerando la bibliografía revisada y las consideraciones que realizan

cada uno de los autores, es que en esta tesis se utilizara para analizar la consolidación alrededor de las columnas de grava, y su efecto tanto radial como vertical en este fenómeno, el modelo analítico propuesto por Castro (2008), el cual considera una solución en la que se elimina la hipótesis de confinamiento lateral total para el suelo y la columna durante el proceso de consolidación.

En este método, Castro (2008), considera la solución básica de referencia para drenes verticales propuesta por Barron (1948) y Hansbo (1981), y la solución propuesta por Han y Ye (2001), realizada en condiciones edométricas.

En el modelo se incluye la deformación radial de la columna, considerando el equilibrio horizontal de las tensiones radiales en el contacto entre la columna y el suelo. Además, el análisis se extiende considerando tanto el comportamiento elástico, como plástico de la columna. La solución se muestra en Castro y Sagaseta (2008).

El interés del estudio propuesto por estos autores de estudiar las tensiones y deformaciones en el suelo y las columnas, tiene como fin obtener la reducción del asentamiento final que se logra con el tratamiento, que depende de la distribución de carga entre las columnas y el suelo.

El factor de mejora al incluir el tratamiento, n . Se define como el cociente entre el asiento final sin columnas, s_{z0} , y con columnas, s_z . Su inverso se denomina factor de reducción de asientos, α .

$$n = \frac{1}{\alpha} = \frac{s_{z0}}{s_z} \quad (\text{D. 35})$$

Además, debido a la diferencia de rigideces de la columna y el suelo, las tensiones transmitidas por la superficie de cimentación, ya sea una losa de cimentación o una estructura tipo blanked (en el caso de terraplenes), se concentran en las columnas, aliviando así la sollicitación del terreno circundante, lo que conlleva a una reducción de los asentamientos, debido a que la tensión vertical absorbida por el suelo se reduce a una fracción de la total aplicada, por lo tanto esta distribución de tensiones es necesaria a la hora de definir el asentamiento logrado con la mejora.

El factor de concentración de tensiones, SFC se define como el cociente entre la tensión vertical en la columna σ_{zc} , y en el suelo σ_{zs} .

$$SFC = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} \quad (\text{D. 36})$$

1.2.3.1 Solución elástica

La solución elástica para cualquier carga aplicada, y cualquier exceso de presión intersticial propuesta por Castro (2008), se entrega en la tabla D.1, y se obtiene de la compatibilidad de deformaciones vertical y radial (ecuación D.38), y de las condiciones de equilibrio vertical y radial en el contacto entre la columna y el suelo (ecuación D.37), estas últimas se muestran en la figura D.5, en la cual se puede apreciar la columna sometida a una presión vertical uniforme σ_{zc} y a una presión radial σ_{rc} en su pared exterior. En el suelo se aprecia una presión vertical uniforme $\overline{\sigma_{zs}}$, aplicada en la zona central del la cavidad cilíndrica, una presión radial $\sigma_{rs} = \sigma_{rc}$, en la cavidad interior y a una presión intersticial interna \bar{u} . Estas presiones son la base para determinar las tensiones y deformaciones en cualquier punto del suelo y la columna.

Castro (2008), emplea las soluciones disponibles para flujo radial alrededor de drenes prefabricados (Barron, 1948; Hansbo, 1981), considerando la influencia de la rigidez de la columna.

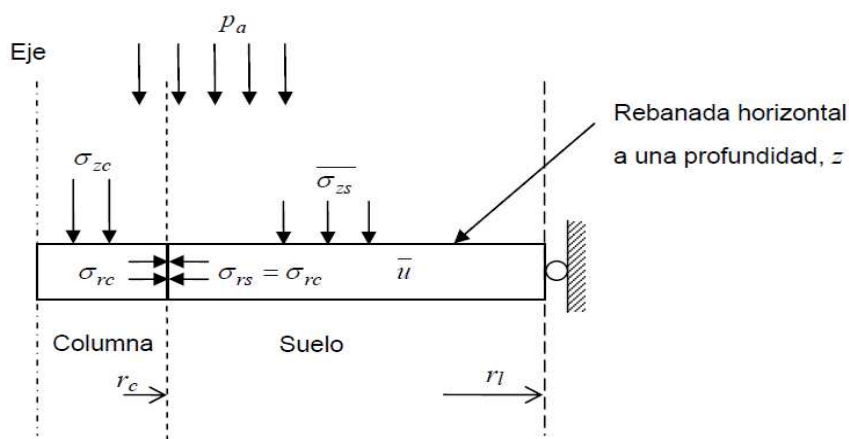


Figura D.5 Condiciones de equilibrio y compatibilidad entre el suelo y la columna

Las condiciones de equilibrio y compatibilidad son obtenidas suponiendo un modelo de comportamiento elástico confinado (edométrico), para el suelo y la columna, en donde se analiza el problema en simetría axial empleando una hipótesis de carga rígida, con igual asiento, distintas tensiones en columnas y suelo, y los bordes superior e inferior lubricados, lo que quiere decir que la tensión tangencial es nula en estos contactos.

La condición de equilibrio vertical al aplicar una carga uniforme,

$$p_a = \sigma_{zc} a_r + \sigma_{zs} (1 - a_r) \tag{D. 37}$$

La condición de compatibilidad de deformaciones (Han y Ye, 2001) que impone las condiciones en cualquier momento t , queda dada por:

$$\varepsilon_{zs} = \varepsilon_{zc} = \frac{\overline{\sigma'_{zs}}}{E_{ms}} = \frac{\overline{\sigma_{zs}} - \bar{u}}{E_{ms}} = \frac{\sigma_{zc}}{E_{mc}} \quad (\text{D. 38})$$

Para el desarrollo de la solución analítica, los parámetros que intervienen en cualquier estado de carga, como es de esperarse, además de las propiedades geométricas del tratamiento, son los parámetros elásticos tanto de las columnas como del suelo: Módulo de Young (E), módulo edométrico (E_m), módulo de elasticidad transversal (G), constante de Lamé (λ), y coeficiente de Poisson (ν).

Donde:

$$E_m = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (\text{D. 39})$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{D. 40})$$

$$\lambda = \frac{2G}{1 - 2\nu} \quad (\text{D. 41})$$

Al incluir un subíndice c o s , en los parámetros anteriores, se designan los valores de las constantes elásticas para el caso de la columna y el suelo respectivamente. Así, E_{ms} es el módulo edométrico del suelo, E_{mc} es el módulo edométrico de las columnas de grava, G_s es el módulo de elasticidad transversal del suelo, G_c el de las columnas, etc.

En las tablas siguientes se muestra, que las soluciones elástica final para el caso drenado y sin drenaje propuestas por Balaam y Brooker (1985), quienes estudiaron la solución elástica mediante superposición de dos estados: uno en compresión confinada (solución edométrica), y otro de continuidad de tensiones (en deformación plana), coinciden con la solución de Castro (2008), al considerar el exceso de presión intersticial \bar{u} igual a cero y la tensión total octaédrica, respectivamente.

Tabla D.1 Solución elástica general. Tensiones y deformaciones para cualquier carga Pa y exceso de presión intersticial \bar{u} , Castro (2008)

	Columna (c)	Suelo (s)
Deformación vertical, ε_z	$\frac{Pa - [1 - a_r(2F - 1)]\bar{u}}{(\lambda_c + 2G_c)a_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - a_r) - 2a_r(\lambda_c - \lambda_s)F}$	
Desplazamiento radial, s_r	$rF \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$	$\left[\frac{Fa_r}{1 - a_r} \frac{1 - (r/r_l)^2}{(r/r_l)^2} r \right] \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$
Tensión radial, σ_r	$\lambda_c \varepsilon_z - 2(\lambda_c + G_c)F \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$	$\lambda_s \varepsilon_z + \frac{2a_r F}{1 - a_r} \left(\lambda_s + G_s + \frac{G_s}{(r/r_l)^2} \right) \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$
Tensión circunferencial, σ_θ	$\lambda_c \varepsilon_z - 2(\lambda_c + G_c)F \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$	$\lambda_s \varepsilon_z + \frac{2a_r F}{1 - a_r} \left(\lambda_s + G_s - \frac{G_s}{(r/r_l)^2} \right) \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$
Tensión vertical, σ_z	$(\lambda_c + 2G_c)\varepsilon_z - 2\lambda_c F \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$	$(\lambda_s + 2G_s)\varepsilon_z + \frac{2\lambda_s F a_r}{1 - a_r} \left(\varepsilon_z - \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right)$
Tensión octaédrica, σ_{oct}	$\left(\lambda_c + \frac{2}{3}G_c \right) (1 - 2F)\varepsilon_z - 2F \left(\lambda_c + \frac{2}{3}G_c \right) \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s}$	$\left(\lambda_s + \frac{2}{3}G_s \right) \left[\left(1 + \frac{2Fa_r}{1 - a_r} \right) \varepsilon_z - \frac{2Fa_r}{1 - a_r} \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s} \right]$
Deformación volumétrica, ε_{vol}	$(1 + 2F)\varepsilon_z - 2F \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s}$	$\left(1 + \frac{2Fa_r}{1 - a_r} \right) \varepsilon_z - \frac{2Fa_r}{1 - a_r} \frac{\bar{u}}{\lambda_c - \lambda_s}$

Donde

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(1 - a_r)}{2[a_r(\lambda_s - \lambda_c + G_s - G_c) + \lambda_c + G_c + G_s]} \quad (\text{D. 42})$$

Tabla D.2 Estado elástico final (Balaam y Brooker, 1985)

	Columna (c)	Suelo (s)
Deformación vertical, ε_z	$\frac{Pa}{(\lambda_c + 2G_c)a_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - a_r) - 2a_r(\lambda_c - \lambda_s)F}$	
Desplazamiento radial, s_r	$Fr\varepsilon_z$	$\left[F \frac{a_r}{1 - a_r} \frac{1 - (r/r_l)^2}{(r/r_l)^2} r \right] \varepsilon_z$
Tensión radial, σ_r	$[\lambda_c - 2(\lambda_c + G_c)F]\varepsilon_z$	$\left[\lambda_s + \frac{2a_r F}{1 - a_r} \left(\lambda_s + G_s + \frac{G_s}{(r/r_l)^2} \right) \right] \varepsilon_z$
Tensión circunferencial, σ_θ	$[\lambda_c - 2(\lambda_c + G_c)F]\varepsilon_z$	$\left[\lambda_s + \frac{2a_r F}{1 - a_r} \left(\lambda_s + G_s - \frac{G_s}{(r/r_l)^2} \right) \right] \varepsilon_z$
Tensión vertical, σ_z	$(\lambda_c + 2G_c - 2\lambda_c F)\varepsilon_z$	$\left(\lambda_s + 2G_s + 2\lambda_s F \frac{a_r}{1 - a_r} \right) \varepsilon_z$
Tensión octaédrica, σ_{oct}	$\left(\lambda_c + \frac{2}{3}G_c \right) (1 - 2F)\varepsilon_z$	$\left(\lambda_s + \frac{2}{3}G_s \right) \left(1 + 2F \frac{a_r}{1 - a_r} \right) \varepsilon_z$
Deformación volumétrica, ε_{vol}	$(1 + 2F)\varepsilon_z$	$\left(1 + 2F \frac{a_r}{1 - a_r} \right) \varepsilon_z$

Tabla D.3 Estado elástico sin drenaje (Balaam y Brooker, 1981)

	Columna (c)	Suelo (s)
Deformación vertical, ε_z	$\frac{Pa}{H - (G_c - G_s)(1 - 3a_r)}$	
Desplazamiento radial, s_r	$-r \frac{1 - a_r}{2a_r} \varepsilon_z$	$-\frac{1 - (r/r_l)^2}{2r/r_l} \varepsilon_z$
Tensión radial, σ_r	$\left[-G_c + (\lambda_c + G_c) \frac{1}{a_r}\right] \varepsilon_z$	$\left[H - G_s \left(1 + \frac{1}{(r/r_l)^2}\right)\right] \varepsilon_z$
Tensión circunferencial, σ_θ	$\left[-G_c + (\lambda_c + G_c) \frac{1}{a_r}\right] \varepsilon_z$	$\left[\lambda_s + \frac{2a_r F}{1 - a_r} \left(\lambda_s + G_s - \frac{G_s}{(r/r_l)^2}\right)\right] \varepsilon_z$
Tensión vertical, σ_z	$\left[2G_c + \lambda_c \frac{1}{a_r}\right] \varepsilon_z$	$(H + 2G_s) \varepsilon_z$
Tensión octaédrica, σ_{oct}	$\left(\lambda_c + \frac{2}{3} G_c\right) \frac{1}{a_r} \varepsilon_z$	$H \varepsilon_z$
Deformación volumétrica, ε_{vol}	$\frac{1}{a_r} \varepsilon_z$	0

Donde

$$H = G_s - G_c + (\lambda_c + G_c + G_s) \frac{1}{a_r} \tag{D. 43}$$

La deformación vertical en estado sin drenaje ($\varepsilon_{z,u}$) fue corregida por Castro y Sagasetta (2013), y queda definida incluyendo un parámetro relacionado con la deformación plástica de la columna, al considerar que la situación plástica se produzca antes del drenaje del sistema, y queda así:

$$\varepsilon_{z,u} = \frac{Pa}{\frac{1}{a_r}(\lambda_c + G_c + G_s) - (G_c - G_s)(2 - 3a_r) + \frac{(1 - a_r)^2}{a_r} \frac{J}{2r_c}} \quad (D. 44)$$

Siendo

$$J = \lambda_s + \frac{G_s + a_r(G_s + \lambda_s)}{(1 - a_r)k_{\psi c}} \quad (D. 45)$$

Para el caso elástico el grado de consolidación, para un exceso de presión intersticial, cuyo valor final es cero, queda dado por:

$$U = 1 - \frac{\bar{u}}{u_u} \quad (D. 46)$$

En esta solución Castro (2008), incluye un nuevo coeficiente de consolidación modificado para incorporar la influencia de la deformación elástica, tanto vertical como radial de la columna.

$$c_{vr}^{zre} = c_{vr} \frac{[a_r(\lambda_c + 2G_c) + (1 - a_r)(\lambda_s + 2G_s)][H - (\lambda_c - \lambda_s)] - (1 - a_r)(\lambda_c - \lambda_s)^2}{(\lambda_s + 2G_s)[H - (1 - 3a_r)(G_c - G_s)]} \quad (D. 47)$$

1.2.3.2 Solución Plástica

Las deformaciones plásticas en la columna, a diferencia de la solución elástica que considera los incrementos de tensiones producidos por la carga aplicada constantes con la profundidad, consideran una tensión efectiva que incluye las tensiones existentes antes de aplicar la carga, en estado de plastificación. Como estas tensiones ahora varían con la profundidad, el análisis depende del valor de z que se estudia. Debido a que el estado final de tensiones, en el análisis elasto-plástico, depende del estado anterior al producirse la plastificación y de las tensiones ya inducidas, Castro (2008), analiza esta situación a lo largo del tiempo.

Las deformaciones plásticas se adecuan al modelo de Mohr- Coulomb y una ley de flujo asociada para las deformaciones plásticas, con un ángulo de dilatancia constante.

$$\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_{zc}} = \frac{1 - \text{sen}\phi_c}{1 + \text{sen}\phi_c} = k_{ac} \quad (D. 48)$$

$$-\frac{\varepsilon_{zc}^p}{2\varepsilon_{rc}^p} = \frac{1 - \text{sen}\psi_c}{1 + \text{sen}\psi_c} = k_{\psi c} \quad (D. 49)$$

Donde

$k_{\psi c}$: Coeficiente de la ley de flujo asociada a la columna.

k_{ac} : Coeficiente de empuje activo de la columna.

ψ_c : Angulo de dilatación de las gravas de aporte para las columnas

Despreciando los efectos de la instalación de las columnas, las tensiones iniciales, quedan dadas por:

$$\sigma_{zs,i} = \gamma'_s Z \quad (D. 50)$$

$$\sigma_{zc,i} = \gamma'_c Z \quad (D. 51)$$

$$\sigma'_{rs,i} = \sigma'_{rc,i} = k_{0s} \sigma'_{zs,i} \quad (D. 52)$$

$$u_i = 0 \quad (D. 53)$$

Es posible decir que en el inicio toda la columna se encuentra en estado elástico, ya que se cumple que $k_{0s} > k_{ac}$, esto quiere decir que la columna se encuentra en estado pasivo. Inmediatamente después de aplicada la carga, el suelo se comporta en condiciones sin drenaje con una rigidez mayor que la rigidez drenada de la columna, y por ello soporta una carga vertical mayor que la columna. De este modo, la columna se encuentra confinada por el suelo, con una tensión vertical incluso inferior a la horizontal.

Luego de aplicada la carga el suelo comienza a consolidar, y parte de la carga vertical se va transfiriendo progresivamente del suelo a la columna, al mismo tiempo la tensión lateral en el contacto suelo-columna disminuye. La columna podría permanecer en estado elástico hasta el final de la consolidación, o alcanzar en algún momento el estado plástico.

En esta solución, Castro (2008), desprecia los incrementos de deformación elástica en la columna durante la deformación plástica.

Los incrementos de la tensión después de producida la plastificación $\Delta\sigma_y$, se pueden expresar como:

$$\Delta\sigma_y = \Delta\sigma_u + U_y^e (\Delta\sigma_f^e - \Delta\sigma_u) \quad (D. 54)$$

Donde

$\Delta\sigma_u$: Incremento de tensión sin drenaje

U_y^e : Grado de consolidación elástico al momento de plastificar, para la profundidad considerada.

$\Delta\sigma_f^e$: Incremento de tensión final elástica.

El grado de consolidación se define como un factor de interpolación entre los estados final e inicial, si la columna se comportase elásticamente hasta el final de la consolidación, debido a las deformaciones plásticas, las tensiones finales van a diferir de $\Delta\sigma_f^e$, y el factor de interpolación será distinto de U_y^e . Únicamente para la presión intersticial el valor final permanece invariable y, por tanto, no varía con respecto al caso elástico ($u_f = 0$), por esto:

$$\overline{u}_y = (1 - U_y^e)u_u \quad (D. 55)$$

El verdadero grado de consolidación en términos del exceso de presión intersticial medio en el momento de la plastificación, será:

$$U_y^e = \frac{(k_0\gamma'_s - k_{ac}\gamma'_c)z + \Delta\sigma_{rc,u} - k_{ac}\Delta\sigma_{zc,u}}{k_{ac}\Delta\sigma_{zc,f}^e - \Delta\sigma_{rc,f}^e + \Delta\sigma_{rc,u} - k_{ac}\Delta\sigma_{zc,u}} \quad (D. 56)$$

Esta ecuación sirve para definir el tiempo para el que la columna plastifica a cierta profundidad z dada, sirve además para obtener una profundidad z_c , hasta donde llega la zona plástica para un tiempo o un grado de consolidación elástico dado.

Las tensiones y deformaciones en el caso plástico se obtienen de forma similar al caso elástico, la diferencia se aprecia solo debido a la influencia de la plastificación de la columna ya que el suelo mantiene su comportamiento elástico.

Para obtener las tensiones y deformaciones iniciales al momento de la plastificación basta con utilizar la tabla D.4, considerando el valor de \overline{u}_y , que representa el valor del exceso de presión intersticial al momento de plastificar.

La situación final viene dada por el incremento de las tensiones y deformaciones debido a la plastificación, Castro muestra la solución analítica para estos incrementos en la tabla D.4.

Después de definir la situación final e inicial, es posible estudiar el proceso de consolidación debido a los incrementos plásticos, empleando la solución disponible para resolver la ecuación de la consolidación radial de la misma forma que para el caso elástico, por lo que el coeficiente de consolidación modificado queda:

$$c_{vr}^{zrp} = c_{vr} \frac{1 - a_r + \frac{a_r}{(\lambda_s + 2G_s)} \left(\frac{\lambda_s}{k_{\psi c}} + \frac{J}{k_{ac}} \right)}{1 + \frac{a_r}{(1 - a_r)k_{\psi c}} 1 - a_r + \frac{a_r}{k_{ac}}} \quad (D. 57)$$

Castro (2008), además explica que toda la carga sin drenaje ocurre en el rango elástico, y esto afecta la magnitud del desplazamiento radial en la columna, que gobierna la transferencia de tensiones entre el suelo y la columna.

Tabla D.4 Incrementos de tensiones y deformaciones plásticas a partir de momento de plastificación para una carga constante Pa, y para un incremento de presiones intersticiales

$$\overline{\Delta u} = \bar{u} - \bar{u}_y$$

	Columna (c)	Suelo (s)
Deformación vertical, $\Delta \varepsilon_z^p$		$\frac{\left(1 - a_r + \frac{a_r}{k_{ac}}\right) \overline{\Delta u}}{(\lambda_s + 2G_s)(1 - a_r) \frac{a_r \lambda_s}{k_{\psi c}} + \frac{a_r J}{k_{\psi c}}}$
Desplazamiento radial, Δs_r	$r \frac{\Delta \varepsilon_z^p}{2k_{\psi c}}$	$r \frac{a_r}{1 - a_r} \frac{1 - (r/r_i)^2}{(r/r_i)^2} \frac{\Delta \varepsilon_z^p}{2k_{\psi c}}$
Tensión radial, $\Delta \sigma_r$	$J \Delta \varepsilon_z^p + \overline{\Delta u}$	$\left[\lambda_s + \frac{G_s (r_c/r)^2 + a_r (G_s + \lambda_s)}{(1 - a_r) k_{\psi c}} \right] \Delta \varepsilon_z^p$
Tensión circunferencial, $\Delta \sigma_\theta$	$J \Delta \varepsilon_z^p + \overline{\Delta u}$	$\left[\lambda_s - \frac{G_s (r_c/r)^2 - a_r (G_s + \lambda_s)}{(1 - a_r) k_{\psi c}} \right] \Delta \varepsilon_z^p$
Tensión vertical, $\Delta \sigma_z$	$\frac{1}{k_{ac}} (J \Delta \varepsilon_z^p + \overline{\Delta u})$	$\left[\lambda_s + 2G_s + \frac{a_r \lambda_s}{(1 - a_r) k_{\psi c}} \right] \Delta \varepsilon_z^p$
Tensión octaédrica, $\Delta \sigma_{oct}$	$\frac{(2 + 1/k_{ac})}{3} (J \Delta \varepsilon_z^p + \overline{\Delta u})$	$\left(\lambda_s + \frac{2}{3} G_s \right) \left[1 + \frac{a_r}{(1 - a_r) k_{\psi c}} \right] \Delta \varepsilon_z^p$
Deformación volumétrica, $\Delta \varepsilon_{vol}$	$\left(1 - \frac{1}{k_{\psi c}} \right) \Delta \varepsilon_z^p$	$\left(1 + \frac{a_r}{(1 - a_r) k_{\psi c}} \right) \Delta \varepsilon_z^p$

1.2.3.3 Asentamiento por consolidación del sistema de mejoramiento.

Antes de definir el asentamiento que se obtiene con la mejora, se puede definir el asentamiento que se obtiene en condiciones normales del estudio, esto es sin tratamiento, el cual depende de la deformación vertical máxima a la cual sería sometido el suelo natural bajo la carga impuesta por el terraplén, y el espesor del estrato compresible.

Si consideramos el estrato compresible como el comprendido por el mejoramiento con columnas de grava, esto es el largo de la columna, y su deformación vertical suponiendo condiciones edométricas, el asentamiento sin tratamiento puede ser expresado, por:

$$s_{z0} = \varepsilon_{z0}L = \frac{p_a}{E_{ms}}L \tag{D. 58}$$

Para la obtención del valor del asentamiento con el tratamiento, considerando que debido a que el grado de consolidación elástico al momento de plastificar es diferente para cada profundidad, el asentamiento para cualquier tiempo (s_z), se obtiene mediante la integración de las deformaciones verticales a lo largo de toda la columna, el fin de esta integración es determinar el valor del asiento en superficie, ya que esta es la variable que se mide en la mayor parte de los casos y claramente una de las variables que determina la utilización de la técnica, considerando los valores admisibles adquiridos según la normativa del lugar donde se utiliza.

Fase A ($z_c \leq 0$), la totalidad de la columna se comporta elásticamente:

$$s_z = L \left[\varepsilon_{z,u}^e + (\varepsilon_{z,f}^e - \varepsilon_{z,u}^e) \left(1 - e^{\frac{-8T_r c_{vr}^{zre}}{f(a_r) c_{vr}}} \right) \right] \tag{D. 59}$$

Fase A ($0 \leq z_c \leq L$), la parte superior de la columna se encuentra plastificada ($z \leq z_c$), y el resto permanece elástico ($z_c \leq z$):

$$s_z = (L - z_c) \left[\varepsilon_{z,u}^e + (\varepsilon_{z,f}^e - \varepsilon_{z,u}^e) \left(1 - e^{\frac{-8T_r c_{vr}^{zre}}{f(a_r) c_{vr}}} \right) \right] + z_c [\varepsilon_{z,u}^e + (\varepsilon_{z,f}^e - \varepsilon_{z,u}^e) P(z_c)] + \frac{\Delta \varepsilon_z^p}{u_y} u_u \left[z_c (1 - P(z_c)) + Q(z_c) e^{\frac{-8T_r c_{vr}^{zrp}}{f(a_r) c_{vr}}} \right] \tag{D. 60}$$

Fase C ($L \leq z_c$), la totalidad de la columna se comporta plásticamente:

$$s_z = L[\varepsilon_{z,u}^e + (\varepsilon_{z,f}^e - \varepsilon_{z,u}^e)P(L)] + \frac{\Delta\varepsilon_z^p}{\bar{u}_y} u_u \left[L(1 - P(L)) + Q(L)e^{\frac{-8T_r c_{vr}^{zrp}}{f(a_r)c_{vr}}} \right] \quad (D. 61)$$

Donde

$$P(z) = \frac{\eta \frac{z}{2} - \kappa_u}{\kappa_f^e - \kappa_u} ; Q(z) = \frac{\kappa_f^e - \kappa_u}{(2 - \lambda_{ep})\eta} \left[\left(\frac{\kappa_f^e - \eta z}{\kappa_f^e - \kappa_u} \right)^{2-\lambda_{ep}} - \left(\frac{\kappa_f^e}{\kappa_f^e - \kappa_u} \right)^{2-\lambda_{ep}} \right]$$

$$\kappa = \frac{k_{ac}\Delta\sigma_{zc} - \Delta\sigma_{rc}}{k_{ac}} ; \eta = \frac{k_0\gamma'_s - k_{ac}\gamma'_c}{k_{ac}} ; \lambda_{ep} = \frac{c_{vr}^{zrp}}{c_{vr}^{zre}}$$

Los parámetros $(\kappa_u, \varepsilon_{z,u}^e)$ y $(\kappa_f^e, \varepsilon_{z,f}^e)$, se refieren a las tensiones sin drenaje y finales con la hipótesis de comportamiento elástico, definidas anteriormente en las ecuaciones de las tablas D.3 y D.2. El término $\Delta\varepsilon_z^p/\bar{u}_y$, se obtiene de la tabla D.4 para $\bar{u} = 0$.

