



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**MODELAMIENTO NUMÉRICO MEDIANTE ELEMENTOS
FINITOS DE MUROS MECANICAMENTE ESTABILIZADOS
CON REFUERZO INEXTENSIBLE**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS MENCIÓN,
INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

IGNACIO ALBERTO CARTES MELO

PROFESOR GUÍA:
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CÉSAR PASTÉN PUCHI
JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES

SANTIAGO DE CHILE

2016

RESUMEN DE LA TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA, MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y GEOTÉCNICA Y AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.
POR: Ignacio Alberto Cartes Melo.
FECHA: 20/12/2016
PROFESOR GUÍA: Ricardo Moffat Covarrubias.

MODELAMIENTO NUMÉRICO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE MUROS MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS CON REFUERZOS INEXTENSIBLES

Esta tesis desarrolla mediante el modelamiento en elementos finitos modelos de muros mecánicamente estabilizados para estudiar de manera cuantitativa el comportamiento de este tipo de estructuras. Los muros mecánicamente estabilizados se caracterizan por complejas interacciones que se generan entre los elementos estructurales y el suelo. En particular la interacción entre la fachada del muro y el suelo de refuerzo es de especial interés en esta investigación ya que se muestra que controla el estado de cargas en los elementos estructurales. Por este motivo para caracterizar la respuesta bajo cargas estáticas de muros mecánicamente estabilizados se utilizaron interfaces de elementos continuos para representar esta interacción de manera de controlar los parámetros de rigidez y resistencia. Los modelos realizados en esta investigación fueron contrastados con las mediciones realizadas a uno de los pocos muros mecánicamente estabilizados con refuerzos inextensibles, ampliamente instrumentado, reportado en la bibliografía disponible, obteniendo resultados que muestran una buena concordancia entre las mediciones en terreno y los modelos realizados. A partir de esta validación se realizó un análisis de sensibilidad para poder determinar el impacto de diversos parámetros, mostrando en función de las cargas verticales en los paneles de fachada, cargas en los refuerzos y desplazamientos del muro, la influencia de los parámetros modificados. Posteriormente se implementó el proceso de compactación mediante la aplicación de sobrecarga capa por capa utilizando un modelo constitutivo del suelo que modifique su rigidez y simultáneamente desarrolle deformaciones plásticas irreversibles al ser sometido a sobrecargas. Los resultados de los modelos implementados con una simulación del proceso de compactación muestran un mejor ajuste con los valores reportados en terreno, no obstante un aumento en los recursos computacionales, dificultad asociada a la calibración de parámetros del suelo de relleno y problemas de convergencia suponen obstáculos suficientes como para llevar a cabo dicho proceso. Finalmente una comparación en términos de cargas en los refuerzos se lleva a cabo para contrastar las predicciones realizadas por las metodologías de cálculo basadas en equilibrio límite, modelos de elementos finitos y mediciones en terreno realizadas a un muro a escala.

Dedicatoria

Dedicada a mis padres José y Teresa .
Y a los que ya no están: Abuelito Juani,
Abuelita Suny y Tia Paty.

Agradecimientos

En primer lugar agradezco a mis padres, José y Teresa, por todo el esfuerzo y dedicación puestos en mí, durante estos largos casi 9 años. Fueron años difíciles en los que estuvimos distanciados, pero siempre los sentí a mi lado entregándome todo y más de lo necesario para poder afrontar este desafío en mi vida. Sin ustedes esto no hubiese sido posible. Gracias por entregarme tanto sin pedir nada a cambio, los amo desde lo más profundo de mi corazón.

Agradezco a mi hermanita Valentinita, por ser una niña demasiado especial, muchas veces incomprendida por la sociedad. Quiero que sepas que en tu hermano tienes un aliado y un gran amigo que quiere estar presente en todos tus desafíos futuros. Te quiero mucho. A mi pequeñito hermano Jorge, también un niño demasiado especial, por siempre buscarme e incluirme en todos sus planes; a pesar de mi carácter un poco despreocupado, siempre sentí tu cariño y preocupación por estar conmigo. También te quiero mucho. Le agradezco muy profundamente a mi otra mamá, la que estuvo conmigo a todo momento en mi infancia y pubertad y que ahora la distancia nos tiene alejados. Un beso enorme Evi, gracias por todo lo que me entregaste.

Quiero agradecer este trabajo a la gran Familia Melo. A mi abueli Lidia, por ser la reina de la familia y quien con su infinito amor ha sido pilar fundamental para sus hijos, nietos y bisnietos. A mi tío Diógenes, con el cual compartí los mejores momentos de mi vida en Lican-Ray y al cual admiro muchísimo. A mi Tío Períco, por permitirme conocerlo y quererlo tal cual como es y ser mi compañero de vida acá en Santiago. A mi Tía Poly por su inmenso cariño y por ser una mujer valiente y trabajadora. A mi Tía Vero, por estar junto a nosotros, cuidar de mi mamá y mi hermana y preocuparse siempre de mí a pesar de la distancia. A mi Tío Mike, por compartir tan buenos momentos junto a usted y contagiarme siempre con su sonrisa y alegría. A mi Tío Lucho, por ser el líder de la Familia Melo y un trabajador incansable. A mi Tía Lily, por ser mi hermana mayor y educarme, a pesar de lo complejo de la tarea. A mi Tío Claudio, por los años vividos juntos en Zenteno #410 Dpto B, años que jamás olvidaré. A mi primo Diógenes, por ser un verdadero amigo y entregar tanto incluso en las condiciones más adversas. A mi prima Pame, por ser tan tú, única y transparente y superar todas las dificultades de la vida, no importando lo complejas que estás sean. A mis primos Ernest: Claudio, Pablo, David, Miguel y Matias. Gracias por tan buenos momentos. Espero vengan muchos más. A mis primitas lindas: Silvy, Andreita, Cecy y Jija por poner el toque femenino en esta Familia y quererme a pesar de mis modales. A mis primitos: Luis, Giorgio, Colan, Luisito, Luis Pablo, Manolo y Pablo Salvador, agradecerles su cariño y por hacerme sentir uno más de ustedes. A las nuevas generaciones: Magda, Trini, Ignacita, Benja, Paulita, Bebo y Panchito “Rambo” espero algún día lean este agradecimiento y valoren lo que es pertenecer a esta hermosa Familia.

Agradezco de manera muy especial a mi compañera de vida. Mi Karencita. Por todo este tiempo a tu lado que ha sido maravilloso. Por contenerme y apoyarme en todo momento. Te amo y espero podamos realizar juntos todos los sueños que tenemos planificados. Mención especial para su familia, mi Tia Mau y la Mau, quienes fueron un gran soporte todo este tiempo. Gracias por su cariño y comprensión.

Quiero agradecer al Profesor Ricardo Moffat por guiar de excelente manera este trabajo, por su tiempo y buena disposición siempre. Al profesor César Pastén, por ser un ejemplo a seguir, le agradezco por todos estos años de enseñanzas y consejos. Al Profesor Juan Felipe Beltrán le agradezco por su valioso aporte a este trabajo además de su amabilidad y disponibilidad siempre para mis dudas y problemas.

A mis amigos de toda la vida. Los cuales siempre me brindaron su apoyo desde Temuco. Felipe, Tuky, Jano, Ñoño y Pedro Alexis. Gracias por estar a mi lado siempre, por ser por sobre todas las cosas buenas personas y por estar pendientes siempre de mi. Gracias por tanto.

Agradezco enormemente a mis amigos “los guatones hermosos” por incluir a este niñito venido del sur en su grupo. Toni querido, Andresito, Lukini, Chikilin, Warryto, Mauri, Chelini y Svencito muchas gracias por su apoyo y por todos los momentos vividos. Espero con ansias mi camiseta de Uruguay para poder completar el equipo.

Un especial agradecimiento para todas las personas que pasaron por la Geopecera. Son muchos y todos inolvidables. Agradezco de todo corazón las largas horas de estudios, conversaciones y mucho más en el 1007 vividas con mi compañero de andanzas Miguel Saez. Agradezco también haber conocido a un amigo de la calidad humana de José Salomon. Jamás olvidaré mi paso por acá, las personas que conocí y las innumerables historias que vivimos.

Agradezco a las personas que me enseñaron mucho de la vida. Especial afecto para mis amigos Hidráulicos Edinsson y RP. Gracias por compartir con este ser humano. A mis amigos de estudio, tesis y más, Gran “abuelito” Díaz y Nacho Manriquez. A mis amigos entrañables de sección: Pipe Gallardo, Mumo, Zambo, Carepillo, Daniel, Guty y tantos otros que compartimos tremendos momentos y veranos en Lican-Ray.

Sinceramente me faltarían hojas para agradecer a tantas personas que pasaron por mi etapa universitaria y que hicieron de estos 9 años los mejores de mi vida. Gracias a la Universidad de Chile por abrirme sus puertas y permitirme conocer un mundo lleno de gente increíble. Gracias a toda la gente que permite que las cosas funcionen, especial abrazo para Mariela, Moni, Patty y Tia Isabel. Sin ustedes esto no hubiese sido posible.

Me despido agradeciendo a la vida por la maravillosa Mama que me entregó y por mi querido Papa. Les dedico este trabajo, les estaré eternamente agradecido.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Objetivo General	3
1.2. Objetivos Específicos	3
1.3. Estructura de la Tesis.....	4
2. Revisión bibliográfica	5
2.1. Estructuras de contención.....	5
2.2. Concepto de suelo reforzado	10
2.3. Tipos de muros mecánicamente estabilizados.....	11
2.4. Fachada	12
2.5. Características del suelo de relleno	13
2.6. Fallas en muros mecánicamente estabilizados.....	16
2.7. Mecanismos de transferencia de esfuerzos en los refuerzos.....	20
2.8. Modo de acción del refuerzo	21
2.9. Fuerza de arranque.....	22
2.10. Estimación de la resistencia al arranque en estructuras de suelo reforzado	23
2.11. Proceso de compactación.....	26
2.12. Obtención de parámetros de resistencia del suelo	27
2.13. Métodos de análisis en muros mecánicamente estabilizados.....	32
3. Métodos Semi – empíricos de diseño	35
3.1. Motivación	35
3.2. Estabilidad Externa (Ejemplo Minnow Creek).....	37
3.2.1 Deslizamiento	40
3.2.2 Volcamiento	40
3.2.3 Falla en la capacidad de Soporte	41
3.3. Estabilidad Interna.....	45
3.3.1 Rotura de refuerzos	45
3.3.2 Arranque de los refuerzos	47
3.4. Metodologías de Diseño.....	50
3.4.1 Coherent Gravity Method.....	50
3.4.2 FHWA Structure Stiffness Method	54
3.4.3 Simplified Method	57