1.2.3.4 *Tiempo de consolidación vertical*

Como se ha comentado anteriormente las columnas de grava funcionan además como drenes verticales, las cuales al tener una alta permeabilidad, disminuyen el camino de drenaje necesario para disipar el exceso de presiones intersticiales del sistema suelo-columna por lo que el tiempo de consolidación vertical disminuye. Si bien el tiempo requerido para alcanzar cierto grado de consolidación vertical asociado a un factor de tiempo adimensional está dado por la ecuación D.25, que depende del coeficiente de permeabilidad vertical y del camino de drenaje del suelo, al incluir las columnas de grava se produce un cambio en el camino de drenaje por lo que el tiempo de consolidación vertical se modifica.

El grado de consolidación vertical puede ser obtenido de la expresión propuesta por Balaam y Broker (1981), definido en función del asentamiento inicial y final, considerando la influencia del asentamiento producido en condiciones no drenadas.

Debido a que la solución propuesta por Castro (2008), incluye el asentamiento en el tiempo, es posible relacionar el valor de ese asentamiento con un grado de consolidación vertical para cualquier instante, con esto es posible determinar el tiempo en que se produce cualquier grado de consolidación vertical a cierta profundidad z definida.

$$U_z = \frac{S_z - S_{z,u}}{S_{z,f} - S_{z,u}} \quad (D. 62)$$

En base a la metodología mostrada en este apartado es posible estimar el comportamiento de las columnas de grava al incorporarlas al suelo de fundación bajo los muros TEM, por lo que con esto es posible definir si son o no una solución para los problemas de diseño que presenta a lo largo su extensión.

ANEXO E

Memoria de Cálculo Columnas de

Grava

1 Memoria de Cálculo Columnas de Grava

En base a la metodología mostrada en el anexo D se entrega el detalle del diseño de mejoramiento mediante vibrosustitución con columnas de grava la cual respalda la elección de la técnica de mejoramiento. Se verifica el cumplimiento de los requerimientos de diseño a los cuales se solicita el muro TEM.

En el análisis del anexo C se separa el estudio en 4 tramos, diferenciándoles mediante las alturas de muro TEM proyectados, debido a las características de su comportamiento. El tramo comprendido entre 6.92 m y 5 m (Tramo 1) al igual que el que se encuentra entre 5 m y 3.5 m (Tramo 2) posee problemas de estabilidad global en condiciones no drenadas. El tramo entre 3.5 m y 2 m (Tramo 3) presenta problemas en la capacidad portante del suelo de fundación, y para alturas menores a 2 m (Tramo 4), así como para la toda la extensión de los muros proyectados, se observa una alta probabilidad de licuefacción.

Considerando lo anterior se analizará los tramos correspondientes con el fin de dar una solución óptima para cada uno de ellos.

1.1 Estabilidad global del muro con columnas de grava

En el análisis de estabilidad se revisa el caso estático (condición drenada) y con sismo (condición no drenada) considerando las alturas analizadas en el anexo C.

Para realizar el análisis en 2 dimensiones se requiere una transformación geométrica de las columnas y su distribución, este traspaso a deformación plana se realiza considerando un espesor de pantallas equivalentes que iguale el caso real con el de estudio bidimensional del software.

Debido a las solicitaciones en el plano de falla por corte de este análisis se considera la hipótesis con que las columnas trabajan a flexión (falla por corte), así para calcular el espesor de la pantalla equivalente se iguala la rigidez al corte de una columna correspondiente a una distancia de influencia “s”, a la rigidez al corte equivalente a una pantalla por unidad de longitud, fila de columnas de grava con separación entre ellas igual a “hs” como se muestra en la figura D.2.

En el diseño inicial se consideraron dos configuraciones geométricas del mejoramiento, la malla triangular y cuadrada, los diámetros disponibles de instalación y la iteración de espaciamientos de las columnas de grava.

Para la máxima altura del muro TEM, en condiciones no drenadas con evento sísmico se modela las diferentes configuraciones mediante los parámetros geométricos entregados en la tabla E.1 con el fin de obtener el factor de seguridad mínimo recomendado por AASTHO.

Tabla E. 1 Resumen del Análisis de Estabilidad en condiciones no drenadas por malla y diámetro, para h = 6.92 m

Malla	dc	s	hs	e	h = 6.92 m	
					FS sísmico (No drenado)	
Triangular	0.8	2.5	2.17	0.46	1.104	Cumple
	0.6	2.2	1.91	0.33	1.058	No cumple
Cuadrada	0.8	2.2	1.91	0.48	1.112	Cumple
	0.6	2	1.73	0.34	1.060	No cumple

De este primer análisis se verificó que las columnas con diámetro de 0.6 m no obtenían resultados adecuados para la resistencia al corte, incluso al disminuir el espaciamiento el efecto proporcionado por el peso propio de las columnas resultaba en una mayor sollicitación en el plano de falla y la resistencia al corte entregada por las columnas no alcanza a igualar este efecto por lo que se generaba una disminución en el factor de seguridad. Además, se pudo verificar lo recomendado por diversos autores referente al tipo de malla más conveniente bajo este tipo de estructuras siendo la malla triangular la que obtiene resultados más eficientes ocupando una menor cantidad de columnas.

Otra consideración se debió a la disposición espacial de las columnas en la malla triangular y del análisis se obtuvo que al utilizar columnas con el espaciamiento “s” perpendicular al plano de falla los resultados fueron mejores que al utilizar el mismo espaciamiento paralelo a ésta, incluso al utilizar el mismo espaciamiento “s” en el sentido paralelo la mejora no alcanzaba el factor de seguridad mínimo recomendado por lo que para lograrlos se requería disminuir el valor de “s”.

Debido a lo anterior se consideró en el diseño la utilización de la malla triangular y diámetro de columnas de 0.8 m. El espaciamiento necesario para lograr un factor de seguridad adecuado se obtiene mediante iteración en los tramos 1 y 2. Para los tramos 3 y 4 se realiza la verificación de la estabilidad global con el resultado de los espaciamientos obtenidos en el análisis de capacidad de soporte y consolidación que se muestran en los siguientes subcapítulos de esta memoria.

El resumen de la transformación a pantallas equivalentes para todos los tramos se detalla en la tabla E.2.

Tabla E. 2 Espesor y espaciamiento de pantallas equivalentes para cada tramo

Tramo	dc	s	hs	e
$6.92 \geq h > 5$	0.8	2.5	2.17	0.46
$5 \geq h > 3.5$	0.8	3	2.60	0.43
$3.5 \geq h > 2$	0.8	4	3.46	0.39
$h \leq 2$	0.8	5	4.33	0.36

Utilizando el espesor de la pantalla equivalente es posible diseñar mediante el software obteniendo los resultados que se muestran a continuación.

Para el tramo de alturas entre 6.92 m y 5 m, con un espaciamiento de 2.5 m y $dc = 0.8$ m, se tiene.

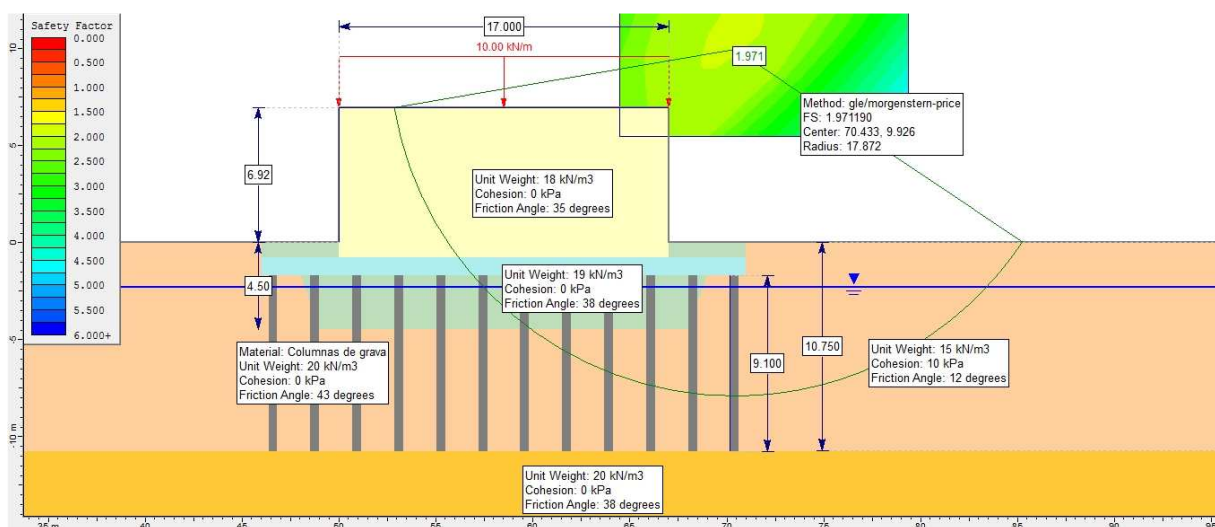


Figura E. 1 Factor de seguridad caso drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso estático), altura de muro 6.92 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.1 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas y drenadas, presenta un factor de seguridad estático $F.S. = 1.97$, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

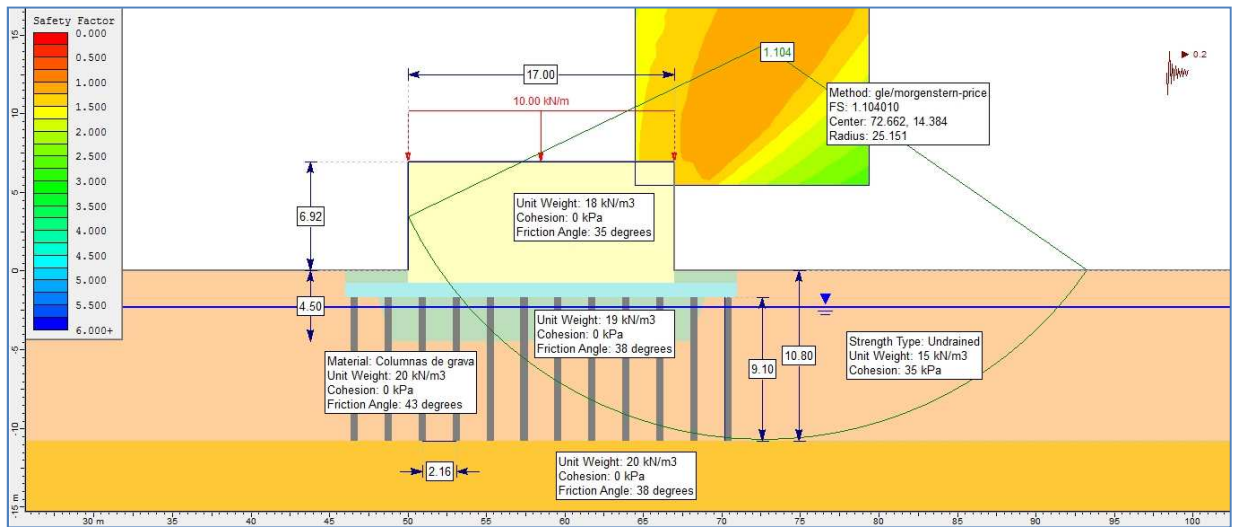


Figura E. 2 Factor de seguridad caso No drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso sísmico), altura de muro 6.92 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.2 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad sísmico $F.S. = 1.10$, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

Verificación de una dovela



Figura E. 3 Fuerzas actuantes en una dovela (kN)

A continuación se entrega la verificación de los valores obtenidos para una dovela y la revisión del comportamiento en el plano de falla.

Verificación de Valores

Angulo de fricción en la base	=	0 °
Cohesión en la base	=	0 kPa
Ancho dovela (a)	=	0.45869 m
Angulo de deslizamiento en la base (ϕ)	=	15.1777 °
Largo base de dovela	=	$a/\cos(\phi)$ = 0.47527 m

Peso de dovela	=	$18*7.7*0.459+18*0.9*0.459+20*8.0*0.459+20*\cos(\phi)*\text{sen}(\phi)/2$
	=	146.92242 kN \approx 146.285 kN
Fuerza sísmica horizontal	=	$146.922*0.2$ = 29.3845 kN \approx 29.257 kN
Fuerza sísmica vertical	=	$146.922*0$ = 0 kN

Fuerza resistente	=	82.2763 kN
Solicitación sísmica(plano de falla)	=	$29.385*\text{sen}(180-(90+\phi))$
	=	28.359509 kN

Como se muestra en la figura E.3, las columnas de grava ayudan a aumentar la resistencia al corte del suelo en el plano de falla aumentando la resistencia al deslizamiento. De la verificación de la dovela se puede ver que la solicitación sísmica en la dirección del plano de falla es menor a la resistencia proporcionada por la columna, por lo que la columna ayuda a mejorar la estabilidad del sistema integrado de cimentación.

Para el tramo de alturas entre 5 m y 3.5 m, con un espaciamiento de 3 m y $d_c = 0.8$ m, se tiene.

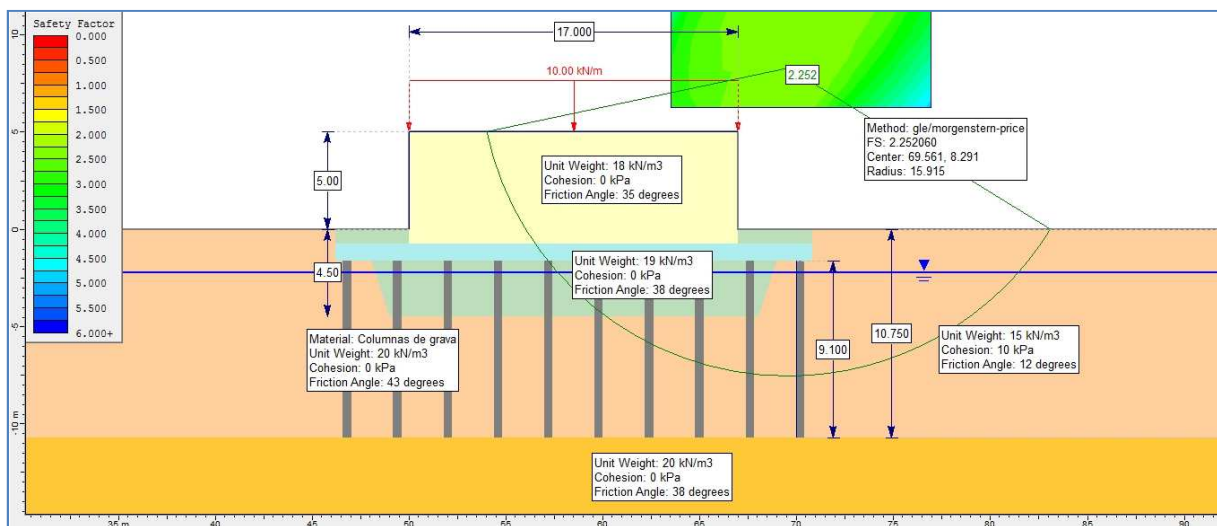


Figura E. 4 Factor de seguridad caso drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso estático), altura de muro 5 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.4 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas y drenadas, presenta un factor de seguridad estático F.S. = 2.25, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

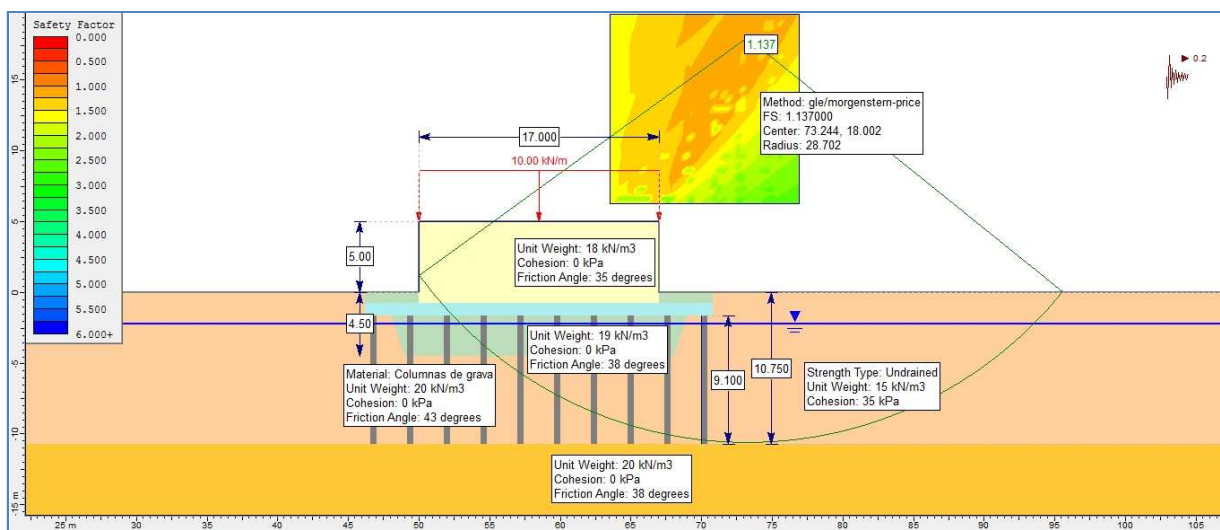


Figura E. 5 Factor de seguridad caso No drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso sísmico), altura de muro 5 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.5 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad sísmico $F.S. = 1.14$, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

Para el tramo de alturas entre 3.5 m y 2 m, con un espaciamiento de 4 m y $d_c = 0.8$ m, se tiene.

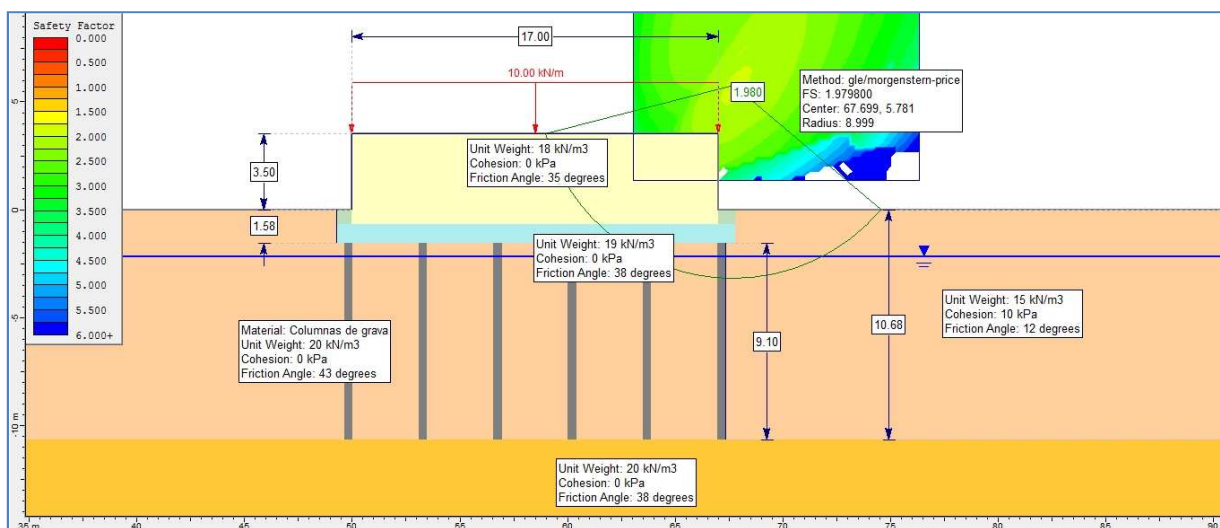


Figura E. 6 Factor de seguridad caso drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso estático), altura de muro 3.5 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.6 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas y drenadas, presenta un factor de seguridad F.S. = 1.98, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

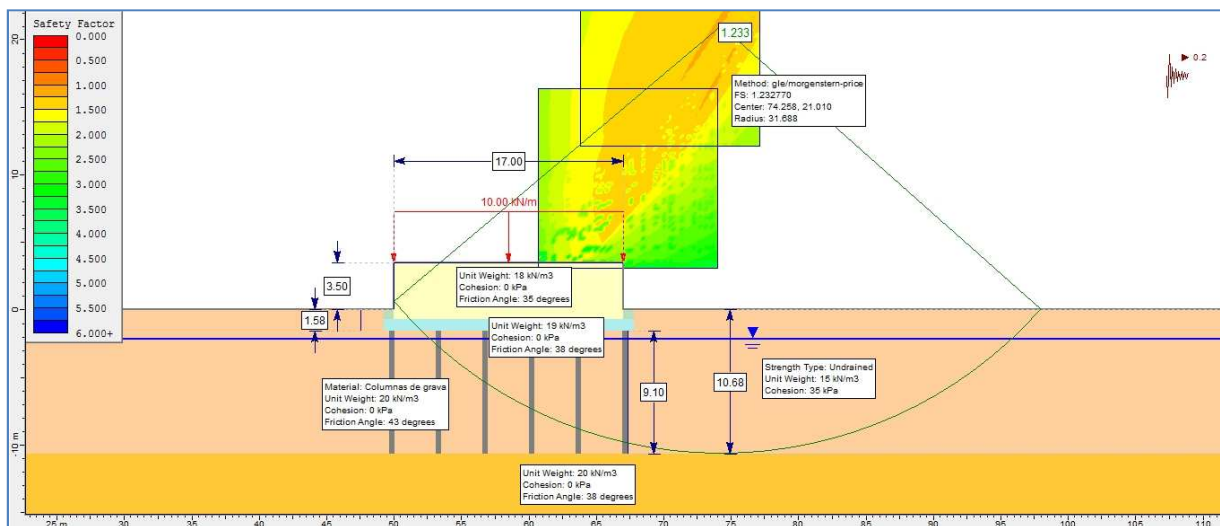


Figura E. 7 Factor de seguridad caso No drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso sísmico), altura de muro 3.5 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.7 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad sísmico F.S. = 1.23, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

Para el tramo de alturas menores a 2 m, con un espaciamiento de 5 m y $d_c = 0.8$ m, se tiene.

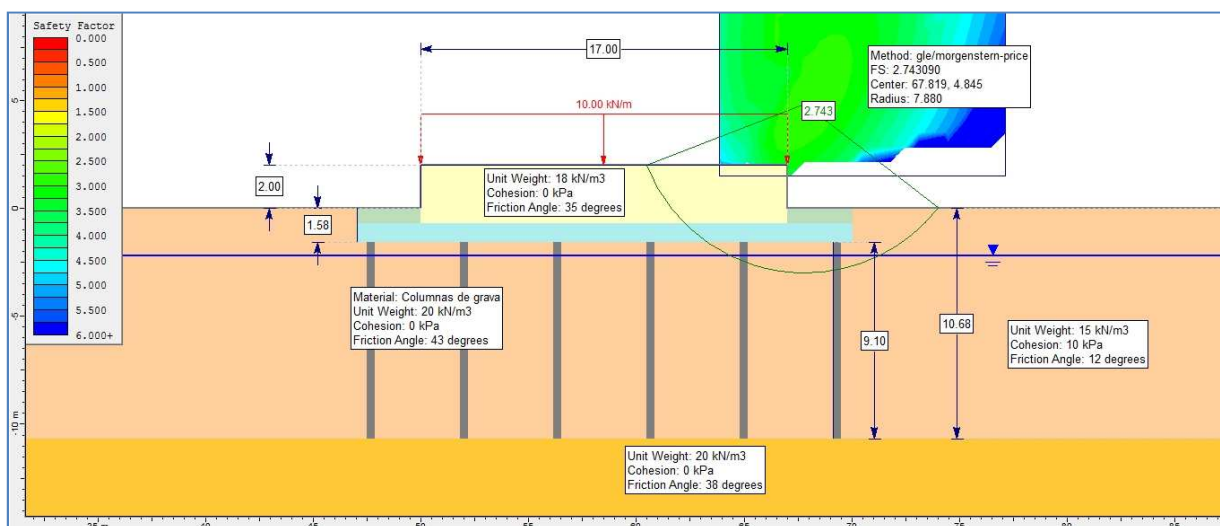


Figura E. 8 Factor de seguridad caso drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso estático), altura de muro 2 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.8 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas y drenadas, presenta un factor de seguridad estático F.S. = 2.74, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

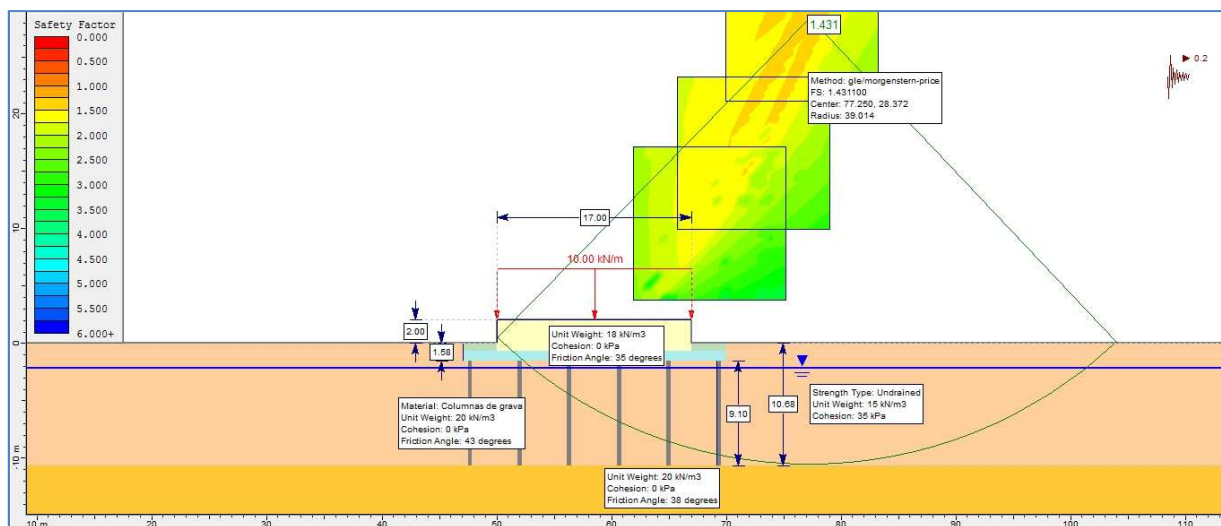


Figura E. 9 Factor de seguridad caso No drenado con columnas de grava Método Morgenstern-Price (caso sísmico), altura de muro 2 m

Según el análisis que se muestra en la figura E.9 se tiene que la estabilidad global, en condiciones estáticas, presenta un factor de seguridad sísmico F.S. = 1.43, lo que es adecuado para las condiciones analizadas.

En conclusión la estabilidad global del muro TEM a lo largo de toda su extensión en el viaducto se ve mejorada debido a la inclusión de las columnas de grava, alcanzando los factores de seguridad recomendados por AASTHO en las zonas que presentaban deficiencias y reforzando las demás.

1.2 Memoria de cálculo del asentamiento y tiempo de consolidación

Basado en la metodología propuesta por Castro (2008), y considerando lo estipulado por el manual de carreteras volumen 3 para asentamientos máximos permitidos se entrega la memoria del diseño por asentamiento y tiempo de consolidación.

Primero se verifican las configuraciones obtenidas mediante el análisis de estabilidad para los tramos 1 y 2 y posteriormente se diseñan los espaciamientos requeridos para los tramos 3 y 4 con el fin de obtener la mejora requerida en cada uno de ellos.

La metodología propuesta por Castro (2008), considera la influencia del comportamiento elasto-plástico de las columnas a diferencia de los métodos de diseño habituales para este tipo de mejoramiento de suelo, además considera la influencia de la deformación radial de las columnas en el asentamiento vertical total.

Tabla E. 3 Resultados Asentamiento y tiempo de consolidación Tramo 1 y 2

	Tramos			
	$6.92 \geq h > 5$		$5 \geq h > 3.5$	
	estado elástico	estado elasto-plástico	estado elástico	estado elasto-plástico
Asiento no drenado (mm)	0.71	0.71	0.41	0.41
Asiento sin columnas (mm)	82.17	82.17	69.24	69.24
Asiento con columna (mm)	44.93	57.64	43.97	53.86
n (factor de mejora)	1.83	1.43	1.57	1.29
tv (días) Uz = 80%	46		84	

De la tabla E.3 se aprecia que el asentamiento total con las configuraciones elegidas mediante el análisis de estabilidad no cumplen estrictamente con el requerimiento de asiento mínimo recomendado (5 cm), aunque realmente sea menos de 1 cm , sin embargo también se puede apreciar que el tiempo en que se desarrollara el 80 % de la consolidación es un periodo de tiempo muy corto en comparación a la situación sin mejoramiento mediante vibrosustitución, y que, si consideramos el tiempo de ejecución de los muros TEM y la materialización del pavimento (alrededor de 5 meses), el asentamiento alcanzado en ese momento asegurara que lo que resta por asentar no supere en ninguna medida las tolerancias recomendadas por el manual de carreteras volumen 3.

Mediante el cálculo se ha obtenido que la serie de tramos de diseño optimizan el desempeño de las columnas de grava manteniendo un asentamiento más o menos uniforme a lo largo de todas las alturas que componen el muro TEM. Además, se produce una aceleración del proceso de consolidación evidente en todos los tramos.

El tramo 3 se diseña en conjunto con la mejora a la capacidad de soporte de las columnas la cual se explicara en la siguiente sección. Para el tramo 4 se recomienda la instalación con el fin de disminuir el tiempo de consolidación y para que las columnas trabajen como drenes verticales que ayuden en la disipación del exceso de presión de poros generada por la eventual acción sísmica.

Memoria de cálculo de Asentamiento y Tiempo de Consolidación

Tramo 1

$$6.92 \text{ m} \geq h > 5 \text{ m}$$

Consolidación alrededor de columnas de grava
Influencia de la deformación de la columna

Hoja para el cálculo de la "celda unidad"
 Un único escalón instantáneo de carga
 Las columnas alcanzan un estrato rígido
 Tensiones a una profundidad z.
 KN y m
Datos

Muro TEM	
h muro	7.72 m
Y_s	18.000 kN/m ³
Relleno y/o blanket	
h relleno	3.7 m
Y_s	19 kN/m ³
carga vehicular	10 kN/m ²

h nivel terreno	6.92 m
h enterramiento	0.8 m
h total relleno	4.5 m

Geometría	
dc	0.8 m
s	2.5 m
malla	Triangular
z	0 m
L	6.3 m

Suelo	
E_s	7845 kN/m ²
v_s	0.4
c_v	0.01728 m ² /día
Y'_s	5 kN/m ³
k_{0s}	0.67

Columna	
E_c	150000 kN/m ²
v_c	0.35
Y'_c	10 kN/m ³
Φ_c	43 °
Ψ_c	10 °

Carga aplicada	
P_a	219.26 kN/m ²

E_c/E_s	19.12046
-----------	----------

Parámetros intermedios

Geometría	
d_l	2.625 m
A_c	0.502655 m ²
A_l	5.411884 m ²
a_r	0.09288
N	3.28125
h_s	2.165064 m
r	0.931695 m

Suelo	
G_s	2801.786 kN/m ²
λ_s	11207.14 kN/m ²
$E_{m,s}$	16810.71 kN/m ²

Columna	
G_c	55555.56 kN/m ²
λ_c	129629.6 kN/m ²
k_{ac}	0.189062
$k_{\Psi c}$	0.704088

$E_{m,c}$	240740.7 kN/m ²
-----------	----------------------------

Caso elástico

H	1971227
F	0.312117

Estado inicial		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	-	-
s_{rcs}	-	-
σ_{rcs}	0	0
σ_{rsl}		0
$\sigma_{\theta cs}$	0	0
$\sigma_{\theta sl}$		0
σ_z	0	0
σ_{oct}	0	0
ϵ_v	0	0
u	0	0

Carga no drenada		
(Tensión total [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.0001134198	
s_{rcs}	-0.221545154	
σ_{rcs}	219.837	219.837
σ_{rsl}		222.9406
$\sigma_{\theta cs}$	219.837	226.6797
$\sigma_{\theta sl}$		223.5761
σ_z	170.8988	224.2117
σ_{oct}	203.5243	223.5761
ϵ_v	0.001221	0
u	0	223.5761

Estado final		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.007131961	
s_{rcs}	0.890403761	
σ_{rcs}	100.0655	100.0655
σ_{rsl}		87.59192
$\sigma_{\theta cs}$	100.0655	72.56398
$\sigma_{\theta sl}$		85.03758
σ_z	1139.84	125.002
σ_{oct}	446.657	99.21051
ϵ_v	0.00268	0.007588
u	0	0

c_v^{zfc}/c_v	1.752763
-----------------	----------

SCF_u^*	0.762220937
SCF_e^*	9.118571645
k_u	1.286357253
k_e	0.087789095

Asiento no drenado	0.714545 mm
Asiento sin columnas	82.1701 mm
Asiento con columna elástica	44.93135 mm
$\eta_{elástico}$	1.828792

r_c	0.4 m
r_l	1.3125 m

SCF^* sin tensiones iniciales
 k_u, k_e : relación entre tensiones radiales y verticales
 (sin drenaje y elástico final)

Caso plástico

U_y^e	0.618979
u_y	85.18728
J	17631.1

Plastificación SI

Δu	-85.1872754
u	0

Instante de plastificación		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.004457747	
s_{rcs}	0.466727505	
σ_{rcs}	145.701	60.51372
σ_{rsl}	53.97537	
$\sigma_{\theta cs}$	145.701	46.0981
$\sigma_{\theta sl}$	52.63645	
σ_z	770.6528	77.61575
σ_{oct}	354.0182	61.40919
ϵ_v	0.002124	0.004697
u	0	85.18728

Incremento plástico		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
$\Delta \epsilon_z$	0.004691928	
Δs_{rcs}	1.332767149	
$\Delta \sigma_{rcs}$	-2.46343	82.72384
$\Delta \sigma_{rsl}$	64.0532	
$\Delta \sigma_{\theta cs}$	-2.46343	41.5592
$\Delta \sigma_{\theta sl}$	60.22984	
$\Delta \sigma_z$	-13.0298	86.52139
$\Delta \sigma_{oct}$	-5.98555	70.26814
$\Delta \epsilon_v$	-0.00197	0.005374
Δu	0	-85.1873

Estado final		
(Tensión T & Ef. (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.009149675	
s_{rcs}	1.799494654	
σ_{rcs}	143.2376	143.2376
σ_{rsl}	0	118.0286
$\sigma_{\theta cs}$	143.2376	87.65729
$\sigma_{\theta sl}$	0	112.8663
σ_z	757.623	164.1371
σ_{oct}	348.0327	131.6773
ϵ_v	0.000152	0.010071
u	0	0

Estado inicial no incluido

c_v^{zfp}/c_v	0.942913
-----------------	----------

SCF	4.615792332
SCF*	4.615792332
k_{final}	0.189061801

Asiento sin columnas	82.1701 mm
Asiento con columnas	57.64295 mm
n	1.425501

SCF* sin tensiones iniciales

Consolidación alrededor de columnas de grava **Influencia de la deformación de la columna**

Hoja para calcular la evolución del asiento en superficie con el tiempo

La solución de referencia es la de Barron/Hansbo sin remodelo ni permeabilidad finita del dren

Integración analítica de la deformación vertical

Fase A ($z_c < 0$): toda la columna es elástica

Fase B ($0 < z_c < L$): la parte superior de la columna ($z < z_c$) ha plastificado y el resto ($z > z_c$) no

Fase C ($z_c > L$): toda la columna ha plastificado

Parámetros intermedios de integración

λ_{ep}	0.54
η	7.63 kN/m ³
κ_u	-991.88 kPa
κ_f^e	610.57 kPa
P(L)	0.63
Q(L)	-3.96 m

Tiempo para U %	U _z	U _r	U _t	
80	46	46	22	días
	0.126027	0.126027	0.06027	años

Asiento en superficie

t	T _r	U _y ^e	z _c	Fase	P(z _c)	Q(z _c)	s _z	U _z	U _r	U _t
[días]			[m]			[m]	[mm]			
0.5	0.00125	0.03	-123.74	A	0.32	102.40	2	0.02	0.02	0.04
2	0.00502	0.11	-106.12	A	0.37	85.37	6	0.09	0.07	0.15
4	0.01003	0.21	-84.97	A	0.42	65.90	10	0.17	0.13	0.27
6	0.01505	0.30	-66.23	A	0.46	49.58	14	0.24	0.19	0.38
8	0.02006	0.38	-49.61	A	0.50	35.90	18	0.30	0.24	0.47
10	0.02508	0.45	-34.88	A	0.54	24.43	21	0.35	0.29	0.54
12	0.03009	0.52	-21.83	A	0.57	14.82	23	0.40	0.34	0.60
14	0.03511	0.57	-10.26	A	0.59	6.76	26	0.44	0.38	0.66
16	0.04012	0.62	0.00	A	0.62	0.00	28	0.48	0.42	0.70
18	0.04514	0.66	9.09	C	0.64	-5.66	30	0.51	0.46	0.74
20	0.05016	0.70	17.15	C	0.66	-10.41	32	0.54	0.50	0.77
22	0.05517	0.73	24.29	C	0.68	-14.39	33	0.57	0.53	0.80
24	0.06019	0.76	30.62	C	0.69	-17.73	35	0.60	0.56	0.82
26	0.06520	0.79	36.23	C	0.71	-20.53	36	0.62	0.59	0.85
28	0.07022	0.82	41.21	C	0.72	-22.88	37	0.65	0.62	0.86
30	0.07523	0.84	45.62	C	0.73	-24.84	39	0.67	0.64	0.88
32	0.08025	0.85	49.52	C	0.74	-26.49	40	0.69	0.67	0.90
34	0.08526	0.87	52.99	C	0.75	-27.87	41	0.71	0.69	0.91
36	0.09028	0.89	56.06	C	0.75	-29.03	42	0.72	0.71	0.92
38	0.09529	0.90	58.78	C	0.76	-30.00	43	0.74	0.73	0.93
40	0.10031	0.91	61.19	C	0.76	-30.82	44	0.76	0.75	0.94
42	0.10533	0.92	63.33	C	0.77	-31.50	45	0.77	0.76	0.95
44	0.11034	0.93	65.23	C	0.77	-32.07	45	0.79	0.78	0.95
46	0.11536	0.94	66.91	C	0.78	-32.55	46	0.80	0.79	0.96
48	0.12037	0.94	68.40	C	0.78	-32.96	47	0.81	0.81	0.96
50	0.12539	0.95	69.72	C	0.78	-33.29	48	0.82	0.82	0.97
52	0.13040	0.96	70.89	C	0.79	-33.58	48	0.83	0.83	0.97
54	0.13542	0.96	71.92	C	0.79	-33.81	49	0.84	0.84	0.98
56	0.14043	0.97	72.84	C	0.79	-34.01	49	0.85	0.85	0.98

58	0.14545	0.97	73.66	C	0.79	-34.18	50	0.86	0.86	0.98
60	0.15047	0.97	74.38	C	0.80	-34.32	50	0.87	0.87	0.98
62	0.15548	0.98	75.02	C	0.80	-34.43	51	0.88	0.88	0.99
64	0.16050	0.98	75.59	C	0.80	-34.53	51	0.88	0.89	0.99
66	0.16551	0.98	76.09	C	0.80	-34.61	51	0.89	0.90	0.99
68	0.17053	0.98	76.53	C	0.80	-34.68	52	0.90	0.90	0.99
70	0.17554	0.99	76.93	C	0.80	-34.74	52	0.90	0.91	0.99
72	0.18056	0.99	77.28	C	0.80	-34.79	52	0.91	0.92	0.99
74	0.18557	0.99	77.59	C	0.80	-34.83	53	0.91	0.92	0.99
76	0.19059	0.99	77.87	C	0.80	-34.86	53	0.92	0.93	0.99
78	0.19560	0.99	78.11	C	0.80	-34.89	53	0.92	0.93	0.99
80	0.20062	0.99	78.33	C	0.81	-34.92	54	0.93	0.94	1.00
82	0.20564	0.99	78.52	C	0.81	-34.94	54	0.93	0.94	1.00
84	0.21065	0.99	78.69	C	0.81	-34.95	54	0.94	0.94	1.00
86	0.21567	0.99	78.84	C	0.81	-34.97	54	0.94	0.95	1.00
88	0.22068	1.00	78.97	C	0.81	-34.98	54	0.94	0.95	1.00
90	0.22570	1.00	79.09	C	0.81	-34.99	55	0.95	0.95	1.00
92	0.23071	1.00	79.19	C	0.81	-35.00	55	0.95	0.96	1.00
94	0.23573	1.00	79.29	C	0.81	-35.00	55	0.95	0.96	1.00
96	0.24074	1.00	79.37	C	0.81	-35.01	55	0.95	0.96	1.00
98	0.24576	1.00	79.44	C	0.81	-35.02	55	0.96	0.97	1.00
100	0.25078	1.00	79.51	C	0.81	-35.02	55	0.96	0.97	1.00
102	0.25579	1.00	79.56	C	0.81	-35.02	55	0.96	0.97	1.00
104	0.26081	1.00	79.62	C	0.81	-35.03	55	0.96	0.97	1.00
106	0.26582	1.00	79.66	C	0.81	-35.03	56	0.96	0.97	1.00
108	0.27084	1.00	79.70	C	0.81	-35.03	56	0.97	0.98	1.00
110	0.27585	1.00	79.74	C	0.81	-35.03	56	0.97	0.98	1.00
112	0.28087	1.00	79.77	C	0.81	-35.03	56	0.97	0.98	1.00
114	0.28588	1.00	79.80	C	0.81	-35.03	56	0.97	0.98	1.00
116	0.29090	1.00	79.82	C	0.81	-35.04	56	0.97	0.98	1.00
118	0.29592	1.00	79.84	C	0.81	-35.04	56	0.97	0.98	1.00
120	0.30093	1.00	79.86	C	0.81	-35.04	56	0.97	0.98	1.00
122	0.30595	1.00	79.88	C	0.81	-35.04	56	0.97	0.98	1.00
124	0.31096	1.00	79.89	C	0.81	-35.04	56	0.98	0.99	1.00
126	0.31598	1.00	79.91	C	0.81	-35.04	56	0.98	0.99	1.00
128	0.32099	1.00	79.92	C	0.81	-35.04	56	0.98	0.99	1.00
130	0.32601	1.00	79.93	C	0.81	-35.04	56	0.98	0.99	1.00
132	0.33102	1.00	79.94	C	0.81	-35.04	56	0.98	0.99	1.00
134	0.33604	1.00	79.95	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
136	0.34105	1.00	79.95	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
138	0.34607	1.00	79.96	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
140	0.35109	1.00	79.97	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
142	0.35610	1.00	79.97	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
144	0.36112	1.00	79.98	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
146	0.36613	1.00	79.98	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
148	0.37115	1.00	79.98	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
150	0.37616	1.00	79.99	C	0.81	-35.04	57	0.98	0.99	1.00
152	0.38118	1.00	79.99	C	0.81	-35.04	57	0.99	0.99	1.00
154	0.38619	1.00	79.99	C	0.81	-35.04	57	0.99	1.00	1.00
156	0.39121	1.00	79.99	C	0.81	-35.04	57	0.99	1.00	1.00
158	0.39623	1.00	80.00	C	0.81	-35.04	57	0.99	1.00	1.00
160	0.40124	1.00	80.00	C	0.81	-35.04	57	0.99	1.00	1.00
162	0.40626	1.00	80.00	C	0.81	-35.04	57	0.99	1.00	1.00

Consolidación alrededor de columnas de grava **Influencia de la deformación de la columna**

Hoja para calcular la evolución de las magnitudes con el tiempo

La solución de referencia es la de Barron/Hansbo sin remoldeo ni permeabilidad finita del dren

Sólo drenaje radial

Parámetros intermedios de la consolidación

$f(a_r)$	0.583
$T_{r,y}$	0.04013
$t_{r,y}$	16.0 días

0.043837 años

Evolución de las diferentes magnitudes

(a la profundidad z)

t	T_r	u	ϵ_z	σ_{zc}	σ_{zs}	σ'_{zs}	SCF	σ_{zc}/p_a	σ_{zs}/p_a	σ'_{zs}/p_a
[días]		[kPa]		[kPa]	[kPa]	[kPa]		Tensiones medias debido a p_a		
Estado inicial no incluido										
0.05	0.00013	222.90	0.00013	173.82	223.91	1.01	0.78	0.79	1.02	0.00
2	0.00502	198.17	0.00091	280.99	212.94	14.77	1.32	1.28	0.97	0.07
4	0.01003	175.66	0.00162	378.57	202.95	27.29	1.87	1.73	0.93	0.12
6	0.01505	155.70	0.00224	465.07	194.09	38.39	2.40	2.12	0.89	0.18
8	0.02006	138.01	0.00280	541.73	186.24	48.23	2.91	2.47	0.85	0.22
10	0.02508	122.33	0.00329	609.69	179.28	56.96	3.40	2.78	0.82	0.26
12	0.03009	108.43	0.00373	669.93	173.12	64.69	3.87	3.06	0.79	0.30
14	0.03511	96.11	0.00411	723.32	167.65	71.54	4.31	3.30	0.76	0.33
16	0.04012	85.19	0.00446	770.64	162.80	77.61	4.73	3.51	0.74	0.35
18	0.04514	79.84	0.00475	769.83	162.89	83.05	4.73	3.51	0.74	0.38
20	0.05016	74.82	0.00503	769.07	162.97	88.14	4.72	3.51	0.74	0.40
22	0.05517	70.12	0.00529	768.35	163.04	92.92	4.71	3.50	0.74	0.42
24	0.06019	65.72	0.00553	767.67	163.11	97.39	4.71	3.50	0.74	0.44
26	0.06520	61.59	0.00576	767.04	163.17	101.59	4.70	3.50	0.74	0.46
28	0.07022	57.72	0.00597	766.45	163.23	105.52	4.70	3.50	0.74	0.48
30	0.07523	54.09	0.00617	765.90	163.29	109.20	4.69	3.49	0.74	0.50
32	0.08025	50.69	0.00636	765.38	163.34	112.65	4.69	3.49	0.74	0.51
34	0.08526	47.51	0.00653	764.89	163.39	115.88	4.68	3.49	0.75	0.53
36	0.09028	44.52	0.00670	764.43	163.44	118.92	4.68	3.49	0.75	0.54
38	0.09529	41.73	0.00685	764.01	163.48	121.76	4.67	3.48	0.75	0.56
40	0.10031	39.11	0.00700	763.60	163.52	124.42	4.67	3.48	0.75	0.57
42	0.10533	36.65	0.00713	763.23	163.56	126.91	4.67	3.48	0.75	0.58
44	0.11034	34.35	0.00726	762.88	163.60	129.25	4.66	3.48	0.75	0.59
46	0.11536	32.19	0.00738	762.55	163.63	131.44	4.66	3.48	0.75	0.60
48	0.12037	30.17	0.00749	762.24	163.66	133.50	4.66	3.48	0.75	0.61
50	0.12539	28.27	0.00759	761.95	163.69	135.42	4.65	3.48	0.75	0.62
52	0.13040	26.50	0.00769	761.68	163.72	137.23	4.65	3.47	0.75	0.63
54	0.13542	24.83	0.00778	761.42	163.75	138.92	4.65	3.47	0.75	0.63
56	0.14043	23.27	0.00787	761.18	163.77	140.50	4.65	3.47	0.75	0.64
58	0.14545	21.81	0.00795	760.96	163.80	141.99	4.65	3.47	0.75	0.65
60	0.15047	20.44	0.00802	760.75	163.82	143.38	4.64	3.47	0.75	0.65
62	0.15548	19.15	0.00809	760.55	163.84	144.68	4.64	3.47	0.75	0.66
64	0.16050	17.95	0.00816	760.37	163.86	145.90	4.64	3.47	0.75	0.67

66	0.16551	16.82	0.00822	760.20	163.87	147.05	4.64	3.47	0.75	0.67
68	0.17053	15.77	0.00828	760.03	163.89	148.12	4.64	3.47	0.75	0.68
70	0.17554	14.78	0.00834	759.88	163.91	149.13	4.64	3.47	0.75	0.68
72	0.18056	13.85	0.00839	759.74	163.92	150.07	4.63	3.47	0.75	0.68
74	0.18557	12.98	0.00843	759.61	163.93	150.96	4.63	3.46	0.75	0.69
76	0.19059	12.16	0.00848	759.48	163.95	151.78	4.63	3.46	0.75	0.69
78	0.19560	11.40	0.00852	759.37	163.96	152.56	4.63	3.46	0.75	0.70
80	0.20062	10.68	0.00856	759.26	163.97	153.29	4.63	3.46	0.75	0.70
82	0.20564	10.01	0.00860	759.15	163.98	153.97	4.63	3.46	0.75	0.70
84	0.21065	9.38	0.00863	759.06	163.99	154.61	4.63	3.46	0.75	0.71
86	0.21567	8.79	0.00867	758.97	164.00	155.21	4.63	3.46	0.75	0.71
88	0.22068	8.24	0.00870	758.88	164.01	155.77	4.63	3.46	0.75	0.71
90	0.22570	7.72	0.00872	758.80	164.02	156.29	4.63	3.46	0.75	0.71
92	0.23071	7.24	0.00875	758.73	164.02	156.79	4.63	3.46	0.75	0.72
94	0.23573	6.78	0.00878	758.66	164.03	157.25	4.63	3.46	0.75	0.72
96	0.24074	6.36	0.00880	758.60	164.04	157.68	4.62	3.46	0.75	0.72
98	0.24576	5.96	0.00882	758.53	164.04	158.09	4.62	3.46	0.75	0.72
100	0.25078	5.58	0.00884	758.48	164.05	158.47	4.62	3.46	0.75	0.72
102	0.25579	5.23	0.00886	758.42	164.06	158.82	4.62	3.46	0.75	0.72
104	0.26081	4.90	0.00888	758.37	164.06	159.16	4.62	3.46	0.75	0.73
106	0.26582	4.60	0.00890	758.33	164.07	159.47	4.62	3.46	0.75	0.73
108	0.27084	4.31	0.00891	758.28	164.07	159.76	4.62	3.46	0.75	0.73
110	0.27585	4.04	0.00893	758.24	164.07	160.04	4.62	3.46	0.75	0.73
112	0.28087	3.78	0.00894	758.20	164.08	160.29	4.62	3.46	0.75	0.73
114	0.28588	3.55	0.00895	758.17	164.08	160.54	4.62	3.46	0.75	0.73
116	0.29090	3.32	0.00897	758.13	164.09	160.76	4.62	3.46	0.75	0.73
118	0.29592	3.11	0.00898	758.10	164.09	160.97	4.62	3.46	0.75	0.73
120	0.30093	2.92	0.00899	758.07	164.09	161.17	4.62	3.46	0.75	0.74
122	0.30595	2.73	0.00900	758.04	164.09	161.36	4.62	3.46	0.75	0.74
124	0.31096	2.56	0.00901	758.02	164.10	161.53	4.62	3.46	0.75	0.74
126	0.31598	2.40	0.00902	757.99	164.10	161.70	4.62	3.46	0.75	0.74
128	0.32099	2.25	0.00903	757.97	164.10	161.85	4.62	3.46	0.75	0.74
130	0.32601	2.11	0.00903	757.95	164.10	161.99	4.62	3.46	0.75	0.74
132	0.33102	1.98	0.00904	757.93	164.11	162.13	4.62	3.46	0.75	0.74
134	0.33604	1.85	0.00905	757.91	164.11	162.26	4.62	3.46	0.75	0.74
136	0.34105	1.74	0.00905	757.89	164.11	162.37	4.62	3.46	0.75	0.74
138	0.34607	1.63	0.00906	757.87	164.11	162.48	4.62	3.46	0.75	0.74
140	0.35109	1.53	0.00907	757.86	164.11	162.59	4.62	3.46	0.75	0.74
142	0.35610	1.43	0.00907	757.84	164.11	162.69	4.62	3.46	0.75	0.74
144	0.36112	1.34	0.00908	757.83	164.12	162.78	4.62	3.46	0.75	0.74
146	0.36613	1.26	0.00908	757.81	164.12	162.86	4.62	3.46	0.75	0.74
148	0.37115	1.18	0.00908	757.80	164.12	162.94	4.62	3.46	0.75	0.74
150	0.37616	1.10	0.00909	757.79	164.12	163.02	4.62	3.46	0.75	0.74
152	0.38118	1.03	0.00909	757.78	164.12	163.09	4.62	3.46	0.75	0.74
154	0.38619	0.97	0.00910	757.77	164.12	163.15	4.62	3.46	0.75	0.74
156	0.39121	0.91	0.00910	757.76	164.12	163.22	4.62	3.46	0.75	0.74
158	0.39623	0.85	0.00910	757.75	164.12	163.27	4.62	3.46	0.75	0.74
160	0.40124	0.80	0.00911	757.74	164.12	163.33	4.62	3.46	0.75	0.74
162	0.40626	0.75	0.00911	757.74	164.13	163.38	4.62	3.46	0.75	0.75
164	0.41127	0.70	0.00911	757.73	164.13	163.43	4.62	3.46	0.75	0.75
166	0.41629	0.66	0.00911	757.72	164.13	163.47	4.62	3.46	0.75	0.75
168	0.42130	0.61	0.00912	757.72	164.13	163.51	4.62	3.46	0.75	0.75
170	0.42632	0.58	0.00912	757.71	164.13	163.55	4.62	3.46	0.75	0.75
172	0.43133	0.54	0.00912	757.71	164.13	163.59	4.62	3.46	0.75	0.75
174	0.43635	0.51	0.00912	757.70	164.13	163.62	4.62	3.46	0.75	0.75
176	0.44136	0.47	0.00912	757.70	164.13	163.66	4.62	3.46	0.75	0.75
178	0.44638	0.44	0.00913	757.69	164.13	163.69	4.62	3.46	0.75	0.75

Con esta formulación es posible apreciar las evoluciones de las diferentes magnitudes en el tiempo. Se observa la evolución de la deformación en el tiempo la cual se expresa en los asentamientos logrados, en base a estos es posible definir un cierto grado de consolidación bajo el muro TEM y el tiempo asociado a su obtención.