3.4.4	Comparación de metodologías	59
3.4.5	Efecto de la sobrecarga (q)	60
4.	Modelamiento numérico de muros mecánicamente estabilizados	63
4.1	Relaciones Constitutivas	63
4.2	Formulación mediante elementos finitos	66
4.3	Modelamiento numérico de muros mecánicamente estabilizados	68
4.3.1	PLAXIS	69
4.3.2	GTS - NX	74
4.4	Resultados	79
5.	Caso estudio: Muro mecánicamente estabilizado Minnow Creek	87
5.1.	Instrumentación y monitoreo	89
5.2.	Modelamiento Numérico	90
5.3.	Calibración inicial del modelo	96
5.4.	Resultados	98
6.	Análisis de sensibilidad de parámetros en muro Minnow Creek	108
6.1.	Rigidez del suelo de fundación	109
6.2.	Rigidez del refuerzo	114
6.3.	Rigidez de los cojinetes	120
6.4.	Refinamiento del mallado	126
6.5.	Modificación del espaciamiento vertical del refuerzo	130
6.6.	Modelamiento sin interfaz suelo-panel	135
7.	Simulación de proceso de compactación	139
7.1.	Esfuerzos inducidos mediante el proceso de compactación en suelos reforzados	139
7.2.	Implementación Inicial	140
7.2.1	Modelo base adaptado	140
7.2.2	Modelo Hiperbólico: Mohr-Coulomb Modificado	141
7.2.3	Resultados	144
7.3.	Influencia del proceso constructivo y distancia de compactación	148
7.4.	Influencia de la magnitud de la sobrecarga	149
7.5.	Modelamiento final	153
8.	Conclusiones	157
9.	Recomendaciones	159

10. Bibliografía 160

Índice de Tablas

Tabla 2.1 Características suelo de relleno, AASHTO (2012).	14
Tabla 2.2 Resumen desempeño al arranque para distintos tipos de refuerzos. Adaptada Berg et al. (2009).....	23
Tabla 3.1 Resumen parámetros estabilidad externa.	39
Tabla 3.2 Resumen estabilidad externa. Caso Base.....	43
Tabla 3.3 Propiedades de los refuerzos.	46
Tabla 3.4 Espaciamiento horizontal estimado del muro Minnow Creek.	47
Tabla 3.5: Resumen cargas máximas y de arranque reportadas por Runser (1999). .	49
Tabla 3.6 Parámetros utilizados para el cálculo de carga máxima, Coherent Gravity Method.	52
Tabla 3.7 Parámetros utilizados para factores de seguridad arranque y rotura, Coherent Gravity Method.	53
Tabla 3.8 Parámetros utilizados para factores de seguridad arranque y rotura, FHWA Structure Stiffness Method.	55
Tabla 3.9 Parámetros utilizados para el cálculo de carga máxima, FHWA Structure Stiffness Method.....	56
Tabla 3.10 Parámetros utilizados para factores de seguridad arranque y rotura, Simplified Method.....	57
Tabla 3.11 Parámetros utilizados para el cálculo de carga máxima, Simplified Method.	58
Tabla 3.12 Error asociado a cada metodología de diseño, Caso Base.....	59
Tabla 3.13 Error asociado a cada metodología de diseño, Caso sobrecarga multiplicada por dos $q^* = 2q = 24 \text{ kPa}$	60
Tabla 3.14 Error asociado a cada metodología de diseño, Caso sobrecarga multiplicada por dos $q^* = 0 \text{ kPa}$	61
Tabla 3.15 Resumen capacidad de arranque.....	62
Tabla 4.1 Parámetros para el modelamiento de los distintos tipos de suelo.	70
Tabla 4.2 Elementos estructurales PLAXIS.....	73
Tabla 4.3: Elementos estructurales GTS-NX.....	76
Tabla 4.4 Resumen interfaces suelo-panel entre ambos programas.	78
Tabla 5.1 Propiedades cojinete modelo trilineal.	91
Tabla 5.2 Propiedades de los refuerzos.	92

Tabla 5.3 Parámetros de suelo utilizados en el modelamiento en GTS-NX.....	96
Tabla 6.1 Resumen número de nodos y tiempo de cálculo.....	127
Tabla 6.2 Resumen de propiedades de los modelos	131
Tabla 7.1 Valores utilizados en la implementación del modelo Mohr-Coulomb Modificado en el suelo de refuerzo.....	143

Índice de Figuras

Figura 1.1 Esquema muro mecánicamente estabilizado. Adaptada de Tierra Armada.	2
Figura 2.1 Tipos de estructuras de contención. Tiznado (2010).....	5
Figura 2.2 Esquema 2D muro mecánicamente estabilizado. Adaptada Schmidt et al. (2011).....	6
Figura 2.3 Variación de costos en función de la altura para distintos sistemas de contención. Adaptada Hatami and Bathurst (2001).....	7
Figura 2.4 Ejemplo Muro Crib-Bin, Jara (2010).....	8
Figura 2.5 Carretera Aeropuerto Seattle. 46 m de altura, Tierra Armada.....	9
Figura 2.6 Muro chancador El Tesoro, Calama, Chile. Tierra Reforzada.	¡Error! Marcador no definido.
Figura 2.7 Principio básico del comportamiento de un suelo reforzado Adaptada Skok (2010).....	10
Figura 2.8 Ilustración tipos de refuerzo. Adaptada Kitch (2012).....	11
Figura 2.9 Superficie de falla asumida para distintos tipos de refuerzo. Adaptada Berg et al. (2009).	12
Figura 2.10 Paneles Prefabricados de hormigón tipo cruciforme, Tierra Armada.	13
Figura 2.11 Tipos de cojinetes entre paneles. DICTUC, (2009).....	15
Figura 2.12 Cargas verticales en la base del muro medidas en muros instrumentados. Adaptada Damians et al.(2013).....	15
Figura 2.13 Agrietamiento de la calzada debido a la rotura de conexiones suelo-refuerzo, Schmidt et al. (2011).	16
Figura 2.14 Agrietamiento de paneles, Schmidt et al. (2011).....	17
Figura 2.15 Dislocación de la fachada, Schmidt et al. (2011).	17
Figura 2.16 Falla por conexiones del muro construido en Idaho EE.UU, el día 12 de Julio de 2002, Armour et al. (2004).	18
Figura 2.17 Pérdida de contenido fino de arenas, Chen et al. (2007).	18
Figura 2.18 Colapso muro mecánicamente estabilizado en Virginia, Scarborough (2005).....	19
Figura 2.19 Dislocación entre paneles de Hormigón, Neely and Tan (2010).	19
Figura 2.20 Agrietamiento entre paneles de Hormigón, Neely and Tan (2010).....	20
Figura 2.21 Mecanismos de transferencia de esfuerzos. Adaptada Berg et al. (2009).	21
Figura 2.22 Transferencia de esfuerzos por fricción entre el suelo y el refuerzo. Adaptada Berg et al. (2009).	22

Figura 2.23 Modelo de arrancamiento, geometría y cargas. Bathurst et al. (2011).	24
Figura 2.24 Valores de fricción aparente para distintos tipos de refuerzos en suelo granulares. Lajevardi et al. (2013).	25
Figura 2.25 Compactación pesada realizada en muros mecánicamente estabilizados.	26
Figura 2.26 Coeficiente de Empuje lateral. AASHTO (2012).	27
Figura 2.27 Concepto de cohesión aparente. Holtz and Lee (2001).	28
Figura 2.28 Modelamiento del suelo a partir de ensayos triaxiales. Huang et al. (2009).	29
Figura 2.29 Estados de cargas para elementos de suelo. Holtz and Lee (2001).	29
Figura 2.30 Envolvente de falla plano $\tau - \sigma$	30
Figura 2.31 Trayectoria de tensiones plano q-p	31
Figura 2.32 Comportamiento rígido perfectamente plástico	33
Figura 2.33 Modelo numérico realizado en diferencias finitas. Huang et al. (2009).	34
Figura 3.1 Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral en muros de tierra mecánicamente estabilizada. Adaptada Wu and Lee (2013).	36
Figura 3.2 Adaptación geometría y elementos Minnow Creek.	37
Figura 3.3 Simplificación geométrica y configuración de fuerzas del Minnow Creek.	38
Figura 3.4 Estabilidad Externa del muro, distintos tipos de falla (Adaptada Jara Mori, 2010).	39
Figura 3.5 Configuración de fuerzas para el cálculo de estabilidad externa.	42
Figura 3.6 Variación de los factores de seguridad en función de la sobrecarga.	44
Figura 3.7 Variación de los factores de seguridad en función del ángulo de fricción del suelo retenido.	44
Figura 3.8 Estabilidad Interna, tipos de falla (Mathew and Kathi 2014).	45
Figura 3.9 Plano de falla asumido para el Minnow Creek.	49
Figura 3.10 Distribución coeficiente de empuje horizontal en función de la altura Allen et al. 2001.	50
Figura 3.11 Mediciones en muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible del coeficiente de transmisión de esfuerzos horizontales Allen et al. 2001.	51
Figura 3.12 Comparación cargas máximas medidas v/s estimadas por Coherent Gravity Method.	52
Figura 3.13 Factores de seguridad para las distintas mediciones, Coherent Gravity Method.	53

Figura 3.14 Factores de seguridad para las distintas mediciones, FHWA Structure Stiffness Method.....	55
Figura 3.15 Comparación cargas máximas medidas v/s estimadas por FHWA Structure Stifness Method.....	56
Figura 3.16 Factores de seguridad para las distintas mediciones, Simplified Method.....	57
Figura 3.17 Comparación cargas máximas medidas v/s estimadas por Simplified Method.	58
Figura 3.18 Comparación cargas máximas medidas v/s todas las metodologías, Caso Base.	59
Figura 3.19 Comparación cargas máximas medidas v/s todas las metodologías, Caso sobrecarga multiplicada por dos $q * = 2q = 24 \text{ kPa}$	60
Figura 3.20 Comparación cargas máximas medidas v/s todas las metodologías, Caso sin sobrecarga $q * = 0 \text{ kPa}$	61
Figura 3.21 Comparación capacidad de arranque medido v/s capacidad estimada. ...	62
Figura 4.1 Componentes de esfuerzos en 3D y para el caso de deformaciones planas. Adaptada Sadd (2014).	63
Figura 4.2 Inclinación planos de falla caso activo y pasivo. Adaptada Saez (2010)...	64
Figura 4.3 Ejemplos de problemas llevados a deformaciones planas.....	66
Figura 4.4 a) Comportamiento real del suelo, b) Modelo Mohr-Coulomb elasto-plástico perfecto.	68
Figura 4.5 Representación modelo muro mecánicamente estabilizado.	69
Figura 4.6 Modelo Plaxis, vista general.....	70
Figura 4.7 Modelo Plaxis ampliado en la zona de refuerzo.....	71
Figura 4.8 Implementación interfaz espesor cero en PLAXIS.	72
Figura 4.9 Modelo GTS-NX, vista general.....	74
Figura 4.10 Modelo GTS-NX ampliado en la zona de refuerzo.....	75
Figura 4.11 Representación grados de libertad elementos estructurales, GTS-NX (2015).....	75
Figura 4.12 Comportamiento que rige a los refuerzos, GTS NX (2015).....	76
Figura 4.13 Implementación interfaz elementos continuos en GTS-NX.	77
Figura 4.14 Relación entre interfaz virtual e interfaz de elementos continuos. Adaptada Damians et al. (2015).....	77
Figura 4.15 Comparación distribución de cargas verticales sobre los paneles de fachada.	79
Figura 4.16 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 2.	80

Figura 4.17 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 4.	80
Figura 4.18 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 6.	81
Figura 4.19 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 8.	81
Figura 4.20 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 10.	82
Figura 4.21 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 12.	82
Figura 4.22 Resumen comparación cargas en los refuerzos.	83
Figura 4.23 Comparación empuje horizontal contra la fachada el muro.	83
Figura 4.24 Comparación Empuje horizontal a 0.5m de la fachada el muro.	84
Figura 4.25 Comparación Empuje horizontal a 3m de la fachada el muro.	84
Figura 4.26 Comparación desplazamientos laterales de la fachada.	85
Figura 4.27 Comparación modelos deformados multiplicado por factor de 25.....	85
Figura 4.28 Comparación modelos zonas de plastificación.	86
Figura 5.1 Muro Minnow Creek. Runser et al. (2001).....	88
Figura 5.2 Instrumentación Minnow Creek. Adaptada Damians et al. (2014).....	89
Figura 5.3 Representación 2D Minnow Creek.....	90
Figura 5.4 Curva esfuerzo-deformación de compresión 2do cojinete medido durante la construcción.	91
Figura 5.5 Modelo de elementos finitos del Minnow Creek, GTS-NX.....	92
Figura 5.6 Ensayos triaxiales realizados al suelo de relleno, Runser (1999)	93
Figura 5.9 Curvas de ensayos triaxiales y modelos Mohr-Coulomb utilizados para modelar el suelo de refuerzo, adaptada Damians 2014.	95
Figura 5.10 Curvas de ensayos triaxiales y modelos Mohr-Coulomb utilizados en el modelo para suelo de retención, adaptada Damians 2014.	95
Figura 5.11 Análisis de sensibilidad de cargas verticales para distintos valores de rigidez y resistencia.	97
Figura 5.12 Carga vertical para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel, resistencia $\phi=18^\circ$	98
Figura 5.13 Compresión cojinete 2, para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel, resistencia $\phi=18^\circ$	99
Figura 5.14 Carga axial en el refuerzo 3 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.....	99
Figura 5.15 Carga axial en el refuerzo 7 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.....	100
Figura 5.16 Carga axial en el refuerzo 11 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.....	100

Figura 5.17 Carga axial en el refuerzo 15 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.....	101
Figura 5.18 Carga axial en el refuerzo 19 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.....	101
Figura 5.19 Variación coeficiente lateral de esfuerzos y adherencia suelo-refuerzo. Adaptada Runser et al. (2001).	102
Figura 5.20 Empuje horizontal contra la fachada el muro para distintos valores de rigidez suelo-panel.	102
Figura 5.21 Empuje horizontal a 5.5m de la fachada el muro para distintos valores de rigidez suelo-panel.	103
Figura 5.22 Empuje horizontal a 12m de la fachada el muro para distintos valores de rigidez suelo-panel.	104
Figura 5.23 Deformaciones laterales para distintos valores de rigidez suelo-panel. .	105
Figura 5.24 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada.	106
Figura 5.25 Comparación entre mediciones con elementos finitos.	106
Figura 5.26 Comparación entre todos los métodos utilizados.	107
Figura 6.1 Deformación lateral de la fachada para distintos suelos de fundación.....	109
Figura 6.2 Asentamientos de la fachada para distintos suelos de fundación.	110
Figura 6.3 Cargas en el refuerzo 3 para distintos suelos de fundación.....	111
Figura 6.4 Cargas en el refuerzo 7 para distintos suelos de fundación.....	111
Figura 6.5 Cargas en el refuerzo 11 para distintos suelos de fundación.....	112
Figura 6.6 Cargas en el refuerzo 15 para distintos suelos de fundación.....	112
Figura 6.7 Cargas en el refuerzo 19 para distintos suelos de fundación.....	113
Figura 6.8 Carga vertical sobre los paneles de fachada para distintos suelos de fundación.....	113
Figura 6.9 Deformación lateral para distintos tipos de refuerzos.....	115
Figura 6.10 Superficie de falla, caso refuerzo $E=2.1\text{GPa}$	116
Figura 6.11 Asentamientos de la fachada para distintos refuerzo.....	116
Figura 6.12 Cargas en el refuerzo 3 para distintos refuerzos.....	117
Figura 6.13 Cargas en el refuerzo 7 para distintos refuerzos.....	117
Figura 6.14 Cargas en el refuerzo 11 para distintos refuerzos.....	118
Figura 6.15 Cargas en el refuerzo 15 para distintos refuerzos.....	118
Figura 6.16 Cargas en el refuerzo 19 para distintos refuerzos.....	119
Figura 6.17 Carga vertical sobre los paneles de fachada para distintos refuerzos. ..	119

Figura 6.18 Cargas verticales en la base del muro medidas en muros instrumentados (Adaptada Damians et.al 2013).....	120
Figura 6.19 Descomposición de cargas verticales aplicadas a la fachada del muro (Damians et.al 2016).	121
Figura 6.20 Tipos de cojinetes sometidos a ensayos, DICTUC 2009.	121
Figura 6.21 Montajes realizados a cojinetes de prueba, DICTUC 2009.....	122
Figura 6.22 Resultados ensayos realizados para diferentes muestras de cojinetes, DICTUC 2009.....	122
Figura 6.23 Comportamiento fuerza-deformación para 3 condiciones de cojinetes..	123
Figura 6.24 Comparación compresión 2do cojinete durante el proceso constructivo.	123
Figura 6.25 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada.	124
Figura 6.26 Asentamiento para distintos tipos de cojinetes.	125
Figura 6.27 Modelos implementados con distinto número de nodos.....	126
Figura 6.28 Zona de refuerzo ampliada	126
Figura 6.29 Cargas verticales sobre los paneles de fachada para distintos mallados	127
Figura 6.30 Cargas en los refuerzos para distintos mallados.....	128
Figura 6.31 Deformación lateral para distintos mallados.....	129
Figura 6.32 Modelos implementados con distinto espaciamiento vertical de refuerzos	130
Figura 6.33 Espaciamiento vertical para cada caso de estudio	130
Figura 6.34 Cargas verticales sobre los paneles de fachada para distintos espaciamientos	131
Figura 6.35 Carga refuerzo 3 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo	132
Figura 6.36 Carga refuerzo 7 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo	132
Figura 6.37 Carga refuerzo 11 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo	133
Figura 6.38 Carga refuerzo 15 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo	133
Figura 6.39 Carga refuerzo 19 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo	133
Figura 6.40 Deformación horizontal para distintos espaciamientos verticales del refuerzo	134
Figura 6.41 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para modelo sin interfaz suelo-panel.	136
Figura 6.42 Cargas en el refuerzo 3 modelo sin interfaz suelo-panel.	136
Figura 6.43 Cargas en el refuerzo 7 modelo sin interfaz suelo-panel.	137
Figura 6.44 Cargas en el refuerzo 11 modelo sin interfaz suelo-panel.	137

Figura 6.45 Cargas en el refuerzo 15 modelo sin interfaz suelo-panel.	138
Figura 6.46 Cargas en el refuerzo 19 modelo sin interfaz suelo-panel.	138
Figura 7.1 Patrón de esfuerzos laterales inducidos por la compactación, (Duncan and Seed 1980).....	139
Figura 7.2 Variación coeficiente de empuje lateral para tiras de acero, (AASHTO 2012).	140
Figura 7.3 Variación coeficiente de Poisson.....	141
Figura 7.4 Relación hiperbólica tensión-deformación para ensayos triaxiales drenados.	142
Figura 7.5 Determinación del valor de E_{oedref} en ensayos oedométricos.	143
Figura 7.6 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para distintos modelos.....	144
Figura 7.7 Cargas en el refuerzo 3 para distintos modelos.	145
Figura 7.8 Cargas en el refuerzo 7 para distintos modelos.	145
Figura 7.9 Cargas en el refuerzo 11 para distintos modelos.	146
Figura 7.10 Cargas en el refuerzo 15 para distintos modelos.	146
Figura 7.11 Cargas en el refuerzo 19 para distintos modelos.	147
Figura 7.12 Comparación cargas axiales máximas.....	147
Figura 7.13 Deformación lateral para distintos modelos.	148
Figura 7.14 Modelación de compactación mediante carga equivalente de compactador Hamm 2410SD, (Runser 1999).	149
Figura 7.15 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para distintas sobrecargas de compactación.....	150
Figura 7.16 Cargas en el refuerzo 3 para distintas sobrecargas de compactación...	150
Figura 7.17 Cargas en el refuerzo 7 para distintas sobrecargas de compactación...	151
Figura 7.18 Cargas en el refuerzo 11 para distintas sobrecargas de compactación.	151
Figura 7.19 Cargas en el refuerzo 15 para distintas sobrecargas de compactación.	151
Figura 7.20 Cargas en el refuerzo 19 para distintas sobrecargas de compactación.	152
Figura 7.21 Deformación lateral para distintas sobrecargas de compactación.	152
Figura 7.22 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para distintos valores de la rigidez de corte de la interfaz.	153
Figura 7.23 Cargas en el refuerzo 3 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz	154

Figura 7.24 Cargas en el refuerzo 7 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz	154
Figura 7.25 Cargas en el refuerzo 11 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz	155
Figura 7.26 Cargas en el refuerzo 15 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz	155
Figura 7.27 Cargas en el refuerzo 19 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz	156
Figura 7.28 Deformación lateral para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz	156

1. Introducción

Los Muros Mecánicamente Estabilizados (conocidos también por sus siglas en inglés MSE, de “Mechanically Stabilized Earth”, o como TEM, por “Tierra Estabilizada Mecánicamente”) fueron desarrollados en Francia, hace más de 50 años, como una alternativa técnica y económica a la solución tradicional de muros gravitacionales de contención de hormigón armado. En la actualidad, son ampliamente utilizados en diversos proyectos asociados a la ingeniería civil tanto por cumplir de manera eficiente su propósito de soportar cargas como por ser económicamente viables, de manera tal de proporcionar una importante opción a la hora de la realización de una estructura de contención; no obstante deben estar en constante supervisión y mantenimiento para controlar un desempeño satisfactorio.

Debido a su gran adaptabilidad y la optimización del rendimiento de sus componentes, los muros mecánicamente estabilizados proporcionan una opción económica, rápida y segura frente a otro tipo de estructuras de contención tradicionales. Este tipo de estructuras de suelo reforzado tiene su origen en los años 60 a partir del Ingeniero Francés Henry Vidal, quien patentó este tipo de estructuras (Vidal 1966). A partir de esta fecha diversos tipos de estructuras mecánicamente estabilizadas han sido utilizadas alrededor del mundo, con distintos tipos de componentes para las más diversas aplicaciones.

Diversas metodologías de cálculo han sido implementados para cuantificar el estado tensional tanto a nivel de estabilidad interna como estabilidad externa de los elementos que componen un muro mecánicamente estabilizado (AASHTO 2012; Berg et al., 2009; British Standards Institution (BSI) 2010; Allen et al., 2001) ;estas guías de diseño se basan en análisis mediante equilibrio límite; sin embargo, no establecen niveles de deformación o cargas de trabajo que pueden tener los distintos componentes estructurales de un muro mecánicamente estabilizado.

Se entiende como muro mecánicamente estabilizado (Figura 1.1) al sistema conformado generalmente por material granular de relleno compactado usado en capas con las adecuadas propiedades geotécnicas y refuerzo estructural (extensible o inextensible) ubicado entre estas capas que actúa como un bloque rígido que permite controlar las deformaciones del muro. Para evitar la exposición de los refuerzos a fenómenos de erosión (agua, agentes externos, viento e inestabilidades locales) se cubre el paramento del muro con alguno de los variados tipos de fachada que existen en la industria, el cual se conecta con el refuerzo mediante uniones que permitan rotación libre entre el refuerzo y los paneles de fachada.