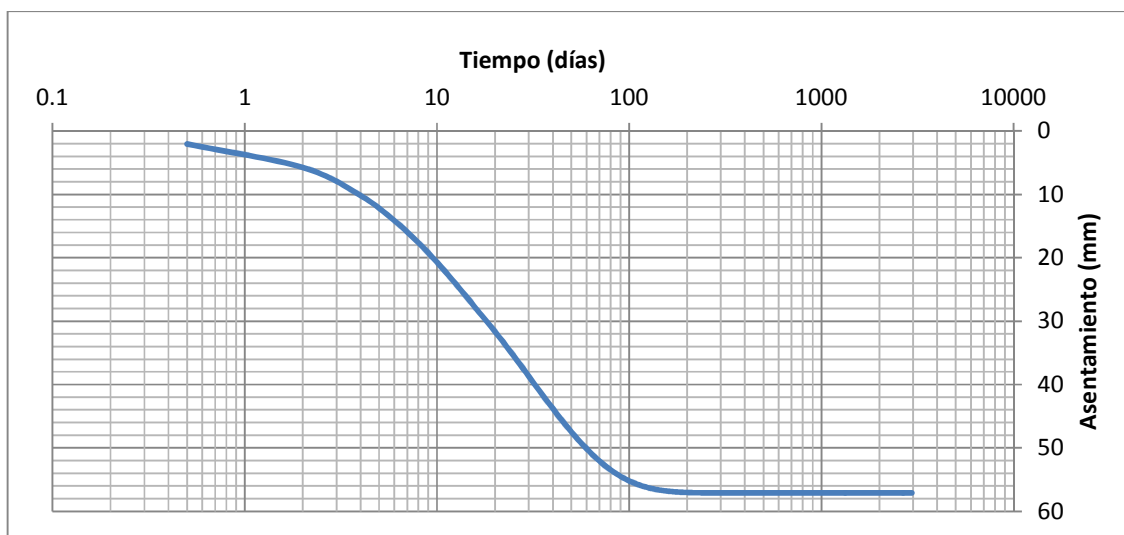


Gráfico E. 1 Asentamiento en el tiempo para el tramo 1

El gráfico E.1 muestra la evolución del asentamiento en el tiempo para la configuración triangular de diámetro 0.8 m y espaciamiento 2.5 m, es posible apreciar que el 80% del asentamiento que corresponde a 46 mm, se alcanza en menos de 2 meses.

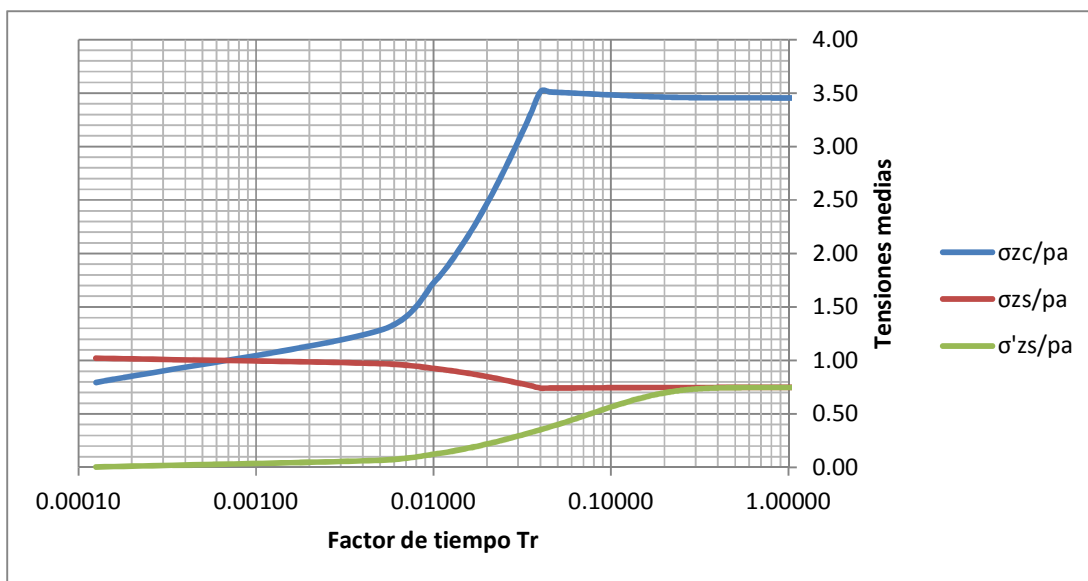


Gráfico E. 2 Tensiones medias en la columna y el suelo para el tramo 1

Las tensiones medias mostradas en el grafico E.2 corresponden al factor de concentración de tensiones debido a la carga aplicada al suelo de fundación (σ_{zc}/p_a , σ_{zs}/p_a y σ'_{zs}/p_a), tanto en la columna como en el suelo. Este gráfico muestra el desarrollo en el tiempo de la distribución de tensiones medias en el suelo y la columna. La línea azul representa la tensión media desarrollada en la columna, ésta recibe inicialmente menores tensiones que el suelo pero a medida que el tiempo transcurre rápidamente comienza a recibir mayores tensiones verticales. El punto más alto de la curva azul representa el punto de plastificación de las columnas de grava, es aquí donde se producen las mayores tensiones verticales en la columna por lo que en este punto se hace imperativo revisar la capacidad que tiene la columna para soportar dichas tensiones. La línea verde, que representa la tensión media efectiva desarrollada en el suelo, se iguala con la tensión media desarrollada por el suelo, la línea roja, en el punto donde se produce el drenaje total del sistema por lo que este sería el límite para el estudio a corto y largo plazo. Después de esto se aprecia que todas las tensiones se mantienen constantes en el tiempo dando lugar al reacomodo final de las partículas hasta alcanzar la consolidación final.

En los tramos posteriores se mostrara la hoja de cálculo de la celda unidad y del asentamiento, la evolución de las tensiones medias en el tiempo no se entregará ya que en este análisis lo relevante es el asentamiento y el tiempo en el cual se produce, sin embargo es claro que esta evolución de las tensiones medias sirve para entender el fenómeno y definir el límite del estudio en el corto y largo plazo.

En los tramos restantes se observa un comportamiento similar aunque difieren los tiempos en los que ocurre cada cambio.

**Memoria de cálculo de Asentamiento y Tiempo de
Consolidación
Tramo 2
 $5 \text{ m} \geq h > 3.5 \text{ m}$**

Consolidación alrededor de columnas de grava

Influencia de la deformación de la columna

Hoja para el cálculo de la "celda unidad"
 Un único escalón instantáneo de carga
 Las columnas alcanzan un estrato rígido
 Tensiones a una profundidad z.
 KN y m
Datos

Muro TEM	
h muro	5.75 m
Y_s	18.000 kN/m ³
Relleno y/o blanket	
h relleno	3.75 m
Y_s	19 kN/m ³
carga vehicular	10 kN/m ²

h nivel terreno	5 m
h enterramiento	0.75 m
h total relleno	4.5 m

Geometría	
dc	0.8 m
s	3 m
malla	Triangular
z	0 m
L	6.3 m

Suelo	
E_s	7845 kN/m ²
v_s	0.4
c_v	0.01728 m ² /día
Y'_s	5 kN/m ³
k_{0s}	0.67

Columna	
E_c	150000 kN/m ²
v_c	0.35
Y'_c	10 kN/m ³
Φ_c	43 °
Ψ_c	10 °

Carga aplicada	
P_a	184.75 kN/m ²

E_c/E_s	19.12046
-----------	----------

Parámetros intermedios

Geometría	
d_i	3.15 m
A_c	0.502655 m ²
A_l	7.793113 m ²
a_r	0.0645
N	3.9375
hs	2.598076 m
r	1.118034 m

Suelo	
G_s	2801.786 kN/m ²
λ_s	11207.14 kN/m ²
$E_{m,s}$	16810.71 kN/m ²

Columna	
G_c	55555.56 kN/m ²
λ_c	129629.6 kN/m ²
k_{ac}	0.189062
$k_{\psi c}$	0.704088

$E_{m,c}$	240740.7 kN/m ²
-----------	----------------------------

Caso elástico

H	2861779
F	0.313045

Estado inicial		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	-	-
s_{res}	-	-
σ_{res}	0	0
σ_{rsl}		0
$\sigma_{\theta es}$	0	0
$\sigma_{\theta sl}$		0
σ_z	0	0
σ_{oct}	0	0
ϵ_v	0	0
u	0	0

Carga no drenada		
(Tensión total [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.0000655320	
s_{res}	-0.190094043	
σ_{res}	184.5079	184.5079
σ_{rsl}		187.1709
$\sigma_{\theta es}$	184.5079	190.2011
$\sigma_{\theta sl}$		187.5381
σ_z	138.9853	187.9053
σ_{oct}	169.3337	187.5381
ϵ_v	0.001016	0
u	0	187.5381

Estado final		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.006979086	
s_{res}	0.873907609	
σ_{res}	95.52262	95.52262
σ_{rsl}		83.28012
$\sigma_{\theta es}$	95.52262	69.34944
$\sigma_{\theta sl}$		81.59195
σ_z	1113.729	120.6998
σ_{oct}	434.9247	95.19061
ϵ_v	0.00261	0.00728
u	0	0

c_v^{zre}/c_v	1.532325
-----------------	----------

SCF ^{*u}	0.739656107
SCF ^{*e}	9.227265926
k_u	1.327535046
k_e	0.085768304

Asiento no drenado	0.412852 mm
Asiento sin columnas	69.23709 mm
Asiento con columna elástica	43.96824 mm
$\eta_{elástico}$	1.574707

r_c	0.4 m
r_l	1.575 m

SCF* sin tensiones iniciales
 k_u, k_e : relación entre tensiones radiales y verticales
 (sin drenaje y elástico final)

Caso plástico

U_y^e	0.579024
u_y	78.94903
J	16832.62

Plastificación SI

Δu	-78.9490327
u	0

Instante de plastificación		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.004068646	
s_{rcs}	0.425988536	
σ_{rcs}	132.9833	54.03425
σ_{rsl}		48.0666
$\sigma_{\theta cs}$	132.9833	41.27606
$\sigma_{\theta sl}$		47.2437
σ_z	703.3852	70.04265
σ_{oct}	323.1173	55.11765
ϵ_v	0.001939	0.004215
u	0	78.94903

Estado inicial no incluido

c_v^{zIP}/c_v	0.954698
-----------------	----------

Incremento plástico		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
$\Delta \epsilon_z$	0.004480459	
Δs_{rcs}	1.27269824	
$\Delta \sigma_{rcs}$	-3.53116	75.41787
$\Delta \sigma_{rsl}$		57.58873
$\Delta \sigma_{\theta cs}$	-3.53116	37.30106
$\Delta \sigma_{\theta sl}$		55.1302
$\Delta \sigma_z$	-18.6773	80.23677
$\Delta \sigma_{oct}$	-8.57987	64.31857
$\Delta \epsilon_v$	-0.00188	0.004919
Δu	0	-78.949

SCF	4.556232068
SCF*	4.556232068
k_{final}	0.189061801

SCF* sin tensiones iniciales

Estado final		
(Tensión T & Ef. (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.008549105	
s_{rcs}	1.698686776	
σ_{rcs}	129.4521	129.4521
σ_{rsl}	0	105.6553
$\sigma_{\theta cs}$	129.4521	78.57712
$\sigma_{\theta sl}$	0	102.3739
σ_z	684.7079	150.2794
σ_{oct}	314.5374	119.4362
ϵ_v	5.57E-05	0.009135
u	0	0

Asiento sin columnas	69.23709 mm
Asiento con columnas	53.85936 mm
n	1.285516

Consolidación alrededor de columnas de grava **Influencia de la deformación de la columna**

Hoja para calcular la evolución del asiento en superficie con el tiempo

La solución de referencia es la de Barron/Hansbo sin remodelo ni permeabilidad finita del dren

Integración analítica de la deformación vertical

Fase A ($z_c < 0$): toda la columna es elástica

Fase B ($0 < z_c < L$): la parte superior de la columna ($z < z_c$) ha plastificado y el resto ($z > z_c$) no

Fase C ($z_c > L$): toda la columna ha plastificado

Parámetros intermedios de integración

λ_{ep}	0.62
η	7.63 kN/m ³
κ_u	-836.93 kPa
κ_f^e	608.48 kPa
P(L)	0.60
Q(L)	-4.48 m

Tiempo para U %	U _z	U _r	U _t	
80	84	84	40	días
	0.230137	0.230137	0.10959	años

Asiento en superficie

t	T _r	U _y ^e	z _c	Fase	P(z _c)	Q(z _c)	s _z	U _z	U _r	U _t
[días]			[m]			[m]	[mm]			
0.05	0.00009	0.00	-109.40	A	0.29	95.49	0	0.00	0.00	0.00
2	0.00348	0.06	-98.93	A	0.32	85.14	3	0.05	0.04	0.08
4	0.00697	0.11	-88.80	A	0.34	75.33	5	0.09	0.07	0.16
6	0.01045	0.16	-79.24	A	0.37	66.28	7	0.13	0.11	0.22
8	0.01393	0.21	-70.22	A	0.39	57.93	9	0.17	0.14	0.29
10	0.01741	0.25	-61.71	A	0.42	50.23	11	0.21	0.17	0.34
12	0.02090	0.30	-53.69	A	0.44	43.12	13	0.24	0.20	0.40
14	0.02438	0.34	-46.12	A	0.46	36.56	15	0.27	0.23	0.44
16	0.02786	0.37	-38.98	A	0.48	30.50	17	0.30	0.26	0.49
18	0.03135	0.41	-32.25	A	0.49	24.92	18	0.33	0.29	0.53
20	0.03483	0.44	-25.90	A	0.51	19.76	20	0.36	0.32	0.56
22	0.03831	0.47	-19.90	A	0.53	15.01	21	0.39	0.34	0.60
24	0.04180	0.50	-14.25	A	0.54	10.62	22	0.41	0.37	0.63
26	0.04528	0.53	-8.92	A	0.56	6.57	24	0.43	0.39	0.65
28	0.04876	0.56	-3.89	A	0.57	2.83	25	0.46	0.41	0.68
30	0.05224	0.58	0.85	B	0.58	-0.61	26	0.48	0.44	0.70
32	0.05573	0.61	5.33	B	0.59	-3.80	27	0.49	0.46	0.73
34	0.05921	0.63	9.55	C	0.60	-6.73	28	0.51	0.48	0.74
36	0.06269	0.65	13.53	C	0.61	-9.44	29	0.53	0.50	0.76
38	0.06618	0.67	17.29	C	0.62	-11.94	30	0.55	0.52	0.78
40	0.06966	0.69	20.83	C	0.63	-14.25	30	0.56	0.53	0.80
42	0.07314	0.71	24.17	C	0.64	-16.37	31	0.58	0.55	0.81
44	0.07663	0.72	27.32	C	0.65	-18.34	32	0.59	0.57	0.82
46	0.08011	0.74	30.29	C	0.66	-20.15	33	0.61	0.58	0.84
48	0.08359	0.75	33.10	C	0.67	-21.82	34	0.62	0.60	0.85
50	0.08707	0.77	35.74	C	0.67	-23.37	34	0.63	0.61	0.86
52	0.09056	0.78	38.24	C	0.68	-24.79	35	0.65	0.63	0.87
54	0.09404	0.79	40.59	C	0.69	-26.10	36	0.66	0.64	0.88
56	0.09752	0.81	42.81	C	0.69	-27.32	36	0.67	0.66	0.89

58	0.10101	0.82	44.91	C	0.70	-28.43	37	0.68	0.67	0.89
60	0.10449	0.83	46.88	C	0.70	-29.47	37	0.69	0.68	0.90
62	0.10797	0.84	48.75	C	0.71	-30.42	38	0.70	0.69	0.91
64	0.11146	0.85	50.51	C	0.71	-31.30	39	0.71	0.70	0.92
66	0.11494	0.85	52.16	C	0.72	-32.11	39	0.72	0.72	0.92
68	0.11842	0.86	53.73	C	0.72	-32.86	40	0.73	0.73	0.93
70	0.12190	0.87	55.20	C	0.72	-33.55	40	0.74	0.74	0.93
72	0.12539	0.88	56.60	C	0.73	-34.18	41	0.75	0.75	0.94
74	0.12887	0.88	57.91	C	0.73	-34.77	41	0.76	0.76	0.94
76	0.13235	0.89	59.15	C	0.74	-35.31	42	0.77	0.76	0.95
78	0.13584	0.90	60.31	C	0.74	-35.82	42	0.78	0.77	0.95
80	0.13932	0.90	61.42	C	0.74	-36.28	42	0.78	0.78	0.95
82	0.14280	0.91	62.46	C	0.74	-36.70	43	0.79	0.79	0.96
84	0.14629	0.91	63.44	C	0.75	-37.10	43	0.80	0.80	0.96
86	0.14977	0.92	64.36	C	0.75	-37.46	43	0.81	0.81	0.96
88	0.15325	0.92	65.23	C	0.75	-37.79	44	0.81	0.81	0.97
90	0.15673	0.93	66.06	C	0.75	-38.10	44	0.82	0.82	0.97
92	0.16022	0.93	66.83	C	0.76	-38.39	45	0.83	0.83	0.97
94	0.16370	0.94	67.56	C	0.76	-38.65	45	0.83	0.83	0.97
96	0.16718	0.94	68.26	C	0.76	-38.89	45	0.84	0.84	0.97
98	0.17067	0.94	68.91	C	0.76	-39.12	45	0.84	0.85	0.98
100	0.17415	0.95	69.52	C	0.76	-39.32	46	0.85	0.85	0.98
102	0.17763	0.95	70.10	C	0.76	-39.52	46	0.85	0.86	0.98
104	0.18112	0.95	70.65	C	0.77	-39.69	46	0.86	0.86	0.98
106	0.18460	0.95	71.16	C	0.77	-39.85	47	0.86	0.87	0.98
108	0.18808	0.96	71.65	C	0.77	-40.00	47	0.87	0.87	0.98
110	0.19156	0.96	72.11	C	0.77	-40.14	47	0.87	0.88	0.98
112	0.19505	0.96	72.54	C	0.77	-40.27	47	0.88	0.88	0.99
114	0.19853	0.96	72.95	C	0.77	-40.39	47	0.88	0.89	0.99
116	0.20201	0.97	73.33	C	0.77	-40.50	48	0.88	0.89	0.99
118	0.20550	0.97	73.70	C	0.77	-40.60	48	0.89	0.89	0.99
120	0.20898	0.97	74.04	C	0.77	-40.69	48	0.89	0.90	0.99
122	0.21246	0.97	74.36	C	0.78	-40.77	48	0.90	0.90	0.99
124	0.21595	0.97	74.67	C	0.78	-40.85	48	0.90	0.91	0.99
126	0.21943	0.97	74.96	C	0.78	-40.93	49	0.90	0.91	0.99
128	0.22291	0.98	75.23	C	0.78	-40.99	49	0.91	0.91	0.99
130	0.22639	0.98	75.48	C	0.78	-41.05	49	0.91	0.92	0.99
132	0.22988	0.98	75.72	C	0.78	-41.11	49	0.91	0.92	0.99
134	0.23336	0.98	75.95	C	0.78	-41.16	49	0.91	0.92	0.99
136	0.23684	0.98	76.17	C	0.78	-41.21	49	0.92	0.93	0.99
138	0.24033	0.98	76.37	C	0.78	-41.26	50	0.92	0.93	0.99
140	0.24381	0.98	76.56	C	0.78	-41.30	50	0.92	0.93	0.99
142	0.24729	0.98	76.74	C	0.78	-41.34	50	0.93	0.93	1.00
144	0.25078	0.99	76.91	C	0.78	-41.37	50	0.93	0.94	1.00
146	0.25426	0.99	77.07	C	0.78	-41.41	50	0.93	0.94	1.00
148	0.25774	0.99	77.22	C	0.78	-41.44	50	0.93	0.94	1.00
150	0.26122	0.99	77.37	C	0.78	-41.46	50	0.93	0.94	1.00
152	0.26471	0.99	77.50	C	0.78	-41.49	50	0.94	0.94	1.00
154	0.26819	0.99	77.63	C	0.78	-41.51	51	0.94	0.95	1.00
156	0.27167	0.99	77.75	C	0.78	-41.53	51	0.94	0.95	1.00
158	0.27516	0.99	77.86	C	0.78	-41.55	51	0.94	0.95	1.00
160	0.27864	0.99	77.97	C	0.78	-41.57	51	0.94	0.95	1.00
162	0.28212	0.99	78.07	C	0.79	-41.59	51	0.95	0.95	1.00

Memoria de cálculo de Asentamiento y Tiempo de

Consolidación

Tramo 3

$$3.5 \text{ m} \geq h > 2 \text{ m}$$

Consolidación alrededor de columnas de grava

Influencia de la deformación de la columna

Hoja para el cálculo de la "celda unidad"
 Un único escalón instantáneo de carga
 Las columnas alcanzan un estrato rígido
 Tensiones a una profundidad z.
 KN y m
Datos

Muro TEM	
h muro	4.18 m
Y_s	18.000 kN/m ³
Relleno y/o blanket	
h relleno	0.9 m
Y_s	19 kN/m ³
carga vehicular	10 kN/m ²

h nivel terreno	3.5 m
h enterramiento	0.68 m
h total relleno	1.58 m

Geometría	
dc	0.8 m
s	4 m
mallá	Triangular
z	0 m
L	9.1 m

Suelo	
E_s	7845 kN/m ²
v_s	0.4
c_v	0.01728 m ² /día
Y'_s	5 kN/m ³
k_{0s}	0.67

Columna	
E_c	150000 kN/m ²
v_c	0.35
Y'_c	10 kN/m ³
Φ_c	43 °
Ψ_c	10 °

Carga aplicada	
P_a	102.34 kN/m ²

E_c/E_s	19.12046
-----------	----------

Parámetros intermedios

Geometría	
d_j	4.2 m
A_c	0.502655 m ²
A_l	13.85442 m ²
a_r	0.036281
N	5.25
hs	3.464102 m
r	1.490712 m

Suelo	
G_s	2801.786 kN/m ²
λ_s	11207.14 kN/m ²
$E_{m,s}$	16810.71 kN/m ²

Columna	
G_c	55555.56 kN/m ²
λ_c	129629.6 kN/m ²
k_{ac}	0.189062
$k_{\psi c}$	0.704088

$E_{m,c}$	240740.7 kN/m ²
-----------	----------------------------

Caso elástico

H	5128637
F	0.313918

Estado inicial		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	-	-
s_{res}	-	-
σ_{rcs}	0	0
σ_{rsl}		0
$\sigma_{\theta cs}$	0	0
$\sigma_{\theta sl}$		0
σ_z	0	0
σ_{oct}	0	0
ϵ_v	0	0
u	0	0

Carga no drenada		
(Tensión total [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.0000201392	
s_{res}	-0.106989639	
σ_{rcs}	101.6751	101.6751
σ_{rsl}		103.1739
$\sigma_{\theta cs}$	101.6751	104.7856
$\sigma_{\theta sl}$		103.2868
σ_z	74.19347	103.3996
σ_{oct}	92.51457	103.2868
ϵ_v	0.000555	0
u	0	103.2868

Estado final		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.004602104	
s_{res}	0.577874103	
σ_{rcs}	61.50044	61.50044
σ_{rsl}		53.40505
$\sigma_{\theta cs}$	61.50044	44.70011
$\sigma_{\theta sl}$		52.79551
σ_z	733.3659	78.58373
σ_{oct}	285.4556	61.59476
ϵ_v	0.001713	0.004711
u	0	0

c_v^{zre}/c_v	1.304237
-----------------	----------

SCF^*_u	0.717540918
SCF^*_e	9.332287192
k_u	1.370405278
k_e	0.083860513

Asiento no drenado	0.183267 mm
Asiento sin columnas	55.39884 mm
Asiento con columna elástica	41.87915 mm
$\eta_{elástico}$	1.322826

r_c	0.4 m
r_l	2.1 m

SCF^* sin tensiones iniciales
 k_u, k_e : relación entre tensiones radiales y verticales
 (sin drenaje y elástico final)

Caso plástico

U_y^e	0.531848
u_y	48.35395
J	16085.31

Plastificación SI

Δu	-48.3539481
u	0

Instante de plastificación		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.002457047	
s_{rcs}	0.257253546	
σ_{rcs}	80.30831	31.95436
σ_{rsl}	28.35052	
$\sigma_{\theta cs}$	80.30831	24.47532
$\sigma_{\theta sl}$	28.07917	
σ_z	424.7728	41.84741
σ_{oct}	195.1298	32.75903
ϵ_v	0.001171	0.002505
u	0	48.35395

Incremento plástico		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
$\Delta \epsilon_z$	0.002812914	
Δs_{rcs}	0.799023276	
$\Delta \sigma_{rcs}$	-3.10735	45.2466
$\Delta \sigma_{rsl}$	34.05314	
$\Delta \sigma_{\theta cs}$	-3.10735	22.01688
$\Delta \sigma_{\theta sl}$	33.21034	
$\Delta \sigma_z$	-16.4356	48.9727
$\Delta \sigma_{oct}$	-7.55011	38.74539
$\Delta \epsilon_v$	-0.00118	0.002963
Δu	0	-48.3539

Estado final		
(Tensión T & Ef. (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.005269961	
s_{rcs}	1.056276822	
σ_{rcs}	77.20096	77.20096
σ_{rsl}	0	62.40365
$\sigma_{\theta cs}$	77.20096	46.4922
$\sigma_{\theta sl}$	0	61.2895
σ_z	408.3372	90.82011
σ_{oct}	187.5797	71.50442
ϵ_v	-1.1E-05	0.005469
u	0	0

Estado inicial no incluido

c_v^{zfp}/c_v	0.970661
-----------------	----------

SCF	4.4961098
SCF*	4.4961098
k_{final}	0.189061801

Asiento sin columnas	55.39884 mm
Asiento con columnas	47.95664 mm
n	1.155186

SCF* sin tensiones iniciales

Consolidación alrededor de columnas de grava **Influencia de la deformación de la columna**

Hoja para calcular la evolución del asiento en superficie con el tiempo

La solución de referencia es la de Barron/Hansbo sin remoldeo ni permeabilidad finita del dren

Integración analítica de la deformación vertical

Fase A ($z_c < 0$): toda la columna es elástica

Fase B ($0 < z_c < L$): la parte superior de la columna ($z < z_c$) ha plastificado y el resto ($z > z_c$) no

Fase C ($z_c > L$): toda la columna ha plastificado

Parámetros intermedios de integración

λ_{ep}	0.74
η	7.63 kN/m ³
κ_u	-463.59 kPa
κ_f^e	408.07 kPa
P(L)	0.57
Q(L)	-7.32 m