Dada la complejidad de las interacciones entre elementos estructurales y el suelo de relleno existente en un muro mecánicamente estabilizado, sumado al escaso número de muros debidamente instrumentados, el modelamiento numérico ha proporcionado una herramienta útil para el análisis de los principales factores que influyen en el comportamiento de este tipo de estructuras reforzadas.

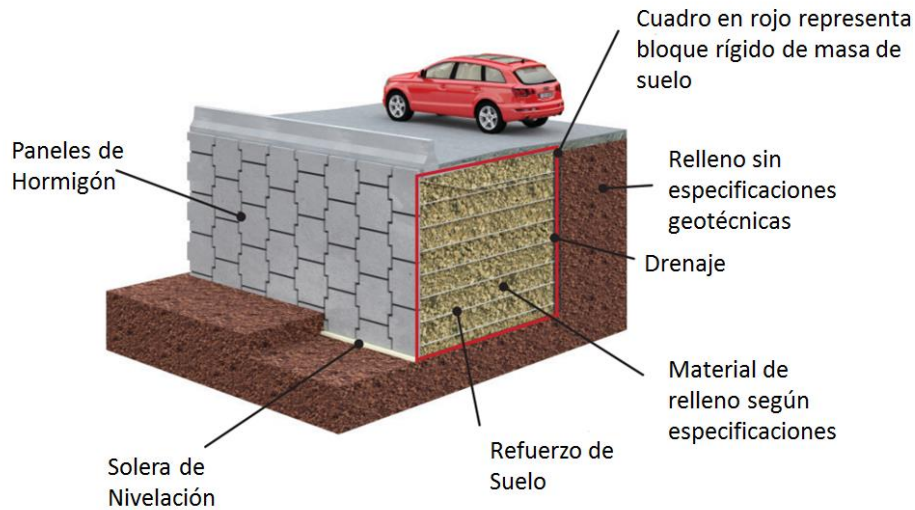


Figura 1.1 Esquema muro mecánicamente estabilizado. Adaptada de Tierra Armada.

El comportamiento de muros mecánicamente estabilizados es complejo. Desarrollar modelos que evalúen de manera satisfactoria el desempeño de este tipo de muros representa todo un desafío, dada la complejidad de las interacciones entre el suelo de relleno y los elementos de refuerzo, el contacto entre el suelo y los paneles de fachada y el proceso constructivo asociado a estos muros. Un caso reciente de modelamiento mediante elementos finitos fue realizado por Damians et al. (2014) quienes simularon el comportamiento del muro, debidamente instrumentado, Minnow Creek de 16.7m de alto con refuerzos inextensibles de acero construido en Estados Unidos (Runser et al., 2001). Los resultados numéricos muestran un aceptable grado de similitud con el rango de mediciones reportadas. Así mismo, existen múltiples ejemplos de modelamiento numérico realizados a muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible utilizando el método de diferencias finitas (Yu et al., 2015; Hatami and Bathurst, 2006) y, mediante el método de elementos finitos (Karpurapu and Bathurst (1995); Ling et al., 1999).

La contribución que han realizado los modelos numéricos validados mediante el contraste con muros mecánicamente estabilizados debidamente instrumentados, es el poder realizar análisis paramétricos que evalúen el comportamiento de estructuras similares con distintos componentes estructurales y geométricos. Estos análisis paramétricos pueden ser utilizados para describir de manera cualitativa y cuantitativa el comportamiento de este tipo de muros y mejorar la precisión de los diseños simplificados y los métodos de cálculo estandarizados en las guías de diseño.

1.1. Objetivo General

El objetivo general de esta tesis es desarrollar una metodología de modelamiento en elementos finitos de muros mecánicamente estabilizados con refuerzos inextensibles, de manera tal de reproducir de forma sencilla y precisa el comportamiento de este tipo de estructuras. Además, simular el proceso de compactación aplicado a este tipo de estructuras para establecer su influencia en la respuesta del muro.

1.2. Objetivos Específicos

- 1) Establecer una comparación entre: los resultados obtenidos mediante la instrumentación del muro mecánicamente estabilizado con refuerzo inextensible Minnow Creek de 16.7m de alto construido en 1999 en Estados Unidos, las metodologías de cálculo tradicionales utilizadas en el diseño de este tipo de estructuras y modelos de elementos finitos.
- 2) Describir las metodologías de cálculo semi-empíricas existentes, desarrollar el cálculo de estabilidad interna y externa del muro Minnow Creek y entender las ventajas y desventajas de estos métodos en el comportamiento global y local de un muro mecánicamente estabilizado.
- 3) Comparar dos programas de elementos finitos (GTS-NX y PLAXIS) ampliamente utilizados en ingeniería geotécnica y entender su funcionamiento, con el objetivo de establecer las diferencias en el modelamiento de muros mecánicamente estabilizados para posteriormente establecer relaciones que permitan comparar sus desempeños.
- 4) Desarrollar un análisis de sensibilidad que permita determinar la influencia de la interacción entre elementos estructurales y elementos de suelo. Cuantificar las cargas verticales en los paneles de fachada, las cargas en los refuerzos y el desplazamiento lateral del muro en función de: la rigidez del suelo de fundación, la rigidez axial de los refuerzos, el espaciamiento de los refuerzos, el modelamiento de la interfaz suelo-panel, la rigidez axial de los cojinetes y el mallado en la zona de refuerzo.
- 5) Implementar dentro del proceso constructivo de muros mecánicamente estabilizados el proceso de compactación, mediante la aplicación de sobrecarga capa por capa del suelo de relleno y un modelo constitutivo no-lineal inelástico de suelo capaz de capturar las deformaciones plásticas originadas en un proceso carga/descarga del suelo. Además, estudiar la influencia del proceso constructivo y de la magnitud de la sobrecarga en un proceso de compactación.

1.3. Estructura de la Tesis

Esta investigación se divide en 7 capítulos, además de la introducción. El Capítulo 2 realiza una acabada revisión bibliográfica sobre muros mecánicamente estabilizados alrededor del mundo. Se describe el concepto de suelo reforzado además de las diferencias en el comportamiento de los muros con distintos tipos de refuerzos. El Capítulo 3 comenta y describe las metodologías de cálculo desarrolladas y muestra el procedimiento de cálculo para la estabilidad externa e interna de un muro mecánicamente estabilizado.

El Capítulo 4 muestra la modelación mediante elementos finitos de un muro de 9[m] de alto con refuerzo inextensible realizado en dos programas computacionales distintos, GTS-NX y PLAXIS, respectivamente. Se describen los supuestos en los que se basan la modelación en deformaciones planas y se establece una relación entre sus interfaces suelo-panel para poder realizar comparaciones pertinentes entre ambos modelos. El Capítulo 5 muestra la modelación realizada en GTS-NX del muro Minnow Creek, utilizando tres valores de rigidez de la interfaz suelo-panel. Se establece una comparación entre las mediciones en terreno y los resultados obtenidos mediante el modelamiento en elementos finitos.

El Capítulo 6 realiza un análisis de sensibilidad basado en el estado de carga de los refuerzos, las cargas verticales sobre los paneles de fachada y desplazamientos del muro. Para esto se modifica la rigidez del suelo de fundación, la rigidez de los refuerzos, la rigidez axial de los cojinetes, el espaciamiento vertical de los refuerzos, el mallado en la zona de refuerzo y por último la rigidez y resistencia de la interfaz suelo-panel. El Capítulo 7 simula el proceso de compactación mediante una modificación del coeficiente de Poisson en primera instancia y un modelo constitutivo hiperbólico del suelo con endurecimiento en segunda instancia, que permita capturar los distintos parámetros que influyen la compactación que se aplica capa por capa mediante la aplicación de una sobrecarga. Finalmente, los Capítulos 8 y 9 resumen las principales conclusiones y recomendaciones de esta investigación.

2. Revisión bibliográfica

2.1. Estructuras de contención

Diversos tipos de estructuras de contención han sido desarrolladas a lo largo del tiempo (Figura 2.1). La solución tradicional para la contención de suelos eran los muros gravitacionales. Debido a su gran rigidez y su incapacidad de permitir asentamientos diferenciales, además de su elevado costo de fabricación y construcción, impulsaron la necesidad de encontrar nuevas soluciones para estructuras de contención. Estructuras como los muros cantilever han sido desarrolladas ocupando su gran flexibilidad para soportar cargas de momento. De esta manera son capaces de resistir los esfuerzos laterales generados por el suelo de contención. En el caso de muros de subterráneo y estribos de puente, estas estructuras utilizan sus condiciones de empotramiento y desplazamiento restringido para soportar cargas. En el caso de los muros tablestacados anclados los soportes laterales distribuidos en altura al interior del suelo restringen el movimiento de la estructura permitiendo un desempeño satisfactorio frente a elevados niveles de carga. En el caso de muros mecánicamente estabilizados, La combinación de suelo y refuerzo que da origen al suelo reforzado (combinado con la fachada) forma un bloque que resiste las fuerzas laterales externas mediante el desarrollo de su resistencia en la base. El bloque de suelo reforzado debe ser internamente estable para mantener un comportamiento como bloque rígido utilizando la gravedad y la fricción para mantener su estabilidad.

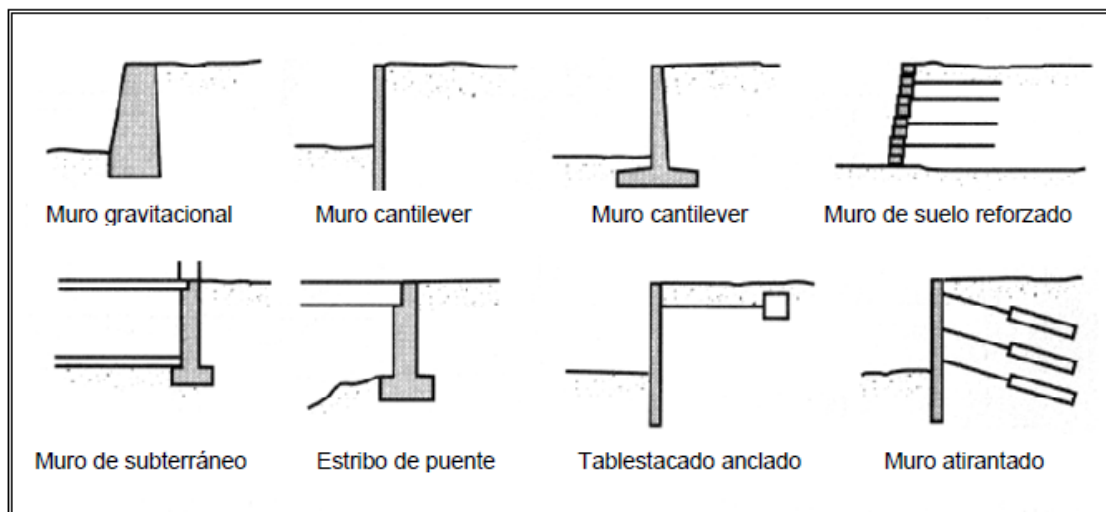


Figura 2.1 Tipos de estructuras de contención. Tiznado (2010).