Tiempo para U %	U _z	U _r	U _t	
80	202	200	98	días
	0.553425	0.547945	0.26849	años

Asiento en superficie

t	T _r	U _y ^e	z _c	Fase	P(z _c)	Q(z _c)	s _z	U _z	U _r	U _t
[días]			[m]			[m]	[mm]			
0.05	0.00005	0.00	-60.69	A	0.27	55.83	0	0.00	0.00	0.00
2	0.00196	0.02	-58.39	A	0.28	53.54	1	0.02	0.02	0.03
4	0.00392	0.04	-56.08	A	0.29	51.25	2	0.04	0.03	0.07
6	0.00588	0.06	-53.82	A	0.30	49.02	3	0.05	0.05	0.10
8	0.00784	0.08	-51.61	A	0.31	46.84	4	0.07	0.06	0.13
10	0.00980	0.10	-49.44	A	0.32	44.72	4	0.09	0.08	0.16
12	0.01176	0.12	-47.31	A	0.32	42.66	5	0.10	0.09	0.18
14	0.01371	0.14	-45.23	A	0.33	40.65	6	0.12	0.11	0.21
16	0.01567	0.15	-43.19	A	0.34	38.69	7	0.13	0.12	0.24
18	0.01763	0.17	-41.20	A	0.35	36.78	7	0.15	0.13	0.26
20	0.01959	0.19	-39.24	A	0.36	34.93	8	0.16	0.15	0.29
22	0.02155	0.21	-37.33	A	0.37	33.11	9	0.18	0.16	0.31
24	0.02351	0.22	-35.45	A	0.38	31.35	9	0.19	0.17	0.33
26	0.02547	0.24	-33.61	A	0.38	29.63	10	0.21	0.19	0.36
28	0.02743	0.25	-31.82	A	0.39	27.96	11	0.22	0.20	0.38
30	0.02939	0.27	-30.06	A	0.40	26.33	11	0.23	0.21	0.40
32	0.03135	0.28	-28.33	A	0.41	24.74	12	0.25	0.23	0.42
34	0.03331	0.30	-26.64	A	0.42	23.20	13	0.26	0.24	0.44
36	0.03527	0.31	-24.99	A	0.42	21.69	13	0.27	0.25	0.46
38	0.03722	0.33	-23.37	A	0.43	20.22	14	0.29	0.26	0.47
40	0.03918	0.34	-21.78	A	0.44	18.79	14	0.30	0.27	0.49
42	0.04114	0.35	-20.23	A	0.44	17.40	15	0.31	0.29	0.51
44	0.04310	0.37	-18.70	A	0.45	16.04	16	0.32	0.30	0.52
46	0.04506	0.38	-17.21	A	0.46	14.72	16	0.33	0.31	0.54
48	0.04702	0.39	-15.75	A	0.46	13.43	17	0.34	0.32	0.55
50	0.04898	0.41	-14.32	A	0.47	12.18	17	0.35	0.33	0.57
52	0.05094	0.42	-12.92	A	0.48	10.96	18	0.37	0.34	0.58
54	0.05290	0.43	-11.55	A	0.48	9.77	18	0.38	0.35	0.59
56	0.05486	0.44	-10.21	A	0.49	8.61	19	0.39	0.36	0.61

58	0.05682	0.45	-8.90	A	0.49	7.48	19	0.40	0.37	0.62
60	0.05878	0.47	-7.61	A	0.50	6.38	20	0.41	0.38	0.63
62	0.06073	0.48	-6.35	A	0.50	5.30	20	0.42	0.39	0.64
64	0.06269	0.49	-5.11	A	0.51	4.26	20	0.43	0.40	0.66
66	0.06465	0.50	-3.90	A	0.51	3.24	21	0.43	0.41	0.67
68	0.06661	0.51	-2.72	A	0.52	2.25	21	0.44	0.42	0.68
70	0.06857	0.52	-1.56	A	0.53	1.29	22	0.45	0.43	0.69
72	0.07053	0.53	-0.42	A	0.53	0.35	22	0.46	0.44	0.70
74	0.07249	0.54	0.69	B	0.53	-0.57	23	0.47	0.45	0.71
76	0.07445	0.55	1.78	B	0.54	-1.46	23	0.48	0.46	0.72
78	0.07641	0.56	2.85	B	0.54	-2.33	23	0.49	0.46	0.72
80	0.07837	0.57	3.90	B	0.55	-3.18	24	0.49	0.47	0.73
82	0.08033	0.57	4.92	B	0.55	-4.00	24	0.50	0.48	0.74
84	0.08229	0.58	5.92	B	0.56	-4.81	25	0.51	0.49	0.75
86	0.08424	0.59	6.90	B	0.56	-5.59	25	0.52	0.50	0.76
88	0.08620	0.60	7.87	B	0.57	-6.35	25	0.52	0.51	0.76
90	0.08816	0.61	8.81	B	0.57	-7.09	26	0.53	0.51	0.77
92	0.09012	0.62	9.73	C	0.57	-7.82	26	0.54	0.52	0.78
94	0.09208	0.62	10.63	C	0.58	-8.52	26	0.55	0.53	0.79
96	0.09404	0.63	11.52	C	0.58	-9.21	27	0.55	0.54	0.79
98	0.09600	0.64	12.38	C	0.59	-9.88	27	0.56	0.54	0.80
100	0.09796	0.65	13.23	C	0.59	-10.53	27	0.57	0.55	0.80
102	0.09992	0.65	14.06	C	0.59	-11.16	28	0.57	0.56	0.81
104	0.10188	0.66	14.88	C	0.60	-11.78	28	0.58	0.56	0.82
106	0.10384	0.67	15.67	C	0.60	-12.38	28	0.58	0.57	0.82
108	0.10580	0.68	16.45	C	0.60	-12.97	28	0.59	0.58	0.83
110	0.10776	0.68	17.22	C	0.61	-13.54	29	0.60	0.59	0.83
112	0.10971	0.69	17.97	C	0.61	-14.10	29	0.60	0.59	0.84
114	0.11167	0.70	18.70	C	0.61	-14.64	29	0.61	0.60	0.84
116	0.11363	0.70	19.42	C	0.62	-15.17	30	0.61	0.60	0.85
118	0.11559	0.71	20.12	C	0.62	-15.68	30	0.62	0.61	0.85
120	0.11755	0.71	20.81	C	0.62	-16.19	30	0.63	0.62	0.86
122	0.11951	0.72	21.49	C	0.63	-16.67	30	0.63	0.62	0.86
124	0.12147	0.73	22.15	C	0.63	-17.15	31	0.64	0.63	0.87
126	0.12343	0.73	22.79	C	0.63	-17.61	31	0.64	0.64	0.87
128	0.12539	0.74	23.43	C	0.63	-18.07	31	0.65	0.64	0.87
130	0.12735	0.74	24.05	C	0.64	-18.51	31	0.65	0.65	0.88
132	0.12931	0.75	24.66	C	0.64	-18.93	32	0.66	0.65	0.88
134	0.13127	0.75	25.25	C	0.64	-19.35	32	0.66	0.66	0.88
136	0.13322	0.76	25.83	C	0.64	-19.76	32	0.67	0.66	0.89
138	0.13518	0.76	26.40	C	0.65	-20.15	32	0.67	0.67	0.89
140	0.13714	0.77	26.96	C	0.65	-20.54	33	0.68	0.67	0.90
142	0.13910	0.77	27.51	C	0.65	-20.91	33	0.68	0.68	0.90
144	0.14106	0.78	28.05	C	0.65	-21.28	33	0.69	0.68	0.90
146	0.14302	0.78	28.57	C	0.66	-21.64	33	0.69	0.69	0.90
148	0.14498	0.79	29.09	C	0.66	-21.99	33	0.70	0.69	0.91
150	0.14694	0.79	29.59	C	0.66	-22.32	34	0.70	0.70	0.91
152	0.14890	0.80	30.08	C	0.66	-22.65	34	0.71	0.70	0.91
154	0.15086	0.80	30.57	C	0.67	-22.97	34	0.71	0.71	0.92
156	0.15282	0.80	31.04	C	0.67	-23.29	34	0.71	0.71	0.92
158	0.15478	0.81	31.50	C	0.67	-23.59	35	0.72	0.72	0.92
160	0.15673	0.81	31.96	C	0.67	-23.89	35	0.72	0.72	0.92
162	0.15869	0.82	32.40	C	0.67	-24.18	35	0.73	0.73	0.93

164	0.16065	0.82	32.84	C	0.68	-24.46	35	0.73	0.73	0.93
166	0.16261	0.82	33.26	C	0.68	-24.73	35	0.74	0.73	0.93
168	0.16457	0.83	33.68	C	0.68	-25.00	35	0.74	0.74	0.93
170	0.16653	0.83	34.09	C	0.68	-25.26	36	0.74	0.74	0.93
172	0.16849	0.83	34.49	C	0.68	-25.52	36	0.75	0.75	0.94
174	0.17045	0.84	34.88	C	0.68	-25.76	36	0.75	0.75	0.94
176	0.17241	0.84	35.26	C	0.69	-26.00	36	0.75	0.76	0.94
178	0.17437	0.84	35.64	C	0.69	-26.24	36	0.76	0.76	0.94
180	0.17633	0.85	36.01	C	0.69	-26.47	37	0.76	0.76	0.94
182	0.17829	0.85	36.37	C	0.69	-26.69	37	0.76	0.77	0.95
184	0.18024	0.85	36.72	C	0.69	-26.91	37	0.77	0.77	0.95
186	0.18220	0.86	37.07	C	0.69	-27.12	37	0.77	0.77	0.95
188	0.18416	0.86	37.41	C	0.70	-27.32	37	0.78	0.78	0.95
190	0.18612	0.86	37.74	C	0.70	-27.52	37	0.78	0.78	0.95
192	0.18808	0.87	38.06	C	0.70	-27.72	38	0.78	0.78	0.95
194	0.19004	0.87	38.38	C	0.70	-27.91	38	0.78	0.79	0.95
196	0.19200	0.87	38.69	C	0.70	-28.09	38	0.79	0.79	0.96
198	0.19396	0.87	39.00	C	0.70	-28.27	38	0.79	0.79	0.96
200	0.19592	0.88	39.30	C	0.70	-28.45	38	0.79	0.80	0.96
202	0.19788	0.88	39.59	C	0.71	-28.62	38	0.80	0.80	0.96
204	0.19984	0.88	39.88	C	0.71	-28.79	38	0.80	0.80	0.96
206	0.20180	0.88	40.16	C	0.71	-28.95	39	0.80	0.81	0.96
208	0.20376	0.89	40.43	C	0.71	-29.11	39	0.81	0.81	0.96
210	0.20571	0.89	40.70	C	0.71	-29.26	39	0.81	0.81	0.96
212	0.20767	0.89	40.97	C	0.71	-29.41	39	0.81	0.82	0.97
214	0.20963	0.89	41.22	C	0.71	-29.56	39	0.81	0.82	0.97
216	0.21159	0.89	41.48	C	0.71	-29.70	39	0.82	0.82	0.97
218	0.21355	0.90	41.73	C	0.71	-29.84	39	0.82	0.83	0.97
220	0.21551	0.90	41.97	C	0.72	-29.98	39	0.82	0.83	0.97
222	0.21747	0.90	42.21	C	0.72	-30.11	40	0.82	0.83	0.97
224	0.21943	0.90	42.44	C	0.72	-30.24	40	0.83	0.83	0.97
226	0.22139	0.91	42.67	C	0.72	-30.36	40	0.83	0.84	0.97
228	0.22335	0.91	42.89	C	0.72	-30.48	40	0.83	0.84	0.97
230	0.22531	0.91	43.11	C	0.72	-30.60	40	0.83	0.84	0.97
232	0.22727	0.91	43.32	C	0.72	-30.72	40	0.84	0.84	0.97
234	0.22922	0.91	43.53	C	0.72	-30.83	40	0.84	0.85	0.98
236	0.23118	0.91	43.74	C	0.72	-30.94	40	0.84	0.85	0.98
238	0.23314	0.92	43.94	C	0.72	-31.05	41	0.84	0.85	0.98
240	0.23510	0.92	44.14	C	0.73	-31.15	41	0.85	0.85	0.98
242	0.23706	0.92	44.33	C	0.73	-31.25	41	0.85	0.86	0.98
244	0.23902	0.92	44.52	C	0.73	-31.35	41	0.85	0.86	0.98
246	0.24098	0.92	44.70	C	0.73	-31.45	41	0.85	0.86	0.98
248	0.24294	0.92	44.88	C	0.73	-31.54	41	0.85	0.86	0.98
250	0.24490	0.93	45.06	C	0.73	-31.63	41	0.86	0.86	0.98
252	0.24686	0.93	45.23	C	0.73	-31.72	41	0.86	0.87	0.98
254	0.24882	0.93	45.40	C	0.73	-31.81	41	0.86	0.87	0.98
256	0.25078	0.93	45.57	C	0.73	-31.89	41	0.86	0.87	0.98
258	0.25273	0.93	45.73	C	0.73	-31.97	42	0.86	0.87	0.98
260	0.25469	0.93	45.89	C	0.73	-32.05	42	0.87	0.88	0.98
262	0.25665	0.93	46.05	C	0.73	-32.13	42	0.87	0.88	0.98
264	0.25861	0.94	46.20	C	0.73	-32.21	42	0.87	0.88	0.98
266	0.26057	0.94	46.35	C	0.73	-32.28	42	0.87	0.88	0.98
268	0.26253	0.94	46.50	C	0.74	-32.35	42	0.87	0.88	0.99

**Memoria de cálculo de Asentamiento y Tiempo de
Consolidación
Tramo 4
 $h \leq 2 \text{ m}$**

Consolidación alrededor de columnas de grava

Influencia de la deformación de la columna

Hoja para el cálculo de la "celda unidad"
 Un único escalón instantáneo de carga
 Las columnas alcanzan un estrato rígido
 Tensiones a una profundidad z.
 KN y m

Datos

Muro TEM

h muro	2.68 m
Y_s	18.000 kN/m ³
Relleno y/o blanket	
h relleno	0.9 m
Y_s	19 kN/m ³
carga vehicular	10 kN/m ²

h nivel terreno	2 m
h enterramiento	0.68 m
h total relleno	1.58 m

Geometría	
dc	0.8 m
s	5 m
malla	Triangular
z	0 m
L	9.1 m

Suelo	
E_s	7845 kN/m ²
v_s	0.4
c_v	0.01728 m ² /día
Y'_s	5 kN/m ³
k_{0s}	0.67

Columna	
E_c	150000 kN/m ²
v_c	0.35
Y'_c	10 kN/m ³
Φ_c	43 °
Ψ_c	10 °

Carga aplicada	
P_a	75.34 kN/m ²

E_c/E_s	19.12046
-----------	----------

Parámetros intermedios

Geometría	
d_i	5.25 m
A_c	0.502655 m ²
A_l	21.64754 m ²
a_r	0.02322
N	6.5625
h_s	4.330127 m
r	1.86339 m

Suelo	
G_s	2801.786 kN/m ²
λ_s	11207.14 kN/m ²
$E_{m,s}$	16810.71 kN/m ²

Columna	
G_c	55555.56 kN/m ²
λ_c	129629.6 kN/m ²
k_{ac}	0.189062
$k_{\Psi c}$	0.704088

$E_{m,c}$	240740.7 kN/m ²
-----------	----------------------------

Caso elástico

H	8043169
F	0.314307

Estado inicial		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	-	-
s_{rcs}	-	-
σ_{rcs}	0	0
σ_{rsl}		0
$\sigma_{\theta cs}$	0	0
$\sigma_{\theta sl}$		0
σ_z	0	0
σ_{oct}	0	0
ϵ_v	0	0
u	0	0

Carga no drenada		
(Tensión total [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.0000094245	
s_{rcs}	-0.079290647	
σ_{rcs}	74.63896	74.63896
σ_{rsl}		75.74973
$\sigma_{\theta cs}$	74.63896	76.91332
$\sigma_{\theta sl}$		75.80254
σ_z	53.66094	75.85535
σ_{oct}	67.64628	75.80254
ϵ_v	0.000406	0
u	0	75.80254

Estado final		
(Tensión T & Ef. [kPa], s [mm])		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.003714657	
s_{rcs}	0.467017235	
σ_{rcs}	49.10626	49.10626
σ_{rsl}		42.56385
$\sigma_{\theta cs}$	49.10626	35.71038
$\sigma_{\theta sl}$		42.2528
σ_z	591.5729	63.06814
σ_{oct}	229.9285	49.29493
ϵ_v	0.00138	0.00377
u	0	0

c_v^{zrc} / c_v	1.196016
-------------------	----------

$SCF^*_{u_i}$	0.707411348
$SCF^*_{e_i}$	9.379901232
k_{ui}	1.390936464
k_{ei}	0.083009642

Asiento no drenado	0.085763 mm
Asiento sin columnas	40.78316 mm
Asiento con columna elástica	33.80338 mm
$\eta_{elástico}$	1.206482

r_c	0.4 m
r_l	2.625 m

SCF* sin tensiones iniciales
 ku, ke: relación entre tensiones radiales y verticales
 (sin drenaje y elástico final)

Caso plástico

U_y^e	0.506901
u_y	37.37813
J	15754.03

Plastificación SI

Δu	-37.3781322
u	0

Instante de plastificación		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.001887612	
s_{rcs}	0.197633551	
σ_{rcs}	61.6964	24.31826
σ_{rsl}	21.54963	
$\sigma_{\theta cs}$	61.6964	18.64936
$\sigma_{\theta sl}$	21.418	
σ_z	326.3293	31.99537
σ_{oct}	149.9074	24.98767
ϵ_v	0.000899	0.001911
u	0	37.37813

Estado inicial no incluido

c_v^{zIP}/c_v	0.97989
-----------------	---------

Incremento plástico		
(Tensión efectiva (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
$\Delta \epsilon_z$	0.002194994	
Δs_{rcs}	0.623499618	
$\Delta \sigma_{rcs}$	-2.79814	34.57999
$\Delta \sigma_{rsl}$	25.84543	
$\Delta \sigma_{\theta cs}$	-2.79814	16.69559
$\Delta \sigma_{\theta sl}$	25.43016	
$\Delta \sigma_z$	-14.8001	37.72996
$\Delta \sigma_{oct}$	-6.7988	29.66852
$\Delta \epsilon_v$	-0.00092	0.002269
Δu	0	-37.3781

SCF	4.467947897
SCF*	4.467947897
k_{final}	0.189061801

SCF* sin tensiones iniciales

Estado final		
(Tensión T & Ef. (kPa), s(mm))		
	Columna	Suelo
ϵ_z	0.004082605	
s_{rcs}	0.821133169	
σ_{rcs}	58.89826	58.89826
σ_{rsl}	0	47.39506
$\sigma_{\theta cs}$	58.89826	35.34496
$\sigma_{\theta sl}$	0	46.84816
σ_z	311.5291	69.72533
σ_{oct}	143.1085	54.65618
ϵ_v	-2.3E-05	0.00418
u	0	0

Asiento sin columnas	40.78316 mm
Asiento con columnas	37.15171 mm
n	1.097746

Consolidación alrededor de columnas de grava **Influencia de la deformación de la columna**

Hoja para calcular la evolución del asiento en superficie con el tiempo

La solución de referencia es la de Barron/Hansbo sin remodelo ni permeabilidad finita del dren

Integración analítica de la deformación vertical

Fase A ($z_c < 0$): toda la columna es elástica

Fase B ($0 < z_c < L$): la parte superior de la columna ($z < z_c$) ha plastificado y el resto ($z > z_c$) no

Fase C ($z_c > L$): toda la columna ha plastificado

Parámetros intermedios de integración

λ_{ep}	0.82
η	7.63 kN/m ³
κ_u	-341.13 kPa
κ_f^e	331.84 kPa
P(L)	0.56
Q(L)	-7.85 m

Tiempo para U %	U _z	U _r	U _t	
80	384	378	186	días
	1.052055	1.035616	0.50959	años

Asiento en superficie

t	T _r	U _y ^e	z _c	Fase	P(z _c)	Q(z _c)	s _z	U _z	U _r	U _t
[días]			[m]			[m]	[mm]			
0.05	0.00003	0.00	-44.68	A	0.25	42.26	0	0.00	0.00	0.00
2	0.00125	0.01	-43.81	A	0.26	41.39	0	0.01	0.01	0.02
4	0.00251	0.02	-42.93	A	0.26	40.51	1	0.02	0.02	0.03
6	0.00376	0.03	-42.06	A	0.27	39.64	1	0.03	0.03	0.05
8	0.00502	0.04	-41.19	A	0.27	38.78	1	0.04	0.03	0.07
10	0.00627	0.05	-40.34	A	0.28	37.93	2	0.05	0.04	0.08
12	0.00752	0.06	-39.49	A	0.28	37.10	2	0.05	0.05	0.10
14	0.00878	0.07	-38.65	A	0.29	36.27	2	0.06	0.06	0.12
16	0.01003	0.08	-37.82	A	0.29	35.45	3	0.07	0.07	0.13
18	0.01128	0.09	-37.00	A	0.30	34.64	3	0.08	0.07	0.15
20	0.01254	0.10	-36.19	A	0.30	33.84	3	0.09	0.08	0.16
22	0.01379	0.11	-35.39	A	0.31	33.05	4	0.10	0.09	0.18
24	0.01505	0.11	-34.59	A	0.31	32.27	4	0.10	0.10	0.19
26	0.01630	0.12	-33.80	A	0.32	31.50	4	0.11	0.10	0.21
28	0.01755	0.13	-33.02	A	0.32	30.74	5	0.12	0.11	0.22
30	0.01881	0.14	-32.25	A	0.32	29.99	5	0.13	0.12	0.23
32	0.02006	0.15	-31.48	A	0.33	29.25	5	0.14	0.13	0.25
34	0.02132	0.16	-30.73	A	0.33	28.51	5	0.14	0.13	0.26
36	0.02257	0.17	-29.98	A	0.34	27.78	6	0.15	0.14	0.27
38	0.02382	0.18	-29.23	A	0.34	27.07	6	0.16	0.15	0.28
40	0.02508	0.18	-28.50	A	0.35	26.36	6	0.17	0.16	0.30
42	0.02633	0.19	-27.77	A	0.35	25.66	7	0.17	0.16	0.31
44	0.02759	0.20	-27.05	A	0.35	24.97	7	0.18	0.17	0.32
46	0.02884	0.21	-26.34	A	0.36	24.28	7	0.19	0.18	0.33
48	0.03009	0.22	-25.64	A	0.36	23.61	7	0.20	0.18	0.34
50	0.03135	0.22	-24.94	A	0.37	22.94	8	0.20	0.19	0.36
52	0.03260	0.23	-24.25	A	0.37	22.28	8	0.21	0.20	0.37
54	0.03385	0.24	-23.56	A	0.37	21.63	8	0.22	0.20	0.38
56	0.03511	0.25	-22.88	A	0.38	20.99	8	0.23	0.21	0.39

58	0.03636	0.26	-22.21	A	0.38	20.35	9	0.23	0.22	0.40
60	0.03762	0.26	-21.55	A	0.38	19.72	9	0.24	0.22	0.41
62	0.03887	0.27	-20.89	A	0.39	19.10	9	0.25	0.23	0.42
64	0.04012	0.28	-20.24	A	0.39	18.49	9	0.25	0.24	0.43
66	0.04138	0.28	-19.60	A	0.40	17.88	10	0.26	0.24	0.44
68	0.04263	0.29	-18.96	A	0.40	17.28	10	0.27	0.25	0.45
70	0.04389	0.30	-18.33	A	0.40	16.69	10	0.27	0.26	0.46
72	0.04514	0.31	-17.71	A	0.41	16.10	10	0.28	0.26	0.47
74	0.04639	0.31	-17.09	A	0.41	15.53	11	0.28	0.27	0.48
76	0.04765	0.32	-16.48	A	0.41	14.95	11	0.29	0.28	0.49
78	0.04890	0.33	-15.87	A	0.42	14.39	11	0.30	0.28	0.50
80	0.05016	0.33	-15.27	A	0.42	13.83	11	0.30	0.29	0.50
82	0.05141	0.34	-14.68	A	0.42	13.28	12	0.31	0.29	0.51
84	0.05266	0.35	-14.09	A	0.43	12.74	12	0.32	0.30	0.52
86	0.05392	0.35	-13.51	A	0.43	12.20	12	0.32	0.31	0.53
88	0.05517	0.36	-12.94	A	0.43	11.67	12	0.33	0.31	0.54
90	0.05642	0.37	-12.37	A	0.44	11.14	12	0.33	0.32	0.55
92	0.05768	0.37	-11.80	A	0.44	10.62	13	0.34	0.32	0.55
94	0.05893	0.38	-11.24	A	0.44	10.11	13	0.35	0.33	0.56
96	0.06019	0.39	-10.69	A	0.45	9.60	13	0.35	0.33	0.57
98	0.06144	0.39	-10.14	A	0.45	9.10	13	0.36	0.34	0.58
100	0.06269	0.40	-9.60	A	0.45	8.61	14	0.36	0.35	0.58
102	0.06395	0.40	-9.07	A	0.46	8.12	14	0.37	0.35	0.59
104	0.06520	0.41	-8.53	A	0.46	7.64	14	0.37	0.36	0.60
106	0.06646	0.42	-8.01	A	0.46	7.16	14	0.38	0.36	0.60
108	0.06771	0.42	-7.49	A	0.46	6.69	14	0.38	0.37	0.61
110	0.06896	0.43	-6.97	A	0.47	6.22	15	0.39	0.37	0.62
112	0.07022	0.43	-6.46	A	0.47	5.76	15	0.39	0.38	0.62
114	0.07147	0.44	-5.96	A	0.47	5.31	15	0.40	0.38	0.63
116	0.07272	0.44	-5.46	A	0.48	4.86	15	0.40	0.39	0.64
118	0.07398	0.45	-4.97	A	0.48	4.41	15	0.41	0.39	0.64
120	0.07523	0.46	-4.48	A	0.48	3.98	15	0.41	0.40	0.65
122	0.07649	0.46	-3.99	A	0.48	3.54	16	0.42	0.40	0.65
124	0.07774	0.47	-3.51	A	0.49	3.11	16	0.42	0.41	0.66
126	0.07899	0.47	-3.04	A	0.49	2.69	16	0.43	0.41	0.67
128	0.08025	0.48	-2.57	A	0.49	2.27	16	0.43	0.42	0.67
130	0.08150	0.48	-2.10	A	0.49	1.86	16	0.44	0.42	0.68
132	0.08276	0.49	-1.64	A	0.50	1.45	17	0.44	0.43	0.68
134	0.08401	0.49	-1.19	A	0.50	1.05	17	0.45	0.43	0.69
136	0.08526	0.50	-0.74	A	0.50	0.65	17	0.45	0.44	0.69
138	0.08652	0.50	-0.29	A	0.51	0.26	17	0.46	0.44	0.70
140	0.08777	0.51	0.15	B	0.51	-0.13	17	0.46	0.45	0.70
142	0.08903	0.51	0.59	B	0.51	-0.52	17	0.47	0.45	0.71
144	0.09028	0.52	1.02	B	0.51	-0.90	18	0.47	0.46	0.71
146	0.09153	0.52	1.45	B	0.52	-1.27	18	0.48	0.46	0.72
148	0.09279	0.53	1.88	B	0.52	-1.65	18	0.48	0.47	0.72
150	0.09404	0.53	2.30	B	0.52	-2.01	18	0.48	0.47	0.73
152	0.09529	0.54	2.71	B	0.52	-2.37	18	0.49	0.48	0.73
154	0.09655	0.54	3.12	B	0.52	-2.73	18	0.49	0.48	0.74
156	0.09780	0.55	3.53	B	0.53	-3.09	19	0.50	0.48	0.74
158	0.09906	0.55	3.94	B	0.53	-3.43	19	0.50	0.49	0.75
160	0.10031	0.56	4.34	B	0.53	-3.78	19	0.51	0.49	0.75
162	0.10156	0.56	4.73	B	0.53	-4.12	19	0.51	0.50	0.75

164	0.10282	0.56	5.12	B	0.54	-4.46	19	0.51	0.50	0.76
166	0.10407	0.57	5.51	B	0.54	-4.79	19	0.52	0.51	0.76
168	0.10533	0.57	5.89	B	0.54	-5.12	19	0.52	0.51	0.77
170	0.10658	0.58	6.27	B	0.54	-5.45	20	0.53	0.51	0.77
172	0.10783	0.58	6.65	B	0.54	-5.77	20	0.53	0.52	0.77
174	0.10909	0.59	7.02	B	0.55	-6.08	20	0.53	0.52	0.78
176	0.11034	0.59	7.39	B	0.55	-6.40	20	0.54	0.53	0.78
178	0.11160	0.59	7.75	B	0.55	-6.71	20	0.54	0.53	0.78
180	0.11285	0.60	8.11	B	0.55	-7.01	20	0.54	0.53	0.79
182	0.11410	0.60	8.47	B	0.55	-7.32	20	0.55	0.54	0.79
184	0.11536	0.61	8.83	B	0.56	-7.62	21	0.55	0.54	0.79
186	0.11661	0.61	9.18	C	0.56	-7.91	21	0.56	0.55	0.80
188	0.11786	0.61	9.52	C	0.56	-8.20	21	0.56	0.55	0.80
190	0.11912	0.62	9.86	C	0.56	-8.49	21	0.56	0.55	0.80
192	0.12037	0.62	10.20	C	0.56	-8.78	21	0.57	0.56	0.81
194	0.12163	0.63	10.54	C	0.57	-9.06	21	0.57	0.56	0.81
196	0.12288	0.63	10.87	C	0.57	-9.34	21	0.57	0.56	0.81
198	0.12413	0.63	11.20	C	0.57	-9.61	21	0.58	0.57	0.82
200	0.12539	0.64	11.53	C	0.57	-9.88	22	0.58	0.57	0.82
202	0.12664	0.64	11.85	C	0.57	-10.15	22	0.58	0.58	0.82
204	0.12790	0.64	12.17	C	0.58	-10.42	22	0.59	0.58	0.83
206	0.12915	0.65	12.49	C	0.58	-10.68	22	0.59	0.58	0.83
208	0.13040	0.65	12.80	C	0.58	-10.94	22	0.59	0.59	0.83
210	0.13166	0.66	13.11	C	0.58	-11.19	22	0.60	0.59	0.83
212	0.13291	0.66	13.42	C	0.58	-11.45	22	0.60	0.59	0.84
214	0.13416	0.66	13.72	C	0.58	-11.70	22	0.60	0.60	0.84
216	0.13542	0.67	14.02	C	0.59	-11.94	23	0.61	0.60	0.84
218	0.13667	0.67	14.32	C	0.59	-12.19	23	0.61	0.60	0.85
220	0.13793	0.67	14.61	C	0.59	-12.43	23	0.61	0.61	0.85
222	0.13918	0.68	14.90	C	0.59	-12.67	23	0.62	0.61	0.85
224	0.14043	0.68	15.19	C	0.59	-12.90	23	0.62	0.61	0.85
226	0.14169	0.68	15.48	C	0.59	-13.13	23	0.62	0.62	0.86
228	0.14294	0.69	15.76	C	0.60	-13.36	23	0.63	0.62	0.86
230	0.14420	0.69	16.04	C	0.60	-13.59	23	0.63	0.62	0.86
232	0.14545	0.69	16.32	C	0.60	-13.81	23	0.63	0.63	0.86
234	0.14670	0.70	16.59	C	0.60	-14.04	24	0.63	0.63	0.86
236	0.14796	0.70	16.87	C	0.60	-14.25	24	0.64	0.63	0.87
238	0.14921	0.70	17.13	C	0.60	-14.47	24	0.64	0.64	0.87
240	0.15047	0.70	17.40	C	0.61	-14.68	24	0.64	0.64	0.87
242	0.15172	0.71	17.66	C	0.61	-14.90	24	0.65	0.64	0.87
244	0.15297	0.71	17.92	C	0.61	-15.10	24	0.65	0.64	0.88
246	0.15423	0.71	18.18	C	0.61	-15.31	24	0.65	0.65	0.88
248	0.15548	0.72	18.44	C	0.61	-15.51	24	0.65	0.65	0.88
250	0.15673	0.72	18.69	C	0.61	-15.72	24	0.66	0.65	0.88
252	0.15799	0.72	18.94	C	0.61	-15.91	25	0.66	0.66	0.88
254	0.15924	0.72	19.19	C	0.62	-16.11	25	0.66	0.66	0.89
256	0.16050	0.73	19.43	C	0.62	-16.31	25	0.67	0.66	0.89
258	0.16175	0.73	19.68	C	0.62	-16.50	25	0.67	0.67	0.89
260	0.16300	0.73	19.92	C	0.62	-16.69	25	0.67	0.67	0.89
262	0.16426	0.74	20.16	C	0.62	-16.87	25	0.67	0.67	0.89
264	0.16551	0.74	20.39	C	0.62	-17.06	25	0.68	0.67	0.89
266	0.16677	0.74	20.63	C	0.62	-17.24	25	0.68	0.68	0.90
268	0.16802	0.74	20.86	C	0.63	-17.42	25	0.68	0.68	0.90

270	0.16927	0.75	21.08	C	0.63	-17.60	25	0.68	0.68	0.90
272	0.17053	0.75	21.31	C	0.63	-17.78	26	0.69	0.68	0.90
274	0.17178	0.75	21.53	C	0.63	-17.95	26	0.69	0.69	0.90
276	0.17304	0.75	21.76	C	0.63	-18.12	26	0.69	0.69	0.90
278	0.17429	0.76	21.98	C	0.63	-18.30	26	0.69	0.69	0.91
280	0.17554	0.76	22.19	C	0.63	-18.46	26	0.70	0.70	0.91
282	0.17680	0.76	22.41	C	0.63	-18.63	26	0.70	0.70	0.91
284	0.17805	0.76	22.62	C	0.64	-18.79	26	0.70	0.70	0.91
286	0.17930	0.77	22.83	C	0.64	-18.96	26	0.70	0.70	0.91
288	0.18056	0.77	23.04	C	0.64	-19.12	26	0.71	0.71	0.91
290	0.18181	0.77	23.25	C	0.64	-19.27	26	0.71	0.71	0.91
292	0.18307	0.77	23.45	C	0.64	-19.43	26	0.71	0.71	0.92
294	0.18432	0.78	23.65	C	0.64	-19.59	27	0.71	0.71	0.92
296	0.18557	0.78	23.85	C	0.64	-19.74	27	0.72	0.72	0.92
298	0.18683	0.78	24.05	C	0.64	-19.89	27	0.72	0.72	0.92
300	0.18808	0.78	24.25	C	0.64	-20.04	27	0.72	0.72	0.92
302	0.18934	0.78	24.44	C	0.65	-20.19	27	0.72	0.72	0.92
304	0.19059	0.79	24.63	C	0.65	-20.33	27	0.72	0.72	0.92
306	0.19184	0.79	24.83	C	0.65	-20.48	27	0.73	0.73	0.93
308	0.19310	0.79	25.01	C	0.65	-20.62	27	0.73	0.73	0.93
310	0.19435	0.79	25.20	C	0.65	-20.76	27	0.73	0.73	0.93
312	0.19560	0.79	25.39	C	0.65	-20.90	27	0.73	0.73	0.93
314	0.19686	0.80	25.57	C	0.65	-21.03	27	0.74	0.74	0.93
316	0.19811	0.80	25.75	C	0.65	-21.17	27	0.74	0.74	0.93
318	0.19937	0.80	25.93	C	0.65	-21.30	27	0.74	0.74	0.93
320	0.20062	0.80	26.11	C	0.65	-21.44	28	0.74	0.74	0.93
322	0.20187	0.80	26.28	C	0.66	-21.57	28	0.74	0.74	0.93
324	0.20313	0.81	26.45	C	0.66	-21.70	28	0.75	0.75	0.94
326	0.20438	0.81	26.63	C	0.66	-21.82	28	0.75	0.75	0.94
328	0.20564	0.81	26.80	C	0.66	-21.95	28	0.75	0.75	0.94
330	0.20689	0.81	26.97	C	0.66	-22.07	28	0.75	0.75	0.94
332	0.20814	0.81	27.13	C	0.66	-22.20	28	0.75	0.76	0.94
334	0.20940	0.82	27.30	C	0.66	-22.32	28	0.76	0.76	0.94
336	0.21065	0.82	27.46	C	0.66	-22.44	28	0.76	0.76	0.94
338	0.21191	0.82	27.62	C	0.66	-22.56	28	0.76	0.76	0.94
340	0.21316	0.82	27.78	C	0.66	-22.68	28	0.76	0.76	0.94
342	0.21441	0.82	27.94	C	0.67	-22.79	28	0.76	0.77	0.94
344	0.21567	0.83	28.10	C	0.67	-22.91	28	0.77	0.77	0.95
346	0.21692	0.83	28.25	C	0.67	-23.02	29	0.77	0.77	0.95
348	0.21817	0.83	28.41	C	0.67	-23.13	29	0.77	0.77	0.95
350	0.21943	0.83	28.56	C	0.67	-23.24	29	0.77	0.77	0.95
352	0.22068	0.83	28.71	C	0.67	-23.35	29	0.77	0.78	0.95
354	0.22194	0.83	28.86	C	0.67	-23.46	29	0.77	0.78	0.95
356	0.22319	0.84	29.01	C	0.67	-23.57	29	0.78	0.78	0.95
358	0.22444	0.84	29.15	C	0.67	-23.67	29	0.78	0.78	0.95
360	0.22570	0.84	29.30	C	0.67	-23.78	29	0.78	0.78	0.95
362	0.22695	0.84	29.44	C	0.67	-23.88	29	0.78	0.78	0.95
364	0.22821	0.84	29.58	C	0.67	-23.98	29	0.78	0.79	0.95
366	0.22946	0.84	29.72	C	0.68	-24.08	29	0.78	0.79	0.95
368	0.23071	0.85	29.86	C	0.68	-24.18	29	0.79	0.79	0.96
370	0.23197	0.85	30.00	C	0.68	-24.28	29	0.79	0.79	0.96
372	0.23322	0.85	30.14	C	0.68	-24.38	29	0.79	0.79	0.96
374	0.23448	0.85	30.27	C	0.68	-24.47	29	0.79	0.80	0.96

1.3 Capacidad de soporte

Se realiza la verificación a la capacidad portante del sistema. Se analiza la capacidad de soporte de la incorporación de las columnas, considerando la posible falla de abombamiento en condiciones de confinamiento mínimo (en el borde del muro TEM) y en interior del muro TEM. La metodología del cálculo se entrega en el anexo D, para la falla por abombamiento se utiliza el método Compozer (Aboshi et al., 1979).

Memoria de cálculo de la capacidad de soporte (Falla por abombamiento) de las columnas de grava

Gracias a la formulación de Castro (2008), es posible observar la evolución de las tensiones en el corto y en el largo plazo, lo que ayuda con la verificación de la capacidad portante de las columnas. Del método se obtiene el valor de las tensiones que soportarán las columnas en el tiempo y si se considera el valor de las tensiones al que será sometido el suelo fuera del sistema es posible estudiar la condición de borde del muro TEM lugar donde se produciría el mínimo confinamiento.

Diseño por capacidad de soporte para el tramo 3 (3.5 m > h > 2 m).

Basado en los resultados obtenidos en el anexo C, el tramo 3 presenta problemas de capacidad de soporte por lo que se requiere diseñar el diámetro y el espaciamiento de las columnas de grava de tal manera que pueda cumplir con las sollicitaciones que entrega el muro TEM en el corto y en el largo plazo.

Para la obtención de la configuración requerida se iteran posibles espaciamentos con el fin de obtener el factor de concentración de tensiones adecuado.

Para la falla por abombamiento se consideran valores de la profundidad de entre 2 a 3 veces el diámetro de las columnas de grava verificando que cumplan el requerimiento del factor de concentración de tensiones en el corto y largo plazo.

La tensión vertical en el suelo al borde del muro TEM queda dada por

$$\sigma_{vs} = \gamma Z$$

Para la falla por abombamiento se consideran valores de la profundidad de entre 2 a 4 veces el diámetro de las columnas de grava verificando que cumplan el requerimiento del factor de concentración de tensiones.

En este estudio se pudo dilucidar que el máximo requerimiento a este tipo de falla se produciría a una profundidad de 2 veces el diámetro de las columnas, por lo que se calculó el valor de la tensión vertical en el borde del muro de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\sigma_{vs} = \gamma_{blanket}(h_{blanket} + Df) + \gamma_s 2d_c$$

$$\sigma_{vs} = 19 * (0.9 + 0.68) + 15 * 2 * 0.8 = 54.02kN$$

Donde Df es el enterramiento del muro TEM el cual en este tramo alcanza los 0.68 m.

Para la condición de corto plazo (no drenado)

De la metodología propuesta por Aboshi et al., 1979, se obtiene el límite superior que debe cumplir el factor de concentración de tensiones en condiciones no drenadas, dado por el empuje pasivo del suelo, la resistencia al corte del suelo y el peso propio del suelo en la profundidad del estudio. Este límite se determina de la siguiente manera.

$$SCF_u \leq \frac{\sigma_{vc}}{\sigma_{vs}} \leq k_{pc} \left(2 \frac{S_u}{\sigma_{vs}} + 1 \right)$$

$$SCF_u \leq 5.289 \left(2 \frac{35}{54.02} + 1 \right) = 12.14$$

El SCF_u se refiere en este caso al factor de concentración de tensiones en condiciones no drenadas.

Para la condición de largo plazo (drenado)

Los valores limitantes del SFC en el largo plazo vienen dados por los empujes pasivos del suelo y de la columna tal y como se muestra a continuación.

$$k_{ps} \leq SCF \leq k_{ps}k_{pc}$$

$$1.525 \leq SCF \leq 1.525 * 5.289$$

Finalmente el rango aceptable es:

$$1.525 \leq SCF \leq 8.066$$

Considerando el desarrollo de las tensiones en la columna debido a la carga proporcionada por el muro TEM, bajo las condiciones de diseño de este tramo, se obtiene mediante la iteración de las posibles soluciones que para un diámetro de columnas de 0.8 el espaciamiento mínimo que cumple con los requerimientos de diseño es de $s = 4$ m. Además, del análisis se obtiene que para

diámetros de columnas menores es necesario disminuir igualmente el espaciamiento, lo que conlleva a la utilización de un mayor número de columnas de grava para dar solución al sistema. También, se comparo la situación interna con la de borde, lo que demuestra que la mayor sollicitación a esta falla y el mínimo confinamiento se produce en el perímetro del muro TEM y a una profundidad de 2 veces el diámetro de las columnas de grava.

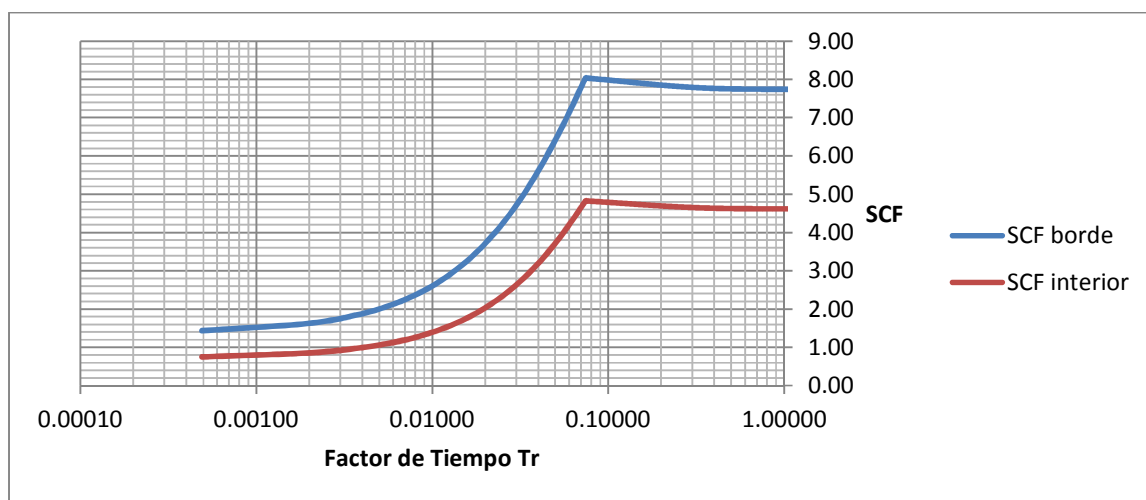


Gráfico E. 3 Desarrollo del factor de concentración de tensiones en el interior y en el borde del muro TEM, Tramo 3 ($3.5\text{ m} > h > 2\text{ m}$)

Como se aprecia en la figura E.3 el desarrollo del SCF en el borde supera en gran medida al del interior del sistema, esto debido a que las tensiones en el suelo fuera del muro son mucho menores. El diseño asegura que el SCF se mantiene en el rango adecuado tanto para el corto como para el largo plazo mejorando así la capacidad de soporte bajo las cargas impuestas en este tramo.

A continuación se muestra el detalle del cálculo tanto en el corto como en el largo plazo para el tramo 3.

Capacidad de soporte de columnas de grava

Falla por abultamiento

Hoja para calcular la evolución de las magnitudes con el tiempo

En el borde del Muro TEM		Corto plazo	Largo plazo
Df	0.68 m	Φ_c	43
$h_{blanket}$	0.9 m	k_{pc}	5.289275742
$h_{relleno}$	0 m	s_u [kPa]	35
$\gamma_{relleno}$	19 kN/m ³	$SCF < k_{pc} * (2 * s_u / \sigma_{zs \text{ borde}} + 1)$	$k_{ps} < SCF < k_{pc} k_{ps}$
2*dc	1.6 m	$SCF_u < 12.1432058$	k_{ps}
En el borde del muro TEM		Corto Plazo	$k_{ps} k_{pc}$
$\sigma_{zs \text{ borde}}$	54.02 kN/m ²	SCF_u	8.033
		Corto Plazo	Cumple
		Largo Plazo	Cumple

Evolución de las diferentes magnitudes

(a la profundidad z)

t [días]	T_r	u [kPa]	σ_{zc} [kPa]	σ_{zs} [kPa]	SCF	$\sigma_{zs \text{ borde}}$ [kPa]	SCF_{borde}
Estado inicial no incluido							
0.5	0.00049	102.75	77.62	103.27	0.75	54.02	1.44
2	0.00196	101.15	87.80	102.89	0.85	54.02	1.63
4	0.00392	99.07	101.13	102.39	0.99	54.02	1.87
6	0.00588	97.02	114.19	101.89	1.12	54.02	2.11
8	0.00784	95.02	126.97	101.41	1.25	54.02	2.35
10	0.00980	93.05	139.50	100.94	1.38	54.02	2.58
12	0.01176	91.13	151.76	100.48	1.51	54.02	2.81
14	0.01371	89.25	163.77	100.03	1.64	54.02	3.03
16	0.01567	87.41	175.53	99.58	1.76	54.02	3.25
18	0.01763	85.60	187.05	99.15	1.89	54.02	3.46
20	0.01959	83.84	198.33	98.73	2.01	54.02	3.67
22	0.02155	82.10	209.38	98.31	2.13	54.02	3.88
24	0.02351	80.41	220.20	97.90	2.25	54.02	4.08
26	0.02547	78.75	230.79	97.50	2.37	54.02	4.27
28	0.02743	77.12	241.17	97.11	2.48	54.02	4.46
30	0.02939	75.53	251.33	96.73	2.60	54.02	4.65
32	0.03135	73.97	261.29	96.36	2.71	54.02	4.84
34	0.03331	72.44	271.03	95.99	2.82	54.02	5.02
36	0.03527	70.95	280.58	95.63	2.93	54.02	5.19
38	0.03722	69.48	289.93	95.28	3.04	54.02	5.37
40	0.03918	68.05	299.09	94.93	3.15	54.02	5.54
42	0.04114	66.64	308.05	94.60	3.26	54.02	5.70
44	0.04310	65.27	316.84	94.26	3.36	54.02	5.87
46	0.04506	63.92	325.44	93.94	3.46	54.02	6.02
48	0.04702	62.60	333.86	93.62	3.57	54.02	6.18
50	0.04898	61.31	342.11	93.31	3.67	54.02	6.33

52	0.05094	60.04	350.19	93.01	3.77	54.02	6.48
54	0.05290	58.80	358.10	92.71	3.86	54.02	6.63
56	0.05486	57.59	365.85	92.42	3.96	54.02	6.77
58	0.05682	56.40	373.44	92.13	4.05	54.02	6.91
60	0.05878	55.23	380.87	91.85	4.15	54.02	7.05
62	0.06073	54.09	388.15	91.58	4.24	54.02	7.19
64	0.06269	52.98	395.28	91.31	4.33	54.02	7.32
66	0.06465	51.88	402.26	91.05	4.42	54.02	7.45
68	0.06661	50.81	409.10	90.79	4.51	54.02	7.57
70	0.06857	49.76	415.79	90.54	4.59	54.02	7.70
72	0.07053	48.73	422.35	90.29	4.68	54.02	7.82
74	0.07249	47.73	428.77	90.05	4.76	54.02	7.94
76	0.07445	46.78	433.96	89.86	4.83	54.02	8.03
78	0.07641	46.06	433.72	89.86	4.83	54.02	8.03
80	0.07837	45.35	433.48	89.87	4.82	54.02	8.02
82	0.08033	44.65	433.24	89.88	4.82	54.02	8.02
84	0.08229	43.97	433.01	89.89	4.82	54.02	8.02
86	0.08424	43.29	432.78	89.90	4.81	54.02	8.01
88	0.08620	42.62	432.55	89.91	4.81	54.02	8.01
90	0.08816	41.97	432.33	89.92	4.81	54.02	8.00
92	0.09012	41.32	432.11	89.93	4.81	54.02	8.00
94	0.09208	40.68	431.89	89.93	4.80	54.02	8.00
96	0.09404	40.06	431.68	89.94	4.80	54.02	7.99
98	0.09600	39.44	431.47	89.95	4.80	54.02	7.99
100	0.09796	38.83	431.26	89.96	4.79	54.02	7.98
102	0.09992	38.23	431.06	89.96	4.79	54.02	7.98
104	0.10188	37.64	430.86	89.97	4.79	54.02	7.98
106	0.10384	37.06	430.66	89.98	4.79	54.02	7.97
108	0.10580	36.49	430.47	89.99	4.78	54.02	7.97
110	0.10776	35.93	430.27	89.99	4.78	54.02	7.97
112	0.10971	35.38	430.09	90.00	4.78	54.02	7.96
114	0.11167	34.83	429.90	90.01	4.78	54.02	7.96
116	0.11363	34.29	429.72	90.02	4.77	54.02	7.95
118	0.11559	33.77	429.54	90.02	4.77	54.02	7.95
120	0.11755	33.25	429.36	90.03	4.77	54.02	7.95
122	0.11951	32.73	429.19	90.04	4.77	54.02	7.94
124	0.12147	32.23	429.02	90.04	4.76	54.02	7.94
126	0.12343	31.73	428.85	90.05	4.76	54.02	7.94
128	0.12539	31.24	428.68	90.05	4.76	54.02	7.94
130	0.12735	30.76	428.52	90.06	4.76	54.02	7.93
132	0.12931	30.29	428.36	90.07	4.76	54.02	7.93
134	0.13127	29.82	428.20	90.07	4.75	54.02	7.93
136	0.13322	29.36	428.04	90.08	4.75	54.02	7.92
138	0.13518	28.91	427.89	90.08	4.75	54.02	7.92
140	0.13714	28.46	427.74	90.09	4.75	54.02	7.92
142	0.13910	28.03	427.59	90.10	4.75	54.02	7.92
144	0.14106	27.59	427.44	90.10	4.74	54.02	7.91

146	0.14302	27.17	427.30	90.11	4.74	54.02	7.91
148	0.14498	26.75	427.15	90.11	4.74	54.02	7.91
150	0.14694	26.34	427.01	90.12	4.74	54.02	7.90
152	0.14890	25.93	426.88	90.12	4.74	54.02	7.90
154	0.15086	25.53	426.74	90.13	4.73	54.02	7.90
156	0.15282	25.14	426.61	90.13	4.73	54.02	7.90
158	0.15478	24.75	426.48	90.14	4.73	54.02	7.89
160	0.15673	24.37	426.35	90.14	4.73	54.02	7.89
162	0.15869	23.99	426.22	90.15	4.73	54.02	7.89
164	0.16065	23.62	426.09	90.15	4.73	54.02	7.89
166	0.16261	23.26	425.97	90.16	4.72	54.02	7.89
168	0.16457	22.90	425.85	90.16	4.72	54.02	7.88
170	0.16653	22.55	425.73	90.17	4.72	54.02	7.88
172	0.16849	22.20	425.61	90.17	4.72	54.02	7.88
174	0.17045	21.86	425.49	90.17	4.72	54.02	7.88
176	0.17241	21.52	425.38	90.18	4.72	54.02	7.87
178	0.17437	21.19	425.26	90.18	4.72	54.02	7.87
180	0.17633	20.86	425.15	90.19	4.71	54.02	7.87
182	0.17829	20.54	425.04	90.19	4.71	54.02	7.87
184	0.18024	20.23	424.94	90.20	4.71	54.02	7.87
186	0.18220	19.92	424.83	90.20	4.71	54.02	7.86
188	0.18416	19.61	424.73	90.20	4.71	54.02	7.86
190	0.18612	19.31	424.62	90.21	4.71	54.02	7.86
192	0.18808	19.01	424.52	90.21	4.71	54.02	7.86
194	0.19004	18.72	424.42	90.21	4.70	54.02	7.86
196	0.19200	18.43	424.33	90.22	4.70	54.02	7.85
198	0.19396	18.14	424.23	90.22	4.70	54.02	7.85
200	0.19592	17.86	424.13	90.23	4.70	54.02	7.85
202	0.19788	17.59	424.04	90.23	4.70	54.02	7.85
204	0.19984	17.32	423.95	90.23	4.70	54.02	7.85
206	0.20180	17.05	423.86	90.24	4.70	54.02	7.85
208	0.20376	16.79	423.77	90.24	4.70	54.02	7.84
210	0.20571	16.53	423.68	90.24	4.69	54.02	7.84
212	0.20767	16.27	423.59	90.25	4.69	54.02	7.84
214	0.20963	16.02	423.51	90.25	4.69	54.02	7.84
216	0.21159	15.78	423.42	90.25	4.69	54.02	7.84
218	0.21355	15.53	423.34	90.26	4.69	54.02	7.84
220	0.21551	15.29	423.26	90.26	4.69	54.02	7.84
222	0.21747	15.06	423.18	90.26	4.69	54.02	7.83
224	0.21943	14.83	423.10	90.26	4.69	54.02	7.83
226	0.22139	14.60	423.02	90.27	4.69	54.02	7.83
228	0.22335	14.37	422.95	90.27	4.69	54.02	7.83
230	0.22531	14.15	422.87	90.27	4.68	54.02	7.83
232	0.22727	13.93	422.80	90.28	4.68	54.02	7.83
234	0.22922	13.72	422.73	90.28	4.68	54.02	7.83
236	0.23118	13.51	422.65	90.28	4.68	54.02	7.82
238	0.23314	13.30	422.58	90.28	4.68	54.02	7.82
240	0.23510	13.09	422.51	90.29	4.68	54.02	7.82