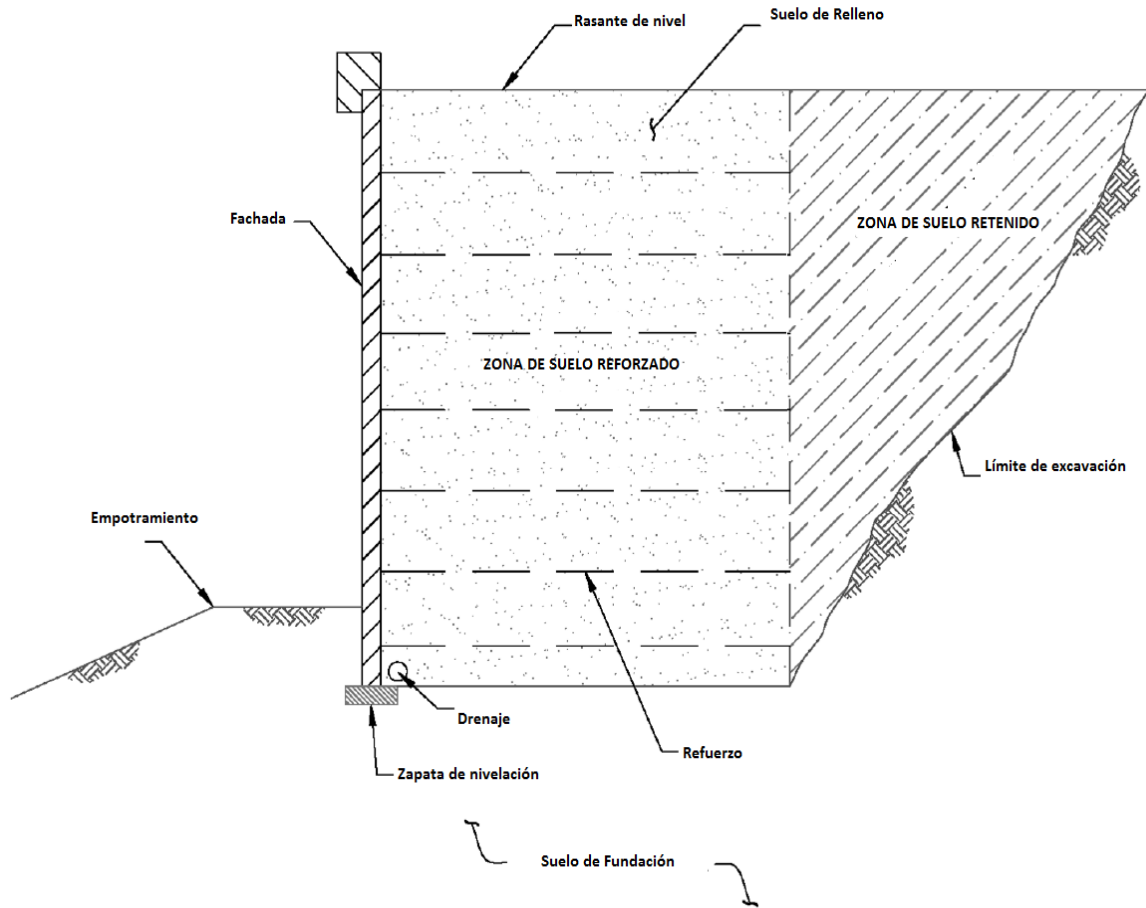


Figura 2.2 Esquema 2D muro mecánicamente estabilizado. Adaptada Schmidt et al. (2011).

El tipo de muro mecánicamente estabilizado estudiado en esta investigación (Figura 2.2) corresponde a un sistema compuesto de suelo compactado en terreno y elementos de refuerzos puestos de forma horizontal que soportan cargas de tracción. La resistencia interna de la zona de suelo reforzado se debe principalmente al tipo de refuerzo, el cual puede ser de diversos tipos, desde tiras de acero con elevada rigidez hasta refuerzos geosintéticos más flexibles. Externamente estas estructuras se diseñan considerando la zona de suelo reforzado como un bloque rígido que principalmente soporta cargas gravitacionales.

Las ventajas que posee la aplicación de esta técnica a las obras de contención de ingeniería civil son:

- Gran desempeño ante cargas estáticas.
- Ductilidad y adaptabilidad a deformaciones.
- Amplia documentación de manuales de diseño.
- Económicamente rentables (Figura 2.3).

Las limitaciones se refieren a:

- Factores medioambientales que generen corrosión (refuerzo de acero) y degradación (refuerzo de geosintético) del refuerzo.
- Ausencia de suelos granulares en el sector o las inmediaciones para ser utilizados como material de relleno.
- Lugares de difícil acceso que dificulten el transporte de materiales.
- Suelo de fundación demasiado compresible.

Durante muchos años las estructuras de retención fueron exclusivamente construidas de hormigón armado y diseñadas esencialmente como muro gravitacionales, que debido a su gran rigidez, no son capaces de admitir asentamientos diferenciales significativos. Con el incremento de la altura de retención del suelo, sumado a pobres condiciones del suelo de fundación, el costo de muros de retención en base a hormigón armado aumenta considerablemente.

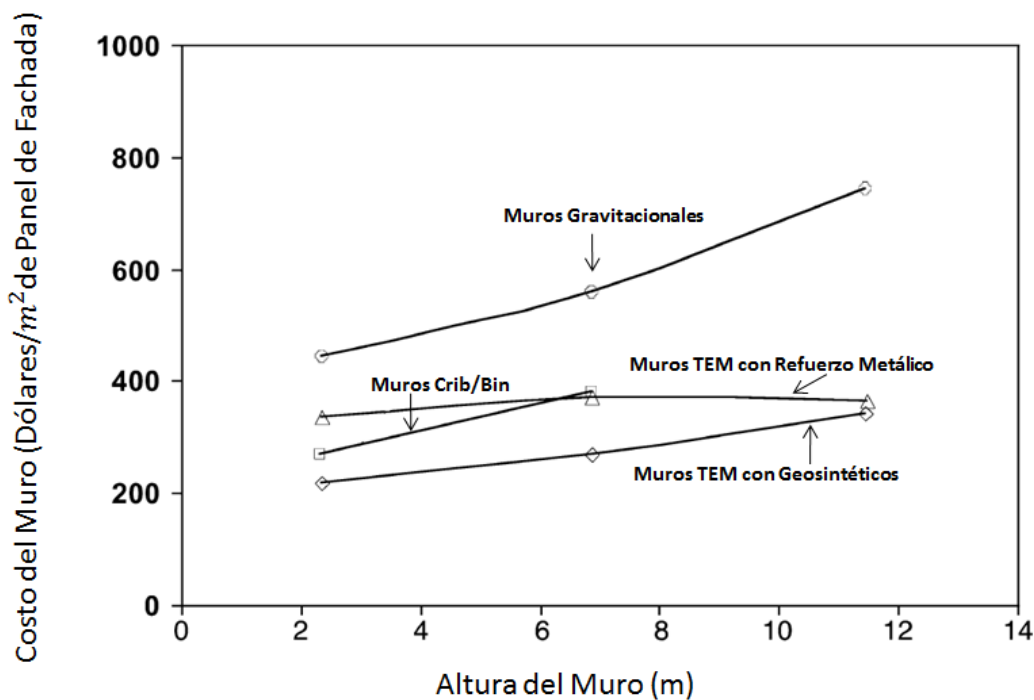


Figura 2.3 Variación de costos en función de la altura para distintos sistemas de contención. Adaptada Hatami and Bathurst (2001).

Los muros tipo crib-bin están compuestos por elementos estructurales dispuestos de manera perpendicular como muestra la Figura 2.4. Los materiales utilizados para este tipo de muros son variados y contemplan desde madera hasta estructuras de hormigón prefabricado que se entrecruzan entre sí. Su disposición permite que puedan ser rellenos con suelo para darle mayor rigidez a su estructura.



Figura 2.4 Ejemplo Muro Crib-Bin, Jara (2010).

Además de ser una alternativa rentable, en contraste de la mayoría de aplicaciones realizadas con hormigón armado o muros gravitacionales tradicionales, los muros mecánicamente estabilizados han mostrado una gran versatilidad a la hora de ser utilizados en diversas obras como muros de contención, estribos de puentes, muros de protección contra derrames de petróleo inclusive como defensa contra explosiones en aplicaciones militares (Corporación de desarrollo tecnológico de la Cámara Chilena de la Construcción, 2002).

A la fecha, más de 60 mil muros mecánicamente estabilizados han sido construido alrededor del mundo, incrementando la complejidad, las cargas de soporte y la altura (Stuedlein et al.2009) en diversas aplicaciones como las mencionadas anteriormente. Sus ventajas con respecto a otros sistemas de contención han generado una masificación en el uso estando presente en más de 35 países. Uno de los principales países constructores de este tipo de estructuras es Japón, que contabiliza aproximadamente 30 mil muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible de tiras de acero (Ochai, 2007).



Figura 2.5 Carretera Aeropuerto Seattle. 46 m de altura, Tierra Armada.

Los muros mecánicamente estabilizados con refuerzos inextensibles proporcionan una solución competente para estructuras con mayores niveles de carga; como muros de gran altura (Figura 2.5) y muros construidos en zonas mineras (Figura 2.6).



Figura 2.6 Muro chancador El Tesoro, Calama, Chile. Tierra Reforzada.

2.2. Concepto de suelo reforzado

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción, dispuestos de forma horizontal en una capa de suelo. De esta manera, se genera una transferencia de esfuerzos hacia el refuerzo de manera que la rigidez del suelo aumente y las deformaciones globales del conjunto suelo-refuerzo disminuyan (Figura 2.7).

La principal característica mecánica de los suelos es poseer en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja o nula resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales inducidas por la tracción. Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, las deformaciones laterales serían limitadas por la rigidez axial del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a la tracción de los elementos del refuerzo.

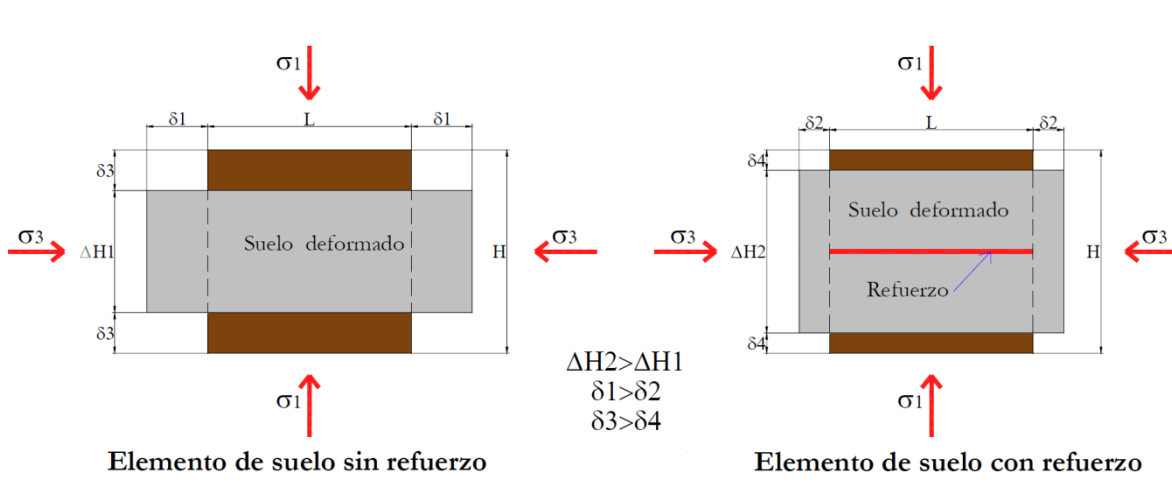


Figura 2.7 Principio básico del comportamiento de un suelo reforzado Adaptada Skok (2010).