242	0.23706	12.89	422.44	90.29	4.68	54.02	7.82
244	0.23902	12.69	422.38	90.29	4.68	54.02	7.82
246	0.24098	12.50	422.31	90.29	4.68	54.02	7.82
248	0.24294	12.31	422.24	90.30	4.68	54.02	7.82
250	0.24490	12.12	422.18	90.30	4.68	54.02	7.82
252	0.24686	11.93	422.12	90.30	4.67	54.02	7.81
254	0.24882	11.75	422.05	90.30	4.67	54.02	7.81
256	0.25078	11.57	421.99	90.31	4.67	54.02	7.81
258	0.25273	11.39	421.93	90.31	4.67	54.02	7.81
260	0.25469	11.21	421.87	90.31	4.67	54.02	7.81
262	0.25665	11.04	421.81	90.31	4.67	54.02	7.81
264	0.25861	10.87	421.76	90.31	4.67	54.02	7.81
266	0.26057	10.70	421.70	90.32	4.67	54.02	7.81
268	0.26253	10.54	421.64	90.32	4.67	54.02	7.81
270	0.26449	10.37	421.59	90.32	4.67	54.02	7.80
272	0.26645	10.21	421.53	90.32	4.67	54.02	7.80
274	0.26841	10.06	421.48	90.33	4.67	54.02	7.80
276	0.27037	9.90	421.43	90.33	4.67	54.02	7.80
278	0.27233	9.75	421.38	90.33	4.66	54.02	7.80
280	0.27429	9.60	421.32	90.33	4.66	54.02	7.80
282	0.27624	9.45	421.27	90.33	4.66	54.02	7.80
284	0.27820	9.31	421.22	90.33	4.66	54.02	7.80
286	0.28016	9.16	421.18	90.34	4.66	54.02	7.80
288	0.28212	9.02	421.13	90.34	4.66	54.02	7.80
290	0.28408	8.88	421.08	90.34	4.66	54.02	7.79
292	0.28604	8.74	421.03	90.34	4.66	54.02	7.79
294	0.28800	8.61	420.99	90.34	4.66	54.02	7.79
296	0.28996	8.48	420.94	90.35	4.66	54.02	7.79
298	0.29192	8.35	420.90	90.35	4.66	54.02	7.79
300	0.29388	8.22	420.86	90.35	4.66	54.02	7.79
302	0.29584	8.09	420.81	90.35	4.66	54.02	7.79
304	0.29780	7.97	420.77	90.35	4.66	54.02	7.79
306	0.29976	7.84	420.73	90.35	4.66	54.02	7.79
308	0.30171	7.72	420.69	90.36	4.66	54.02	7.79
310	0.30367	7.60	420.65	90.36	4.66	54.02	7.79
312	0.30563	7.49	420.61	90.36	4.65	54.02	7.79
314	0.30759	7.37	420.57	90.36	4.65	54.02	7.79
316	0.30955	7.26	420.53	90.36	4.65	54.02	7.78
318	0.31151	7.15	420.49	90.36	4.65	54.02	7.78
320	0.31347	7.04	420.45	90.36	4.65	54.02	7.78
322	0.31543	6.93	420.42	90.37	4.65	54.02	7.78
324	0.31739	6.82	420.38	90.37	4.65	54.02	7.78
326	0.31935	6.72	420.34	90.37	4.65	54.02	7.78
328	0.32131	6.61	420.31	90.37	4.65	54.02	7.78
330	0.32327	6.51	420.27	90.37	4.65	54.02	7.78
332	0.32522	6.41	420.24	90.37	4.65	54.02	7.78
334	0.32718	6.31	420.21	90.37	4.65	54.02	7.78
336	0.32914	6.21	420.17	90.37	4.65	54.02	7.78

338	0.33110	6.12	420.14	90.38	4.65	54.02	7.78
340	0.33306	6.02	420.11	90.38	4.65	54.02	7.78
342	0.33502	5.93	420.08	90.38	4.65	54.02	7.78
344	0.33698	5.84	420.05	90.38	4.65	54.02	7.78
346	0.33894	5.75	420.02	90.38	4.65	54.02	7.78
348	0.34090	5.66	419.99	90.38	4.65	54.02	7.77
350	0.34286	5.57	419.96	90.38	4.65	54.02	7.77
352	0.34482	5.49	419.93	90.38	4.65	54.02	7.77
354	0.34678	5.40	419.90	90.38	4.65	54.02	7.77
356	0.34873	5.32	419.87	90.39	4.65	54.02	7.77
358	0.35069	5.24	419.84	90.39	4.64	54.02	7.77
360	0.35265	5.16	419.82	90.39	4.64	54.02	7.77
362	0.35461	5.08	419.79	90.39	4.64	54.02	7.77
364	0.35657	5.00	419.76	90.39	4.64	54.02	7.77
366	0.35853	4.92	419.74	90.39	4.64	54.02	7.77
368	0.36049	4.85	419.71	90.39	4.64	54.02	7.77
370	0.36245	4.77	419.68	90.39	4.64	54.02	7.77
372	0.36441	4.70	419.66	90.39	4.64	54.02	7.77
374	0.36637	4.63	419.63	90.39	4.64	54.02	7.77
376	0.36833	4.56	419.61	90.40	4.64	54.02	7.77
378	0.37029	4.49	419.59	90.40	4.64	54.02	7.77
380	0.37224	4.42	419.56	90.40	4.64	54.02	7.77
382	0.37420	4.35	419.54	90.40	4.64	54.02	7.77
384	0.37616	4.28	419.52	90.40	4.64	54.02	7.77
386	0.37812	4.21	419.49	90.40	4.64	54.02	7.77
388	0.38008	4.15	419.47	90.40	4.64	54.02	7.77
390	0.38204	4.09	419.45	90.40	4.64	54.02	7.76
392	0.38400	4.02	419.43	90.40	4.64	54.02	7.76
394	0.38596	3.96	419.41	90.40	4.64	54.02	7.76
396	0.38792	3.90	419.39	90.40	4.64	54.02	7.76
398	0.38988	3.84	419.37	90.40	4.64	54.02	7.76
400	0.39184	3.78	419.35	90.41	4.64	54.02	7.76
402	0.39380	3.72	419.33	90.41	4.64	54.02	7.76
404	0.39576	3.67	419.31	90.41	4.64	54.02	7.76
406	0.39771	3.61	419.29	90.41	4.64	54.02	7.76
408	0.39967	3.55	419.27	90.41	4.64	54.02	7.76
410	0.40163	3.50	419.25	90.41	4.64	54.02	7.76
412	0.40359	3.44	419.23	90.41	4.64	54.02	7.76
414	0.40555	3.39	419.21	90.41	4.64	54.02	7.76
416	0.40751	3.34	419.20	90.41	4.64	54.02	7.76
418	0.40947	3.29	419.18	90.41	4.64	54.02	7.76
420	0.41143	3.24	419.16	90.41	4.64	54.02	7.76
422	0.41339	3.19	419.15	90.41	4.64	54.02	7.76
424	0.41535	3.14	419.13	90.41	4.64	54.02	7.76
426	0.41731	3.09	419.11	90.41	4.64	54.02	7.76
428	0.41927	3.04	419.10	90.42	4.64	54.02	7.76
430	0.42122	3.00	419.08	90.42	4.64	54.02	7.76

La verificación de la capacidad portante en los demás tramos es análoga a la anterior. En el tramo 1 y 2 el empuje pasivo del suelo alrededor de las columnas (relleno de mejoramiento) posee un valor mucho más elevado lo que asegura que no se producirá la falla por abombamiento. El estudiar el comportamiento de la capacidad de soporte bajo el relleno de mejoramiento (en el suelo natural), resulta más importante que sobre éste debido a la capacidad de confinamiento del suelo blando el cual supone límites menores que restringen el esfuerzo máximo al cual pueden ser sometidas las columnas.

Verificación tramo 1 (6.92 m > h > 5 m) y tramo 2 (5 m > h > 3.5 m)

Al igual que en el tramo anterior se obtiene que a una profundidad de 2 veces el diámetro de columna se produce la mayor concentración de tensiones en el corto y largo plazo, con esto el valor de la tensión vertical en el borde del muro queda dada por:

$$\sigma_{vs} = \gamma_{relleno} h_{relleno} + \gamma_s 2d_c$$

$$\sigma_{vs} = 19 * 4.5 + 15 * 2 * 0.8 = 109.5 \text{ kN}$$

Análogamente al diseño del tramo 3 se realiza el estudio en el corto y largo plazo.

Como el análisis en estos dos tramos se realiza a la misma profundidad y las propiedades de las columnas y el suelo natural son las mismas el límite superior del estado no drenado entregado por esta metodología termina siendo el mismo.

No drenado:

$$SCF_u \leq \frac{\sigma_{vc}}{\sigma_{vs}} \leq k_{pc} \left(2 \frac{S_u}{\sigma_{vs}} + 1 \right) = 5.289 * \left(2 * \frac{35}{109.5} + 1 \right) = 8.671$$

Las limitantes en el largo plazo son independientes de la profundidad y solo dependen del empuje pasivo del suelo y la columna por lo que es el mismo para todos los tramos.

Drenado:

$$1.525 \leq SCF \leq 8.066$$

A continuación se entrega el detalle de la verificación de los tramos 1 y 2 respectivamente.

52	0.13040	26.25	769.28	162.94	4.72	109.50	7.03
54	0.13542	24.60	769.03	162.97	4.72	109.50	7.02
56	0.14043	23.05	768.79	162.99	4.72	109.50	7.02
58	0.14545	21.61	768.57	163.02	4.71	109.50	7.02
60	0.15047	20.25	768.36	163.04	4.71	109.50	7.02
62	0.15548	18.98	768.17	163.06	4.71	109.50	7.02
64	0.16050	17.78	767.99	163.08	4.71	109.50	7.01
66	0.16551	16.67	767.82	163.09	4.71	109.50	7.01
68	0.17053	15.62	767.66	163.11	4.71	109.50	7.01
70	0.17554	14.64	767.51	163.13	4.71	109.50	7.01
72	0.18056	13.72	767.36	163.14	4.70	109.50	7.01
74	0.18557	12.86	767.23	163.15	4.70	109.50	7.01
76	0.19059	12.05	767.11	163.17	4.70	109.50	7.01
78	0.19560	11.29	766.99	163.18	4.70	109.50	7.00
80	0.20062	10.58	766.88	163.19	4.70	109.50	7.00
82	0.20564	9.92	766.78	163.20	4.70	109.50	7.00
84	0.21065	9.30	766.69	163.21	4.70	109.50	7.00
86	0.21567	8.71	766.60	163.22	4.70	109.50	7.00
88	0.22068	8.16	766.51	163.23	4.70	109.50	7.00
90	0.22570	7.65	766.44	163.23	4.70	109.50	7.00
92	0.23071	7.17	766.36	163.24	4.69	109.50	7.00
94	0.23573	6.72	766.29	163.25	4.69	109.50	7.00
96	0.24074	6.30	766.23	163.26	4.69	109.50	7.00
98	0.24576	5.90	766.17	163.26	4.69	109.50	7.00
100	0.25078	5.53	766.11	163.27	4.69	109.50	7.00
102	0.25579	5.18	766.06	163.27	4.69	109.50	7.00
104	0.26081	4.86	766.01	163.28	4.69	109.50	7.00
106	0.26582	4.55	765.96	163.28	4.69	109.50	7.00
108	0.27084	4.27	765.92	163.29	4.69	109.50	6.99
110	0.27585	4.00	765.88	163.29	4.69	109.50	6.99
112	0.28087	3.75	765.84	163.30	4.69	109.50	6.99
114	0.28588	3.51	765.80	163.30	4.69	109.50	6.99
116	0.29090	3.29	765.77	163.30	4.69	109.50	6.99
118	0.29592	3.08	765.74	163.31	4.69	109.50	6.99
120	0.30093	2.89	765.71	163.31	4.69	109.50	6.99
122	0.30595	2.71	765.68	163.31	4.69	109.50	6.99
124	0.31096	2.54	765.65	163.31	4.69	109.50	6.99
126	0.31598	2.38	765.63	163.32	4.69	109.50	6.99
128	0.32099	2.23	765.61	163.32	4.69	109.50	6.99
130	0.32601	2.09	765.59	163.32	4.69	109.50	6.99
132	0.33102	1.96	765.57	163.32	4.69	109.50	6.99
134	0.33604	1.84	765.55	163.33	4.69	109.50	6.99
136	0.34105	1.72	765.53	163.33	4.69	109.50	6.99
138	0.34607	1.61	765.51	163.33	4.69	109.50	6.99
140	0.35109	1.51	765.50	163.33	4.69	109.50	6.99
142	0.35610	1.42	765.48	163.33	4.69	109.50	6.99
144	0.36112	1.33	765.47	163.33	4.69	109.50	6.99

146	0.36613	1.24	765.46	163.34	4.69	109.50	6.99
148	0.37115	1.17	765.44	163.34	4.69	109.50	6.99
150	0.37616	1.09	765.43	163.34	4.69	109.50	6.99
152	0.38118	1.02	765.42	163.34	4.69	109.50	6.99
154	0.38619	0.96	765.41	163.34	4.69	109.50	6.99
156	0.39121	0.90	765.40	163.34	4.69	109.50	6.99
158	0.39623	0.84	765.40	163.34	4.69	109.50	6.99
160	0.40124	0.79	765.39	163.34	4.69	109.50	6.99
162	0.40626	0.74	765.38	163.34	4.69	109.50	6.99
164	0.41127	0.69	765.37	163.34	4.69	109.50	6.99
166	0.41629	0.65	765.37	163.34	4.69	109.50	6.99
168	0.42130	0.61	765.36	163.35	4.69	109.50	6.99
170	0.42632	0.57	765.35	163.35	4.69	109.50	6.99
172	0.43133	0.54	765.35	163.35	4.69	109.50	6.99
174	0.43635	0.50	765.34	163.35	4.69	109.50	6.99
176	0.44136	0.47	765.34	163.35	4.69	109.50	6.99
178	0.44638	0.44	765.33	163.35	4.69	109.50	6.99
180	0.45140	0.41	765.33	163.35	4.69	109.50	6.99
182	0.45641	0.39	765.33	163.35	4.69	109.50	6.99
184	0.46143	0.36	765.32	163.35	4.69	109.50	6.99
186	0.46644	0.34	765.32	163.35	4.69	109.50	6.99
188	0.47146	0.32	765.31	163.35	4.69	109.50	6.99
190	0.47647	0.30	765.31	163.35	4.69	109.50	6.99
192	0.48149	0.28	765.31	163.35	4.69	109.50	6.99
194	0.48650	0.26	765.31	163.35	4.69	109.50	6.99
196	0.49152	0.25	765.30	163.35	4.69	109.50	6.99
198	0.49654	0.23	765.30	163.35	4.69	109.50	6.99
200	0.50155	0.22	765.30	163.35	4.68	109.50	6.99
202	0.50657	0.20	765.30	163.35	4.68	109.50	6.99
204	0.51158	0.19	765.30	163.35	4.68	109.50	6.99
206	0.51660	0.18	765.29	163.35	4.68	109.50	6.99
208	0.52161	0.17	765.29	163.35	4.68	109.50	6.99
210	0.52663	0.16	765.29	163.35	4.68	109.50	6.99
212	0.53164	0.15	765.29	163.35	4.68	109.50	6.99
214	0.53666	0.14	765.29	163.35	4.68	109.50	6.99
216	0.54168	0.13	765.29	163.35	4.68	109.50	6.99
218	0.54669	0.12	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
220	0.55171	0.11	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
222	0.55672	0.11	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
224	0.56174	0.10	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
226	0.56675	0.09	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
228	0.57177	0.09	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
230	0.57678	0.08	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
232	0.58180	0.08	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
234	0.58681	0.07	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
236	0.59183	0.07	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
238	0.59685	0.06	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99
240	0.60186	0.06	765.28	163.35	4.68	109.50	6.99

Capacidad de soporte de columnas de grava

Falla por abultamiento

Hoja para calcular la evolución de las magnitudes con el tiempo

En el borde del Muro TEM		Corto plazo		Largo plazo	
Df	0.75 m	Φ_c	43	Φ_s	12
h _{blanket}	0.9 m	k _{pc}	5.289275742	k _{ps}	1.524970987
h _{relleno}	2.85 m	s _u [kPa]	35	c [kPa]	10
$\gamma_{relleno}$	19 kN/m ³	$SCF < k_{pc} * (2 * s_u / \sigma_{zs \text{ borde}} + 1)$		$k_{ps} < SCF < k_{pc} k_{ps}$	
3*dc	1.6 m			k _{ps}	1.524970987
En el borde del muro TEM		Corto Plazo		$k_{ps} k_{pc}$	
$\sigma_{zs \text{ borde}}$	109.5 kN/m ²	SCF _u	6.494	8.06599205	
		$SCF_u < 8.670547906$		SCF	
		Corto Plazo	Cumple	Largo Plazo	Cumple

Evolución de las diferentes magnitudes

(a la profundidad z)

t	T _r	u	σ_{zc}	σ_{zs}	SCF	$\sigma_{zs \text{ borde}}$	SCF _{borde}
[días]		[kPa]	[kPa]	[kPa]		[kPa]	
Estado inicial no incluido							
0.5	0.00087	184.82	153.11	186.93	0.82	109.50	1.40
2	0.00348	176.90	194.28	184.09	1.06	109.50	1.77
4	0.00697	166.87	246.43	180.50	1.37	109.50	2.25
6	0.01045	157.40	295.63	177.11	1.67	109.50	2.70
8	0.01393	148.47	342.03	173.91	1.97	109.50	3.12
10	0.01741	140.05	385.80	170.89	2.26	109.50	3.52
12	0.02090	132.11	427.09	168.04	2.54	109.50	3.90
14	0.02438	124.61	466.04	165.36	2.82	109.50	4.26
16	0.02786	117.54	502.78	162.82	3.09	109.50	4.59
18	0.03135	110.88	537.44	160.43	3.35	109.50	4.91
20	0.03483	104.59	570.12	158.18	3.60	109.50	5.21
22	0.03831	98.66	600.96	156.05	3.85	109.50	5.49
24	0.04180	93.06	630.05	154.05	4.09	109.50	5.75
26	0.04528	87.78	657.48	152.16	4.32	109.50	6.00
28	0.04876	82.80	683.36	150.37	4.54	109.50	6.24
30	0.05224	78.10	707.77	148.69	4.76	109.50	6.46
32	0.05573	75.04	711.07	148.46	4.79	109.50	6.49
34	0.05921	72.36	710.44	148.51	4.78	109.50	6.49
36	0.06269	69.78	709.82	148.55	4.78	109.50	6.48
38	0.06618	67.28	709.23	148.59	4.77	109.50	6.48
40	0.06966	64.88	708.67	148.63	4.77	109.50	6.47
42	0.07314	62.56	708.12	148.67	4.76	109.50	6.47
44	0.07663	60.33	707.59	148.70	4.76	109.50	6.46
46	0.08011	58.17	707.08	148.74	4.75	109.50	6.46
48	0.08359	56.09	706.59	148.77	4.75	109.50	6.45
50	0.08707	54.09	706.11	148.80	4.75	109.50	6.45

52	0.09056	52.16	705.66	148.84	4.74	109.50	6.44
54	0.09404	50.29	705.21	148.87	4.74	109.50	6.44
56	0.09752	48.50	704.79	148.89	4.73	109.50	6.44
58	0.10101	46.76	704.38	148.92	4.73	109.50	6.43
60	0.10449	45.09	703.98	148.95	4.73	109.50	6.43
62	0.10797	43.48	703.60	148.98	4.72	109.50	6.43
64	0.11146	41.93	703.24	149.00	4.72	109.50	6.42
66	0.11494	40.43	702.88	149.03	4.72	109.50	6.42
68	0.11842	38.99	702.54	149.05	4.71	109.50	6.42
70	0.12190	37.59	702.21	149.07	4.71	109.50	6.41
72	0.12539	36.25	701.89	149.09	4.71	109.50	6.41
74	0.12887	34.95	701.59	149.12	4.70	109.50	6.41
76	0.13235	33.71	701.29	149.14	4.70	109.50	6.40
78	0.13584	32.50	701.01	149.16	4.70	109.50	6.40
80	0.13932	31.34	700.73	149.17	4.70	109.50	6.40
82	0.14280	30.22	700.47	149.19	4.70	109.50	6.40
84	0.14629	29.14	700.21	149.21	4.69	109.50	6.39
86	0.14977	28.10	699.96	149.23	4.69	109.50	6.39
88	0.15325	27.10	699.73	149.24	4.69	109.50	6.39
90	0.15673	26.13	699.50	149.26	4.69	109.50	6.39
92	0.16022	25.19	699.28	149.27	4.68	109.50	6.39
94	0.16370	24.29	699.06	149.29	4.68	109.50	6.38
96	0.16718	23.43	698.86	149.30	4.68	109.50	6.38
98	0.17067	22.59	698.66	149.32	4.68	109.50	6.38
100	0.17415	21.78	698.47	149.33	4.68	109.50	6.38
102	0.17763	21.00	698.29	149.34	4.68	109.50	6.38
104	0.18112	20.25	698.11	149.36	4.67	109.50	6.38
106	0.18460	19.53	697.94	149.37	4.67	109.50	6.37
108	0.18808	18.83	697.77	149.38	4.67	109.50	6.37
110	0.19156	18.16	697.61	149.39	4.67	109.50	6.37
112	0.19505	17.51	697.46	149.40	4.67	109.50	6.37
114	0.19853	16.88	697.31	149.41	4.67	109.50	6.37
116	0.20201	16.28	697.17	149.42	4.67	109.50	6.37
118	0.20550	15.70	697.03	149.43	4.66	109.50	6.37
120	0.20898	15.14	696.90	149.44	4.66	109.50	6.36
122	0.21246	14.60	696.77	149.45	4.66	109.50	6.36
124	0.21595	14.08	696.65	149.46	4.66	109.50	6.36
126	0.21943	13.57	696.53	149.46	4.66	109.50	6.36
128	0.22291	13.09	696.41	149.47	4.66	109.50	6.36
130	0.22639	12.62	696.30	149.48	4.66	109.50	6.36
132	0.22988	12.17	696.20	149.49	4.66	109.50	6.36
134	0.23336	11.73	696.09	149.49	4.66	109.50	6.36
136	0.23684	11.32	695.99	149.50	4.66	109.50	6.36
138	0.24033	10.91	695.90	149.51	4.65	109.50	6.36
140	0.24381	10.52	695.81	149.51	4.65	109.50	6.35
142	0.24729	10.15	695.72	149.52	4.65	109.50	6.35
144	0.25078	9.78	695.63	149.53	4.65	109.50	6.35

146	0.25426	9.43	695.55	149.53	4.65	109.50	6.35
148	0.25774	9.10	695.47	149.54	4.65	109.50	6.35
150	0.26122	8.77	695.39	149.54	4.65	109.50	6.35
152	0.26471	8.46	695.32	149.55	4.65	109.50	6.35
154	0.26819	8.16	695.25	149.55	4.65	109.50	6.35
156	0.27167	7.86	695.18	149.56	4.65	109.50	6.35
158	0.27516	7.58	695.11	149.56	4.65	109.50	6.35
160	0.27864	7.31	695.05	149.57	4.65	109.50	6.35
162	0.28212	7.05	694.98	149.57	4.65	109.50	6.35
164	0.28561	6.80	694.92	149.57	4.65	109.50	6.35
166	0.28909	6.56	694.87	149.58	4.65	109.50	6.35
168	0.29257	6.32	694.81	149.58	4.65	109.50	6.35
170	0.29605	6.10	694.76	149.59	4.64	109.50	6.34
172	0.29954	5.88	694.71	149.59	4.64	109.50	6.34
174	0.30302	5.67	694.66	149.59	4.64	109.50	6.34
176	0.30650	5.47	694.61	149.60	4.64	109.50	6.34
178	0.30999	5.27	694.56	149.60	4.64	109.50	6.34
180	0.31347	5.08	694.52	149.60	4.64	109.50	6.34
182	0.31695	4.90	694.48	149.61	4.64	109.50	6.34
184	0.32044	4.73	694.43	149.61	4.64	109.50	6.34
186	0.32392	4.56	694.39	149.61	4.64	109.50	6.34
188	0.32740	4.39	694.36	149.61	4.64	109.50	6.34
190	0.33088	4.24	694.32	149.62	4.64	109.50	6.34
192	0.33437	4.09	694.28	149.62	4.64	109.50	6.34
194	0.33785	3.94	694.25	149.62	4.64	109.50	6.34
196	0.34133	3.80	694.22	149.62	4.64	109.50	6.34
198	0.34482	3.66	694.18	149.63	4.64	109.50	6.34
200	0.34830	3.53	694.15	149.63	4.64	109.50	6.34
202	0.35178	3.41	694.12	149.63	4.64	109.50	6.34
204	0.35527	3.28	694.09	149.63	4.64	109.50	6.34
206	0.35875	3.17	694.07	149.63	4.64	109.50	6.34
208	0.36223	3.05	694.04	149.64	4.64	109.50	6.34
210	0.36571	2.94	694.01	149.64	4.64	109.50	6.34
212	0.36920	2.84	693.99	149.64	4.64	109.50	6.34
214	0.37268	2.74	693.96	149.64	4.64	109.50	6.34
216	0.37616	2.64	693.94	149.64	4.64	109.50	6.34
218	0.37965	2.55	693.92	149.64	4.64	109.50	6.34
220	0.38313	2.45	693.90	149.65	4.64	109.50	6.34
222	0.38661	2.37	693.88	149.65	4.64	109.50	6.34
224	0.39010	2.28	693.86	149.65	4.64	109.50	6.34
226	0.39358	2.20	693.84	149.65	4.64	109.50	6.34
228	0.39706	2.12	693.82	149.65	4.64	109.50	6.34
230	0.40054	2.05	693.80	149.65	4.64	109.50	6.34
232	0.40403	1.97	693.78	149.65	4.64	109.50	6.34
234	0.40751	1.90	693.77	149.65	4.64	109.50	6.34
236	0.41099	1.84	693.75	149.66	4.64	109.50	6.34
238	0.41448	1.77	693.74	149.66	4.64	109.50	6.34
240	0.41796	1.71	693.72	149.66	4.64	109.50	6.34

En ambos tramos se observa que las columnas de grava mantienen una concentración de tensiones en el tiempo que asegura su capacidad de soportar las solicitaciones sin sufrir una falla por abombamiento (grafico E.4 y E.5).