La tecnología de muros mecánicamente estabilizados ha incluido una amplia gama de materiales utilizados como refuerzo de suelo, que van desde tiras de acero inextensibles de gran rigidez axial hasta geosintéticos contruidos a partir de fibra de polyester, cada uno diseñado para satisfacer las distintos requerimientos como pueden ser condiciones de carga, entorno medioambiental y requerimientos de construcción.

Los muros mecánicamente estabilizados pueden ser reforzados (Figura 2.8) con elementos inextensibles, entre los cuales se destacan tiras de acero, barras metálicas y mallas metálicas. En el caso de refuerzos extensibles destacan las bandas elásticas y los geosintéticos (geotextiles o geomallas).

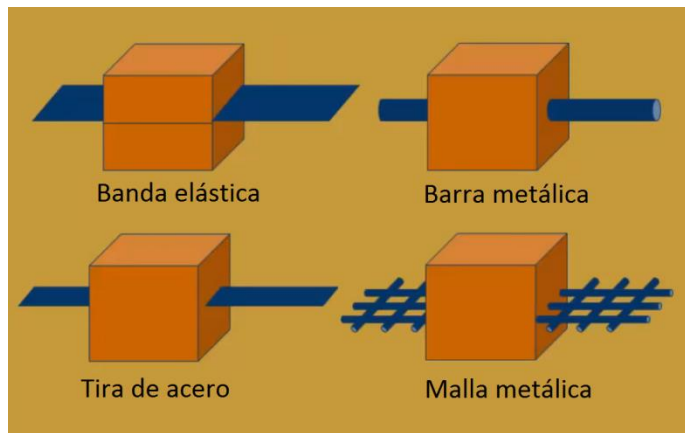


Figura 2.8 Ilustración tipos de refuerzo. Adaptada Kitch (2012).

Los esfuerzos aplicados sobre el suelo provocan deformaciones en la dirección horizontal, que son resistidos por los refuerzos. La fricción que se genera en la interacción suelo-refuerzo permite la transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo, de modo que el refuerzo desarrolle su resistencia.

2.3. Tipos de muros mecánicamente estabilizados

Los muros mecánicamente estabilizados pueden ser descritos por la geometría de su refuerzo, el mecanismo de transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo, el material de refuerzo, la extensibilidad del material de refuerzo y el tipo de fachada.

Geometría del refuerzo

Se pueden distinguir tres tipos de geometría:

- Lineal unidireccional: Tiras, incluyendo tiras rugosas o lisas de acero y geosintéticos recubiertos por fibras.
- Compuesto unidireccional: Bandas caracterizadas por un espaciamiento mayor a los 150 mm.
- Planos bidireccionales: Mallas continuas de geosintéticos, mallas de acero soldado y mallas de acero tejido. Estos refuerzos están caracterizados por un espaciamiento entre sus elementos, menor a 150 mm.

Material de refuerzo

La distinción entre los materiales de refuerzo pueden separarse entre:

- Refuerzos metálicos: Típicamente acero. El acero utilizado generalmente es galvanizado.
- Refuerzos no metálicos: Generalmente materiales plásticos consistentes en poliéster o polietileno.

Recomendaciones para el comportamiento y la durabilidad de estos dos tipos de refuerzos que exhiben variaciones considerables debido a su corrosión/degradación se encuentran disponibles en el manual que especifica los factores de corrección para estos tipos de refuerzos (Elías et al.,2009).

Extensibilidad del refuerzo

Existen dos tipos de extensibilidad relativa a la deformación del suelo:

- Inextensible: La deformación del refuerzo en condiciones de falla es mucho menor que la deformación del suelo. Tiras, mallas metálicas y barras de acero son refuerzos inextensibles.
- Extensible: La deformación del refuerzo en condiciones de falla es comparable o incluso mayor que la deformación del suelo. Geomallas, geotextiles y mallas de acero tejido, son refuerzos extensibles.

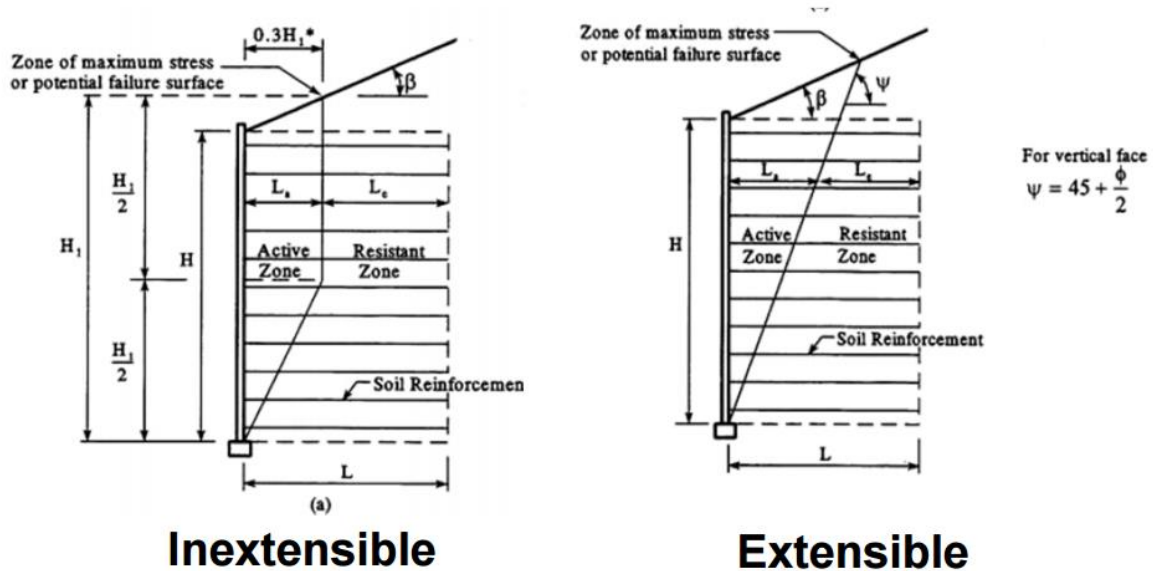


Figura 2.9 Superficie de falla asumida para distintos tipos de refuerzo. Adaptada Berg et al. (2009).

Como se comentará posteriormente, el análisis de estabilidad interna es fundamental en muros mecánicamente estabilizados y está orientado a evaluar, por un lado, la resistencia a la rotura de las armaduras de refuerzo que se utilizan en este tipo de estructuras y, por otro, determinar la resistencia al arrancamiento que oponen las armaduras en contacto con el suelo. Para poder realizar este cálculo debe suponerse una superficie de falla (Figura 2.9), la cual varía acorde al refuerzo que posee el muro.

2.4. Fachada

En esta investigación la interacción entre el suelo de refuerzo y la fachada es considerada un factor clave a la hora de comprender el comportamiento de un muro mecánicamente estabilizado. Sin embargo, los tipos de elementos de fachada han sido utilizados principalmente en muros mecánicamente estabilizados para controlar el aspecto estético y arquitectónico al ser la única parte visible de estos sistemas.

Por otra parte, la fachada proporciona protección contra la erosión del suelo de refuerzo, previene la corrosión/degradación del refuerzo y en algunos casos mejora las condiciones de drenaje. Los tipos de fachada influyen la tolerancia a los

asentamientos del muro y controlan, en menor medida, la deformación lateral. Entre los tipos de fachada se encuentran:

- 1) Paneles prefabricados de hormigón: Variados tipos de paneles prefabricados se encuentran disponibles en el mercado por las diversas empresas dedicadas al diseño y construcción de este tipo de estructuras. Destacan las formas cuadradas, rectangulares y cruciformes (Figura 2.10). El dimensionamiento típico es de 140mm de espesor, 1.5m de alto y entre 1.5 y 3m de ancho.



Figura 2.10 Paneles Prefabricados de hormigón tipo cruciforme, Tierra Armada.

2.5. Características del suelo de relleno

El desempeño de muros mecánicamente estabilizados está determinado por las propiedades que presente el suelo de relleno. Para satisfacer condiciones que aseguren durabilidad, buen drenaje, adecuada faena constructiva y una buena interacción con el refuerzo, el suelo de relleno usualmente debe ser bien graduado y compuesto por material granular. Los muros mecánicamente estabilizados son sistemas que basan su funcionamiento en la interacción suelo-refuerzo, en la mayoría de los casos se especifica para este tipo de estructuras un tipo de suelo con elevado ángulo de fricción entre sus partículas.

Desde el punto de vista de la capacidad de los refuerzos, un suelo de relleno que presente una mala graduación y bajo ángulo de fricción entre sus partículas, aun está en condiciones de ser utilizado en este tipo de estructuras. Sin embargo, las ventajas de un suelo granular bien graduado y con elevado ángulo de fricción es que permite aumentar la durabilidad del refuerzo, siendo necesaria la utilización de una cantidad menor de este en la estimación final de la cantidad de refuerzo. Además existen ventajas significativas a la hora del proceso constructivo y de compactación utilizando suelos granulares. Estos beneficios incluyen un levantamiento del muro en forma más rápida debido a la mejora que generan estos suelos en mantener un rango de alineamiento óptimo para el desempeño de este tipo de muros.

Los requerimientos para el suelo de relleno, de acuerdo a las normas AASHTO 2014, se pueden observar en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1 Características suelo de relleno, AASHTO (2012).

AASHTO		
Graduación (AASHTO T-27)	<u>Malla (Tamaño)</u>	<u>Porcentaje que pasa</u>
	4" (102 mm)	100
	Nº 40 (0.425 mm)	0-60
	Nº200 (0.075mm)	0-15
Índice de Plasticidad, PI (AASHTO T-90)	PI < 6	
Consideraciones (AASHTO T-104)	El material debe estar libre de malezas u otros componentes orgánicos de pobres propiedades mecánicas. Los materiales deben presentar bajas composiciones de magnesio y sulfatos.	

A pesar de las exigencias en la selección de los materiales que componen un muro mecánicamente estabilizado y lo rápido del proceso de construcción asociado a este tipo de estructuras, la inspección y el adecuado control en la construcción pueden definir en corto, mediano e inclusive en largo plazo el desempeño de un muro. En la próxima sección se mostrarán algunos casos reportados de diversos tipos de falla en muros mecánicamente estabilizados.

De especial relevancia para el estudio descrito en esta investigación cabe señalar el agrietamiento del hormigón de los paneles debido a sobrecargas en la fachada, la cual deriva en el contacto entre paneles de hormigón (Figura 2.10) verticalmente consecutivos. Adicionalmente, para evitar el contacto hormigón-hormigón se utiliza cojinetes de material polietilénico que resistan dichas sollicitaciones

El comportamiento no deseado se produce básicamente porque los paneles están sometidos a estados de carga que no están del todo determinados, produciéndose sobrecarga de sus elementos, los que a su vez sufren roturas que pudiesen llevar al mal funcionamiento de los paneles y en casos más extremos al colapso y rotura de de los paneles.

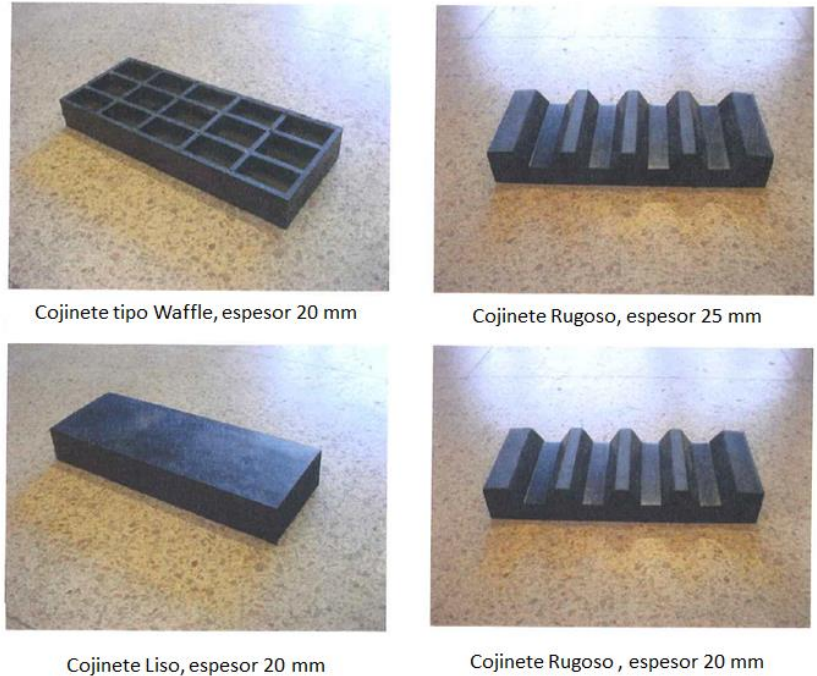


Figura 2.11 Tipos de cojinetes entre paneles. DICTUC, (2009).

Los cojinetes entre paneles son materiales utilizados para mejorar el desempeño de muros mecánicamente estabilizados y en particular prevenir el agrietamiento entre paneles. Los cojinetes son puestos de manera horizontal en las juntas entre paneles de fachada (usualmente entre paneles prefabricados de hormigón), por lo general se utilizan como mínimo dos de estos en cada junta. Estos elementos son ubicados para disminuir la concentración de esfuerzos que pudiese originarse entre paneles y además para poder acomodar pequeñas deformaciones verticales a medida que se incrementa la altura del muro.

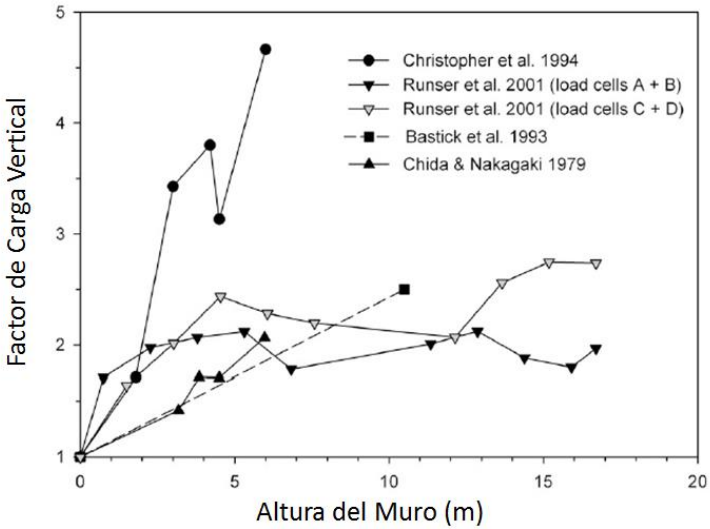


Figura 2.12 Cargas verticales en la base del muro medidas en muros instrumentados. Adaptada Damians et al.(2013).

La rigidez axial, el número y el tipo de estos elementos (Figura 2.11) debe ser determinada de manera que se asegure un espaciamiento mínimo entre paneles. Muros mecánicamente estabilizados con refuerzo de acero inextensible instrumentados a lo largo del tiempo, muestran que el factor de carga vertical (carga aplicada a los paneles dividido en su peso propio) que toman directamente los paneles en la base es superior a su peso propio (Figura 2.12); por lo que parte considerable del diseño debe incorporar resultados determinados mediante ensayos de laboratorio de esfuerzo-deformación vertical realizados a cojinetes para ser dispuestos entre los paneles. En el capítulo 6 se implementarán ensayos realizados a los cojinetes mostrados en la Figura 2.11, los cuales posteriormente son incorporados a un modelo de elementos finitos con la finalidad de estudiar la variación en las cargas verticales de los paneles de fachada, considerando modificaciones de la rigidez axial.

2.6. Fallas en muros mecánicamente estabilizados

Los muros mecánicamente estabilizados han reportado a lo largo del mundo y del tiempo un desempeño apropiado tanto para cargas estáticas como para cargas dinámicas, sin embargo no han estado exentos de malas prácticas constructivas, características desfavorables de algunos lugares, condiciones medioambientales adversas, malas condiciones de drenajes, entre otras.

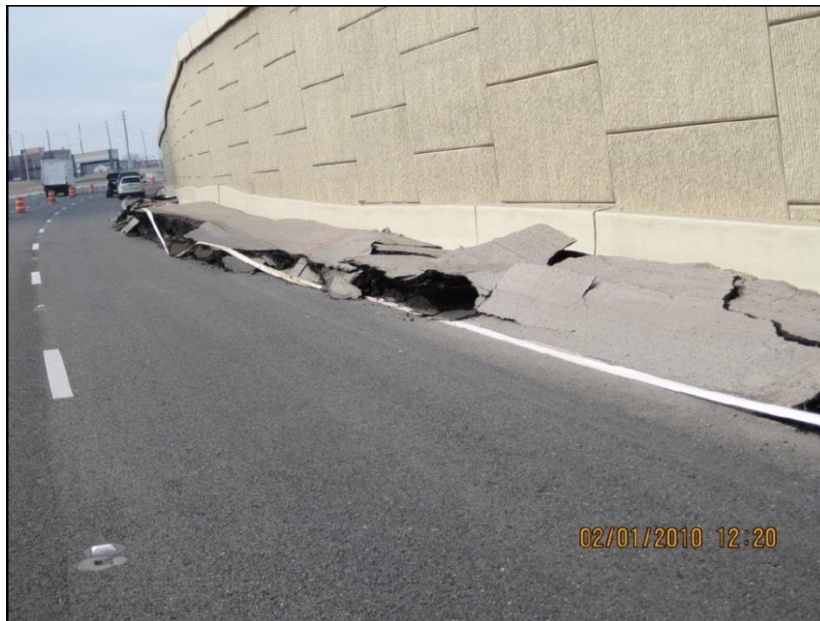


Figura 2.13 Agrietamiento de la calzada debido a la rotura de conexiones suelo-refuerzo, Schmidt et al. (2011).

El pobre desempeño de muros mecánicamente estabilizados ha sido atribuido a la utilización de elementos de baja calidad tanto en refuerzos, conexiones refuerzo-fachada y suelo de relleno. Recientemente Schmidt et al. (2011) recopiló antecedentes asociados a las problemáticas más comunes de este tipo de muros. Entre ellos destacan la utilización de componentes estructurales y de suelo de relleno con especificaciones de calidad menores a las recomendadas, con el fin de disminuir los costos asociados al proyecto (Figura 2.13).



Figura 2.14 Agrietamiento de paneles, Schmidt et al. (2011).

Dentro de los errores más comunes reportados por Schmidt et al. (2011) se encuentra el inadecuado estudio del suelo de fundación y por ende procedimientos incorrectos de cálculo externo como estabilidad global o capacidad de soporte. Esto ha traído como consecuencias sobrecargas en los paneles de hormigón de fachada (Figura 2.14) y asentamientos de la fachada del muro (Figura 2.15).



Figura 2.15 Dislocación de la fachada, Schmidt et al. (2011).

Armour et al. (2004) investigó las causas de falla de un muro mecánicamente estabilizado construido hace 25 años en la zona de Soda Springs, Idaho. Concluyó que los motivos de colapso correspondieron a la corrosión de los refuerzos de tiras de acero galvanizado utilizado para este muro, así las presiones laterales sobrepasaron la capacidad de carga en las conexiones refuerzo-panel, lo que tuvo como consecuencia el desprendimiento de 6 paneles de hormigón de fachada como muestra la Figura 2.16.

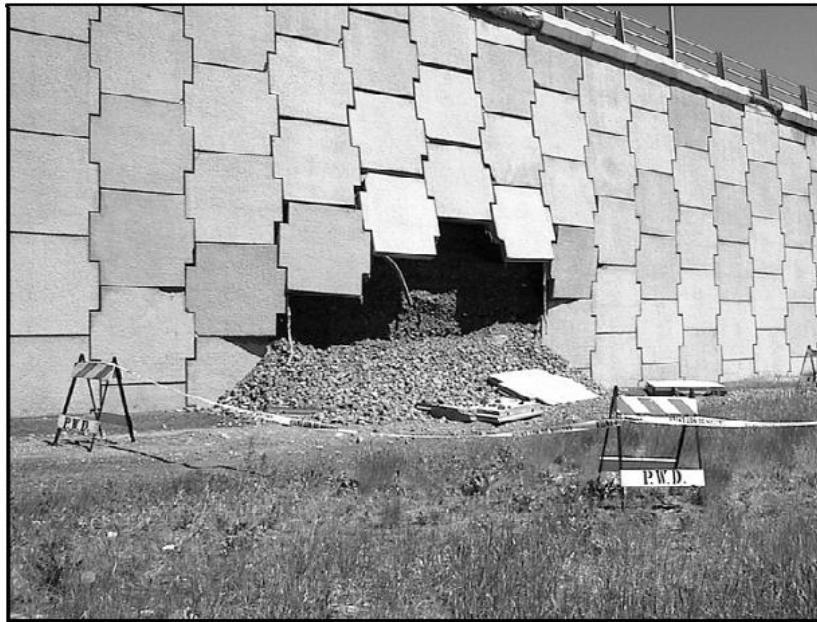


Figura 2.16 Falla por conexiones del muro construido en Idaho EE.UU, el día 12 de Julio de 2002, Armour et al. (2004).

Chen et al. (2007) reportó un caso de falla en un muro mecánicamente estabilizado debido a la pérdida del contenido de finos de arena del suelo de relleno. Esto se debió a lo que generalmente se asocia con cantidades significativas de agua que puede entrar en el muro a través de juntas, tuberías de drenaje en mal estado, losas de aproximación o en la proximidad de pilares de puente. A medida que el agua entra por la parte superior de la pared del muro, buscará un camino para su salida a través de cualquier espacio existente entre las protecciones que cubren los paneles de fachada de la pared del muro. Una vez que comienza este proceso, el agua se llevara la fracción más fina de la arena del suelo de relleno, debilitando de esta forma el comportamiento del muro (Figura 2.17).



Figura 2.17 Pérdida de contenido fino de arenas, Chen et al. (2007).

Scarborough (2005) presentó el fallo catastrófico de un muro mecánicamente estabilizado (Figura 2.18), ubicado en Virginia, Estados Unidos. El colapso se fundamentó debido a las malas condiciones de drenaje del muro. La presión ejercida por el agua tuvo un aumento significativo detrás de la pared del muro debido a la falta de drenaje adecuado, lo que originó su colapso. Sobre la base de dicha investigación se encontró que otros factores contribuyentes fueron: compactación deficiente del suelo de relleno, aumento de la altura de la pared del muro y uso de relleno arcilloso dentro de la zona reforzada.