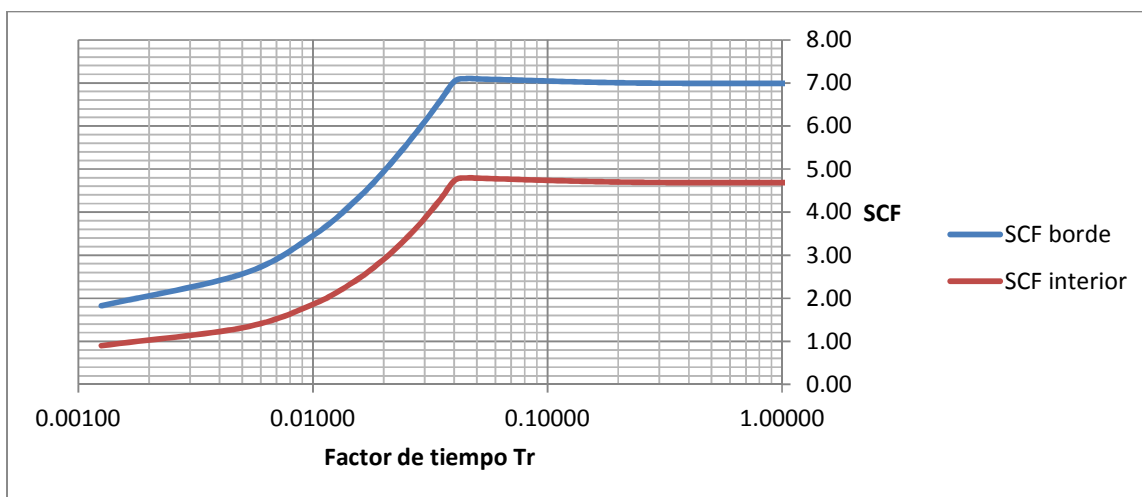


Gráfico E. 4 Desarrollo del factor de concentración de tensiones en el interior y en el borde del muro TEM, Tramo 1 (6.92 m > h > 5 m)

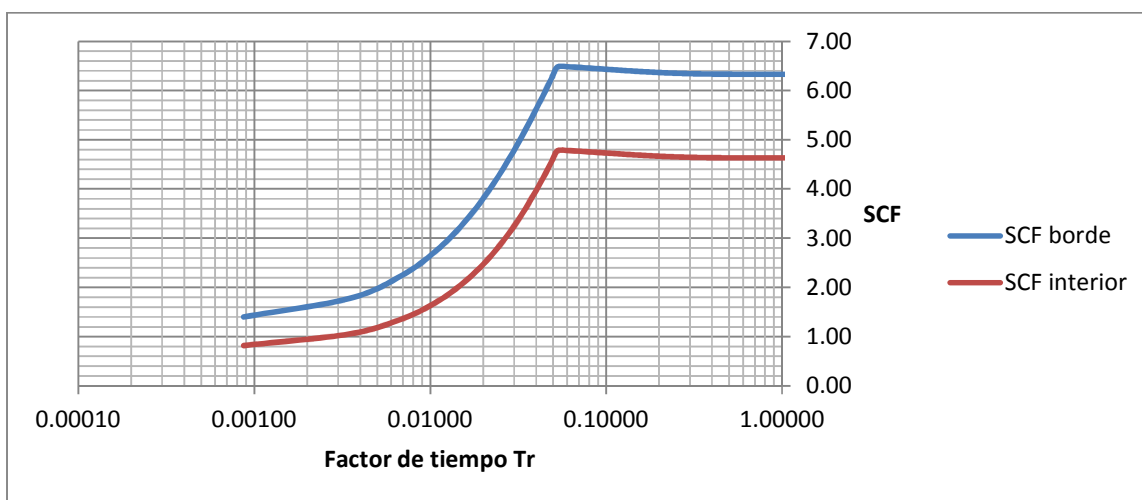


Gráfico E. 5 Desarrollo del factor de concentración de tensiones en el interior y en el borde del muro TEM, Tramo 2 (5 m > h > 3.5 m)

Las columnas de grava se instalarán en el tramo 4 con el fin de minimizar los problemas de licuefacción y asentamientos, sin embargo a continuación se muestra de igual forma la verificación obtenida con el espaciamiento entre columnas definido en el cálculo de asentamiento y tiempo de consolidación.

52	0.03260	58.22	178.44	72.89	2.45	54.02	3.30
54	0.03385	57.63	182.61	72.79	2.51	54.02	3.38
56	0.03511	57.05	186.74	72.69	2.57	54.02	3.46
58	0.03636	56.47	190.83	72.59	2.63	54.02	3.53
60	0.03762	55.90	194.88	72.50	2.69	54.02	3.61
62	0.03887	55.34	198.88	72.40	2.75	54.02	3.68
64	0.04012	54.78	202.85	72.31	2.81	54.02	3.76
66	0.04138	54.23	206.78	72.22	2.86	54.02	3.83
68	0.04263	53.68	210.66	72.12	2.92	54.02	3.90
70	0.04389	53.14	214.51	72.03	2.98	54.02	3.97
72	0.04514	52.60	218.32	71.94	3.03	54.02	4.04
74	0.04639	52.07	222.09	71.85	3.09	54.02	4.11
76	0.04765	51.54	225.82	71.76	3.15	54.02	4.18
78	0.04890	51.02	229.51	71.68	3.20	54.02	4.25
80	0.05016	50.51	233.17	71.59	3.26	54.02	4.32
82	0.05141	50.00	236.79	71.50	3.31	54.02	4.38
84	0.05266	49.49	240.37	71.42	3.37	54.02	4.45
86	0.05392	48.99	243.92	71.33	3.42	54.02	4.52
88	0.05517	48.50	247.43	71.25	3.47	54.02	4.58
90	0.05642	48.01	250.91	71.17	3.53	54.02	4.64
92	0.05768	47.52	254.35	71.08	3.58	54.02	4.71
94	0.05893	47.04	257.75	71.00	3.63	54.02	4.77
96	0.06019	46.57	261.12	70.92	3.68	54.02	4.83
98	0.06144	46.10	264.46	70.84	3.73	54.02	4.90
100	0.06269	45.63	267.76	70.77	3.78	54.02	4.96
102	0.06395	45.17	271.03	70.69	3.83	54.02	5.02
104	0.06520	44.71	274.27	70.61	3.88	54.02	5.08
106	0.06646	44.26	277.48	70.53	3.93	54.02	5.14
108	0.06771	43.82	280.65	70.46	3.98	54.02	5.20
110	0.06896	43.37	283.79	70.38	4.03	54.02	5.25
112	0.07022	42.93	286.90	70.31	4.08	54.02	5.31
114	0.07147	42.50	289.97	70.24	4.13	54.02	5.37
116	0.07272	42.07	293.02	70.17	4.18	54.02	5.42
118	0.07398	41.65	296.04	70.09	4.22	54.02	5.48
120	0.07523	41.23	299.02	70.02	4.27	54.02	5.54
122	0.07649	40.81	301.97	69.95	4.32	54.02	5.59
124	0.07774	40.40	304.90	69.88	4.36	54.02	5.64
126	0.07899	39.99	307.79	69.81	4.41	54.02	5.70
128	0.08025	39.59	310.66	69.75	4.45	54.02	5.75
130	0.08150	39.19	313.50	69.68	4.50	54.02	5.80
132	0.08276	38.79	316.31	69.61	4.54	54.02	5.86
134	0.08401	38.40	319.09	69.55	4.59	54.02	5.91
136	0.08526	38.01	321.84	69.48	4.63	54.02	5.96
138	0.08652	37.63	324.56	69.42	4.68	54.02	6.01
140	0.08777	37.25	327.26	69.35	4.72	54.02	6.06
142	0.08903	36.87	329.93	69.29	4.76	54.02	6.11
144	0.09028	36.50	332.57	69.23	4.80	54.02	6.16

146	0.09153	36.13	335.19	69.16	4.85	54.02	6.20
148	0.09279	35.81	336.01	69.14	4.86	54.02	6.22
150	0.09404	35.51	335.89	69.15	4.86	54.02	6.22
152	0.09529	35.22	335.78	69.15	4.86	54.02	6.22
154	0.09655	34.93	335.66	69.15	4.85	54.02	6.21
156	0.09780	34.64	335.55	69.15	4.85	54.02	6.21
158	0.09906	34.35	335.43	69.16	4.85	54.02	6.21
160	0.10031	34.06	335.32	69.16	4.85	54.02	6.21
162	0.10156	33.78	335.21	69.16	4.85	54.02	6.21
164	0.10282	33.50	335.10	69.17	4.84	54.02	6.20
166	0.10407	33.23	334.99	69.17	4.84	54.02	6.20
168	0.10533	32.95	334.88	69.17	4.84	54.02	6.20
170	0.10658	32.68	334.77	69.17	4.84	54.02	6.20
172	0.10783	32.41	334.66	69.18	4.84	54.02	6.20
174	0.10909	32.14	334.56	69.18	4.84	54.02	6.19
176	0.11034	31.87	334.45	69.18	4.83	54.02	6.19
178	0.11160	31.61	334.35	69.18	4.83	54.02	6.19
180	0.11285	31.35	334.24	69.19	4.83	54.02	6.19
182	0.11410	31.09	334.14	69.19	4.83	54.02	6.19
184	0.11536	30.83	334.04	69.19	4.83	54.02	6.18
186	0.11661	30.57	333.94	69.19	4.83	54.02	6.18
188	0.11786	30.32	333.84	69.19	4.82	54.02	6.18
190	0.11912	30.07	333.74	69.20	4.82	54.02	6.18
192	0.12037	29.82	333.64	69.20	4.82	54.02	6.18
194	0.12163	29.57	333.54	69.20	4.82	54.02	6.17
196	0.12288	29.33	333.45	69.20	4.82	54.02	6.17
198	0.12413	29.09	333.35	69.21	4.82	54.02	6.17
200	0.12539	28.85	333.25	69.21	4.82	54.02	6.17
202	0.12664	28.61	333.16	69.21	4.81	54.02	6.17
204	0.12790	28.37	333.07	69.21	4.81	54.02	6.17
206	0.12915	28.13	332.97	69.22	4.81	54.02	6.16
208	0.13040	27.90	332.88	69.22	4.81	54.02	6.16
210	0.13166	27.67	332.79	69.22	4.81	54.02	6.16
212	0.13291	27.44	332.70	69.22	4.81	54.02	6.16
214	0.13416	27.21	332.61	69.22	4.80	54.02	6.16
216	0.13542	26.99	332.52	69.23	4.80	54.02	6.16
218	0.13667	26.76	332.43	69.23	4.80	54.02	6.15
220	0.13793	26.54	332.34	69.23	4.80	54.02	6.15
222	0.13918	26.32	332.26	69.23	4.80	54.02	6.15
224	0.14043	26.11	332.17	69.23	4.80	54.02	6.15
226	0.14169	25.89	332.08	69.24	4.80	54.02	6.15
228	0.14294	25.67	332.00	69.24	4.79	54.02	6.15
230	0.14420	25.46	331.91	69.24	4.79	54.02	6.14
232	0.14545	25.25	331.83	69.24	4.79	54.02	6.14
234	0.14670	25.04	331.75	69.24	4.79	54.02	6.14
236	0.14796	24.83	331.67	69.25	4.79	54.02	6.14
238	0.14921	24.63	331.58	69.25	4.79	54.02	6.14
240	0.15047	24.43	331.50	69.25	4.79	54.02	6.14

242	0.15172	24.22	331.42	69.25	4.79	54.02	6.14
244	0.15297	24.02	331.34	69.25	4.78	54.02	6.13
246	0.15423	23.82	331.27	69.26	4.78	54.02	6.13
248	0.15548	23.63	331.19	69.26	4.78	54.02	6.13
250	0.15673	23.43	331.11	69.26	4.78	54.02	6.13
252	0.15799	23.24	331.03	69.26	4.78	54.02	6.13
254	0.15924	23.04	330.96	69.26	4.78	54.02	6.13
256	0.16050	22.85	330.88	69.27	4.78	54.02	6.13
258	0.16175	22.66	330.81	69.27	4.78	54.02	6.12
260	0.16300	22.48	330.73	69.27	4.77	54.02	6.12
262	0.16426	22.29	330.66	69.27	4.77	54.02	6.12
264	0.16551	22.11	330.59	69.27	4.77	54.02	6.12
266	0.16677	21.92	330.51	69.27	4.77	54.02	6.12
268	0.16802	21.74	330.44	69.28	4.77	54.02	6.12
270	0.16927	21.56	330.37	69.28	4.77	54.02	6.12
272	0.17053	21.38	330.30	69.28	4.77	54.02	6.11
274	0.17178	21.20	330.23	69.28	4.77	54.02	6.11
276	0.17304	21.03	330.16	69.28	4.77	54.02	6.11
278	0.17429	20.86	330.09	69.28	4.76	54.02	6.11
280	0.17554	20.68	330.02	69.29	4.76	54.02	6.11
282	0.17680	20.51	329.95	69.29	4.76	54.02	6.11
284	0.17805	20.34	329.89	69.29	4.76	54.02	6.11
286	0.17930	20.17	329.82	69.29	4.76	54.02	6.11
288	0.18056	20.01	329.75	69.29	4.76	54.02	6.10
290	0.18181	19.84	329.69	69.29	4.76	54.02	6.10
292	0.18307	19.68	329.62	69.30	4.76	54.02	6.10
294	0.18432	19.51	329.56	69.30	4.76	54.02	6.10
296	0.18557	19.35	329.50	69.30	4.75	54.02	6.10
298	0.18683	19.19	329.43	69.30	4.75	54.02	6.10
300	0.18808	19.03	329.37	69.30	4.75	54.02	6.10
302	0.18934	18.87	329.31	69.30	4.75	54.02	6.10
304	0.19059	18.72	329.24	69.30	4.75	54.02	6.09
306	0.19184	18.56	329.18	69.31	4.75	54.02	6.09
308	0.19310	18.41	329.12	69.31	4.75	54.02	6.09
310	0.19435	18.26	329.06	69.31	4.75	54.02	6.09
312	0.19560	18.11	329.00	69.31	4.75	54.02	6.09
314	0.19686	17.96	328.94	69.31	4.75	54.02	6.09
316	0.19811	17.81	328.88	69.31	4.74	54.02	6.09
318	0.19937	17.66	328.83	69.31	4.74	54.02	6.09
320	0.20062	17.51	328.77	69.32	4.74	54.02	6.09
322	0.20187	17.37	328.71	69.32	4.74	54.02	6.08
324	0.20313	17.22	328.65	69.32	4.74	54.02	6.08
326	0.20438	17.08	328.60	69.32	4.74	54.02	6.08
328	0.20564	16.94	328.54	69.32	4.74	54.02	6.08
330	0.20689	16.80	328.48	69.32	4.74	54.02	6.08
332	0.20814	16.66	328.43	69.32	4.74	54.02	6.08
334	0.20940	16.52	328.38	69.32	4.74	54.02	6.08
336	0.21065	16.39	328.32	69.33	4.74	54.02	6.08

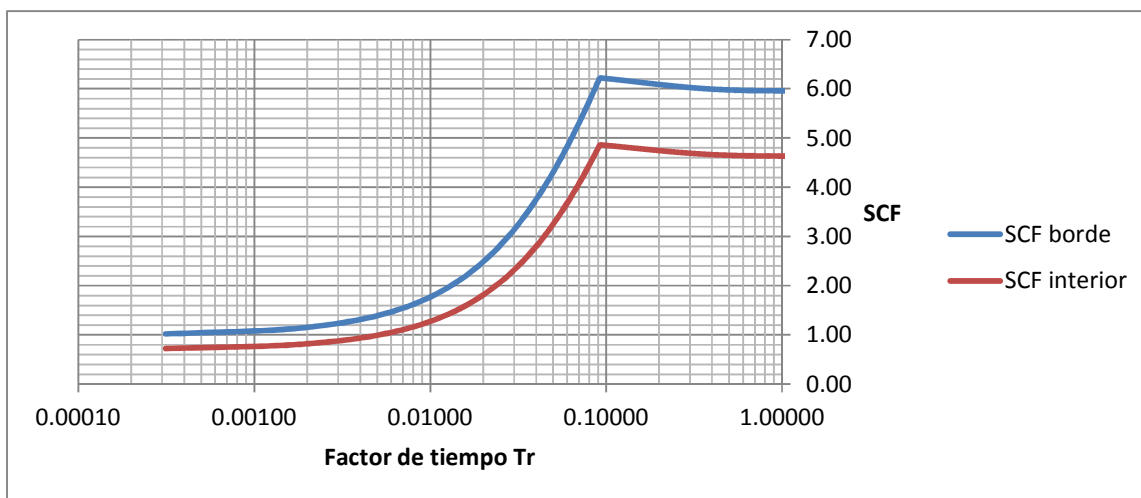


Gráfico E. 6 Desarrollo del factor de concentración de tensiones en el interior y en el borde del muro TEM, Tramo 4 ($h < 2$ m)

En el gráfico E.6 se aprecia que en este tramo los factores de concentración de tensiones mantienen un comportamiento más cercano que los demás tramos, cumpliendo igualmente con las restricciones de diseño a la capacidad portante de las columnas, este estrechamiento se debe al espaciamiento de diseño el que al aumentar la distancia proporciona mayores cargas al suelo circundante.

Cabe aclarar que si bien en este tramo las columnas de grava cumplen con todos los requerimientos de cada uno de los estudios realizados, se emplean principalmente en esta zona para aminorar los problemas de licuefacción, su función principal sería la de disipación de sobrepresiones intersticiales en presencia de cargas cíclicas en condiciones no drenadas, esto ya que funcionan como potentes drenes verticales tal y como lo explica Seed and Booker (1979), en la revista de ingeniería geotécnica en el artículo de estabilización de sedimentos altamente licuables con la utilización de columnas de grava. Para diseñar este tramo se consideró una disminución aceptable del tiempo de consolidación ya que éste se relaciona directamente con el drenaje del suelo. Al disminuir el tiempo de consolidación se disminuye igual el tiempo en que el suelo mantendrá condiciones no drenadas. Así, la posibilidad de un evento sísmico que produzca licuefacción en el suelo ve acotada su ocurrencia a un tiempo menor, y si ocurriese, las características drenantes de las columnas servirían para eliminar el exceso de presión de poros generado por éste. Adicionalmente, se entrega a continuación una estimación del costo de instalación de las columnas de grava diseñadas en esta tesis considerando los costos por metro lineal proporcionados por la inspección técnica de obra del viaducto en construcción.

Valoración económica de la solución adoptada

Las columnas de grava requieren de una capa granular superior que ayude a distribuir de mejor forma las tensiones en la columna y el suelo, y que además sirva como drenaje superficial para la eliminación de la presión de poro generada por el agua en la capas inferiores transmitida a través de las columnas de grava.

	Tramos			
	$6.92 \geq h > 5$	$5 \geq h > 3.5$	$3.5 \geq h > 2$	$h \leq 2$
Blanket (m ³)	1848	1116	1448	764
Total m³				5176

Para la configuración geométrica triangular, con columnas de $dc = 0.8$ m se tiene:

dc = 0.8 m	Tramos			
	$6.92 \geq h > 5$	$5 \geq h > 3.5$	$3.5 \geq h > 2$	$h \leq 2$
cantidad columnas entrada viaducto	168	70	49	36
cantidad columnas salida viaducto	228	95	42	39
Total columnas				727
Largo de columnas				9.1
(m) columnas				6615.7

	Unidad	Precio	Cantidad	Importe
Columnas de grava con $dc=0.8$ m	ml	194,190.00	6,616	1,284,702,783
Relleno de Grava Chancada Compactada	m3	31,714.00	5,176	164,151,664
TOTAL NETO				1,448,854,447
IVA (19%)				275,282,345
TOTAL				\$ 1,724,136,792

ANEXO F

EETT y Protocolos de Control de

Columnas de Grava

1 ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS COLUMNAS DE GRAVA

Las presentes especificaciones se refieren a los trabajos necesarios a realizar como método de mejoramiento para los accesos al viaducto Alessandri, ubicado en la ciudad de Concepción, Región del Bío-Bío.

Su construcción se ejecutará conforme al proyecto entregado por el proyectista y aceptado por el mandante, debiendo cumplir además con lo señalado en las Normas Chilenas pertinentes.

El Contratista deberá retirar y despejar en definitiva todos los materiales y excedentes resultantes de la faena de construcción, a conformidad de la Inspección, debiendo llevarlos a botaderos autorizados.

1.1 Descripción y alcances

Esta partida se refiere a la conformación de las columnas de grava en conformidad a lo dispuesto en esta especificación y demás documentos del Proyecto.

1.2 Materiales y equipos

Bajo las condiciones asumidas se podrá optar por los siguientes equipos y materiales.

1.3 Equipos

El equipo mecánico que produce la compactación en profundidad podrá estar constituido por:

- a) Vibrador: corresponde a un pilote tubular de acero dentro del cual en su extremo inferior tiene un sistema que genera vibración.
- b) Sistema de inyección de agua: El agua es introducida por el cabezal superior y expulsado a presión por la punta o parte inferior del pilote (vibrador).
- c) Sistema de soporte del pilote o grúa.

El Contratista deberá asegurar que con los equipos propuestos se alcanzan las profundidades y diámetros de proyecto.

1.4 Material de aporte

El material de aporte deberá ser grava chancada TM 1½" cortada en ¼" (limpia sin arena).

Procedimientos de trabajo

Se deberá marcar el terreno de tal forma que los centros de las columnas de grava queden equidistantes entre sí, tal como se muestra en los planos de proyecto.

1.5 Penetración

Instalar el vibrador suspendido de la grúa sobre el punto a compactar, se pone en marcha el motor de vibración. Se introduce el vibrador hasta la profundidad requerida (rechazo). El pilote deberá penetrar el mejoramiento (3 m. aproximadamente) y el suelo blando (6 m aproximadamente), con un total aproximado de 9 m.

1.6 Aporte de Grava

Una vez alcanzada la profundidad deseada se procede al aporte de la grava en capas de unos 50 cm. aproximadamente.

El aporte puede realizarse en superficie, a la cota del terreno natural (aporte superior), o por la punta del vibrador (aporte inferior). La técnica de aporte inferior permite el empleo de la vía seca en terrenos muy blandos en los que no se garantiza la estabilidad de la perforación (resistencias al corte sin drenaje inferiores a 5 tf/m^2).

1.7 Compactación de Grava

La grava aportada es compactada por la vibración. La finalización de cada capa viene indicada por la resistencia a bajar el vibrador (rechazo), medida por la intensidad aplicada a éste. El criterio de rechazo se definirá como aquel en que el suelo no permita la penetración en trabajo estándar (250 [A] aproximadamente).

1.8 Control de Calidad

Para asegurar la correcta ejecución de las columnas, se deberán generar fichas de control en las que se llevará un registro completo (por cada espesor de aporte de gravas) según lo indicado en los Protocolos de Control.

1.9 Unidad de medida y pago

La medida para el pago de la construcción de las columnas de grava será metros lineales (ml). Para efectos de pago no se tendrán en cuenta el costo de los ensayos para comprobar la calidad, ni las secciones de prueba.

2 PROTOCOLOS DE CONTROL DE COLUMNAS DE GRAVA

A continuación se indican los parámetros a controlar en la ejecución de las columnas de grava, para el mejoramiento en los accesos del viaducto Alessandri, ubicado en la ciudad de Concepción, Región del Bío-Bío.

El objetivo de este control es lograr un producto final que satisfaga las necesidades del proyecto en forma eficiente y segura, tanto desde el punto de vista de estabilidad general como de la operación.

La descripción geométrica y la posición de las columnas serán las definidas en el proyecto correspondiente y en la modelación conforme a la topografía de terreno, o sus modificaciones últimas en caso que existieran.

2.1 Controles a desarrollar

Para el control de la ejecución de las columnas se emplean varios parámetros, el más importante es la compactación conseguida en la columna construida, este parámetro se controla mediante la intensidad o presión aplicada al vibrador.

Para comprobar la buena ejecución de las columnas de grava se deben realizar inspecciones visuales, en forma continua, para verificar el procedimiento.

Un segundo control de ejecución consiste en la verificación de los datos obtenidos con el registrador de parámetros de los equipos, es decir, la profundidad alcanzada por cada columna, las intensidades o presiones en el vibrador durante las fases de penetración y de densificación de la grava y los pesos o volúmenes de grava colocados en función de la profundidad y tiempo.

Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, se debe colocar la grava en capas levantando el vibrador 0,5 m. Cada una de las capas se debe compactar el número suficiente de veces hasta conseguir una lectura mínima de intensidad de corriente o de presión según sea el caso. Los principales controles a realizar son:

- Profundidad de columna y rechazo al momento de la penetración,
- Volumen de grava aportada y
- Paso de 0,5 m (colocación de capas).

Los controles a realizar se resumen a continuación.

2.2 Columnas de Grava

a) Penetración:

Se controlarán los siguientes parámetros:

- Identificación (Nº y ubicación).
- Fecha de penetración.
- Longitud (en suelo), ésta será hasta llegar a suelo denso (rechazo).
- Diámetro de pila, éste será como mínimo el indicado en el proyecto, con un margen del 5%.

b) Grava:

Se controlarán los siguientes parámetros:

- Tamiz.
- Limpieza (sin arena o material perjudicial).

c) Ejecución:

Se controlarán los siguientes parámetros por cada espesor de aporte de grava (50 cm aproximadamente):

- Inspección visual.
- Tiempo de compactación de grava aportada.
- Pesos o volúmenes de grava aportada en función de velocidad y tiempo (en el caso de los volúmenes se podrá considerar un esponjamiento entre 15 - 30%, el que se medirá en terreno previo al inicio de los trabajos).
- Espesor capas de grava (50 cm. aproximadamente).