Figura 2.18 Colapso muro mecánicamente estabilizado en Virginia, Scarborough (2005).

Un proceso de compactación apropiado es decisivo a la hora de optimizar el desempeño de un muro mecánicamente estabilizado. La compactación efectuada de buena manera puede mejorar la resistencia al arranque entre el suelo y el refuerzo, minimizando las deformaciones del suelo de relleno.



Figura 2.19 Dislocación entre paneles de Hormigón, Neely and Tan (2010).

Un proceso de compactación inadecuado puede traer efectos considerables en los asentamientos del suelo de relleno, estos a su vez generan mayores esfuerzos en las conexiones refuerzo-panel aumentando las cargas verticales que actúan sobre los paneles de fachada. Neely and Tan (2010) reportan en su investigación fallas en la fachada de los muros; la Figura 2.19 muestra cómo un mal proceso constructivo induce asentamientos en el suelo de refuerzo el que a su vez genera sobrecargas en el refuerzo que terminan generando una dislocación de la fachada producto de fallas en las conexiones refuerzo-panel. Otro tipo de falla local reportada en esta investigación se muestra en la Figura 2.20 donde existe agrietamiento de los paneles de hormigón por contacto directo entre sus elementos. Entre las causas de este problema se reportan un cálculo inadecuado de las propiedades y del número de cojinetes existentes en cada junta horizontal.



Figura 2.20 Agrietamiento entre paneles de Hormigón, Neely and Tan (2010).

2.7. Mecanismos de transferencia de esfuerzos en los refuerzos

Un bloque de suelo reforzado es análogo al hormigón armado ampliamente utilizado en ingeniería civil, donde las propiedades mecánicas del bloque se mejoran mediante el refuerzo colocado paralelo a la dirección de deformaciones principales para compensar la falta de resistencia a la tracción del suelo. El mejoramiento de las propiedades a la tracción del suelo está condicionado por la interacción entre los elementos de refuerzo y el suelo. El material compuesto por estos dos elementos tiene las siguientes características:

- La transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo se genera continuamente a lo largo del refuerzo.
- Los refuerzos están distribuidos en todo el suelo de relleno con cierto grado de regularidad.

Los mecanismos de transferencia de esfuerzos entre el suelo y el refuerzo son principalmente dos; por fricción entre sus elementos y por resistencia pasiva, ambos dependen de las propiedades geométricas del refuerzo (Figura 2.21).

Fricción: Se desarrolla donde existe un desplazamiento relativo asociado a un esfuerzo de corte entre el suelo y la superficie de contacto del refuerzo. Los elementos de refuerzo que funcionan por fricción principalmente, deben ser alineados en la dirección de movimiento relativo del bloque suelo-refuerzo para asegurar su correcto desempeño. Ejemplos de este tipo de refuerzos son tiras de acero, mallas compuestas por barras longitudinales, geotextiles y bandas de geosintéticos.

Resistencia Pasiva: Ocurre mediante el desarrollo de una especie de capacidad de soporte en la dirección transversal a la superficie normal en la que se encuentran dispuestos los refuerzos para impedir la deformación lateral. La resistencia pasiva es generalmente considerada el primer mecanismo de interacción suelo-refuerzo para el caso de barras de acero, mallas de refuerzo y geomallas con algún grado de rugosidad. La rugosidad presente en las tiras de acero también aporta un grado de resistencia pasiva.

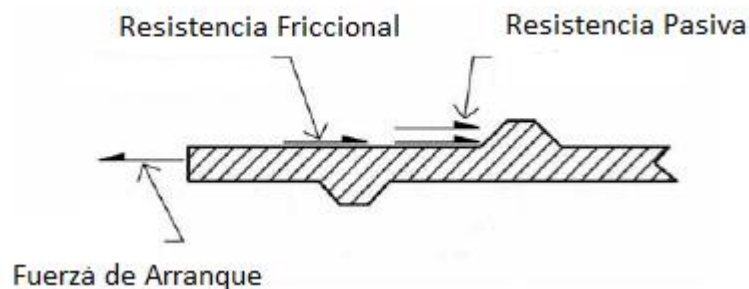


Figura 2.21 Mecanismos de transferencia de esfuerzos. Adaptada Berg et al. (2009).

La contribución de cada mecanismo de transferencia de esfuerzos dependerá del grado de rugosidad de la superficie del refuerzo, esfuerzo normal efectivo, dimensiones de apertura en el caso de mallas, espesor de los elementos puestos en la dirección transversal y rigidez característica de cada uno de los refuerzos. Igualmente importante para el desarrollo de una correcta interacción deben considerarse las propiedades del suelo de relleno como tamaño de granos, granulometría, formas de las partículas, densidad, contenido de agua, cohesión y rigidez.

2.8. Modo de acción del refuerzo

La función principal de los refuerzos es restringir las deformaciones laterales en el suelo de relleno. Para que esto ocurra los esfuerzos son transferidos desde el suelo hacia el refuerzo. Estos esfuerzos son resistidos de diversas maneras, principalmente mediante :

Tracción: Es el modo más común de acción de los refuerzos. Todos los elementos longitudinales de refuerzo, es decir, elementos de refuerzo alineados en la dirección de deformación del suelo de refuerzo, están sujetos a altas demandas de esfuerzos de tracción. Los esfuerzos de tracción también son soportados por algunos refuerzos flexibles mediante planos de corte transversales.

Corte y flexión: Elementos de refuerzos puestos de forma transversal pueden soportar cargas de corte y de flexión.

2.9. Fuerza de arranque

La interacción suelo-refuerzo es calculada mediante ensayos de arranque (Pullout test) los cuales han sido desarrollados tanto en laboratorio como en terreno utilizando diversos enfoques, métodos y procedimientos en el criterio de evaluación del coeficiente de interacción suelo refuerzo (Figura 2.22).

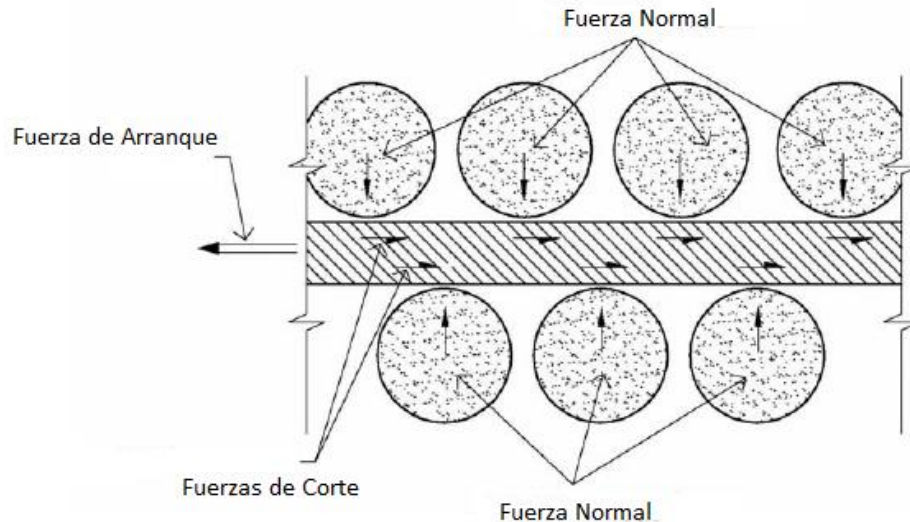


Figura 2.22 Transferencia de esfuerzos por fricción entre el suelo y el refuerzo. Adaptada Berg et al. (2009).

Un criterio unificado ha sido desarrollado por la FHWA (2013) el cual se detalla a continuación:

Evaluación del desempeño al arranque entre suelo y refuerzo:

El diseño de muros mecánicamente estabilizados y en particular cualquier estructura de suelo reforzado requieren la evaluación a largo plazo de la interacción suelo-refuerzo. A continuación se presentan algunos de los requerimientos:

- Capacidad de arranque: La resistencia que opone cada refuerzo en su interacción con el suelo debe ser adecuada para resistir las fuerzas de tracción que solicitan a los refuerzos.
- Desplazamientos admisibles: El desplazamiento relativo entre el suelo y el refuerzo requerido para movilizar la fuerza de tracción de diseño debe ser menor que el desplazamiento admisible entre el suelo y el refuerzo.
- Desplazamiento a largo plazo: La carga crítica de arranque debe ser menor a la carga de fluencia del refuerzo.

La resistencia al arranque del refuerzo es movilizada mediante una o la combinación de las dos formas básicas de interacción suelo-refuerzo, la interacción por fricción y la resistencia pasiva que ejercen los elementos transversales de algunos tipos de refuerzos, como mallas de acero o geogrillas. La transferencia de cargas dependerá de las características de cada refuerzo.

La resistencia al arranque en el largo plazo, es decir, bajo carga de diseño constante está predominantemente controlada por las características de fluencia del material de refuerzo. Los sistemas de suelo reforzado generalmente desestiman el uso de suelos cohesivos por favorecer condiciones de fluencia. Por lo tanto, la fluencia es controlada en primera instancia por el tipo de refuerzo. Finalmente la resistencia al arranque queda definida por el mecanismo de transferencia de esfuerzos, el desplazamiento relativo entre el suelo y el refuerzo para movilizar completamente la resistencia al arranque y la potencial fluencia del refuerzo en suelos granulares con baja cohesión. El resumen de lo mencionado anteriormente se muestra en la Tabla 2.2

Tabla 2.2 Resumen desempeño al arranque para distintos tipos de refuerzos. Adaptada Berg et al. (2009).

Tipo de refuerzo	Mecanismo de transferencia	Rango de desplazamiento	Deformación a largo plazo
<u>Flejes de acero inextensibles</u>			
Liso	Friccional	1.2mm	No fluyen
Rugoso	Friccional + Pasivo	1.2mm	No fluyen
<u>Bandas extensibles</u>			
Geotextiles	Friccional	Depende de la rigidez del refuerzo (25 a 100mm)	Depende de la estructura y las características de fluencia del geomaterial
<u>Mallas inextensibles</u>			
Parrillas de acero	Pasivo + Friccional	12 a 50mm	No fluyen
Grillas soldadas	Friccional + Pasivo	12 a 50mm	No fluyen
<u>Mallas extensibles</u>			
Geomallas	Friccional + Pasivo	En promedio entre 25 a 50mm	Dependen de las características del geomaterial
Mallas tejidas	Friccional + Pasivo	En promedio entre 30 a 55mm	No fluyen

2.10. Estimación de la resistencia al arranque en estructuras de suelo reforzado

La resistencia al arranque de un refuerzo se define como la carga de tracción requerida para generar deslizamiento del refuerzo a través de la zona de suelo de relleno. Diversos enfoques y ecuaciones de diseño han sido desarrollados y comúnmente utilizados para estimar la resistencia al arranque considerando la resistencia por fricción, la resistencia pasiva o una combinación de ambas. El uso de estas ecuaciones requiere de distintos parámetros para su evaluación lo cual dificulta la comparación de resistencia al arranque para distintos tipos de refuerzo.

Para el diseño se ha establecido una definición de la resistencia al arranque (Berg et al.2009) la cual es calculada para cada refuerzo como:

$$P_c = f^* * \alpha * \sigma'_v * L_e * C \quad (2.2)$$

Donde:

f^* = Factor de tipo de resistencia al arranque

α = Factor de corrección por tipo de refuerzo

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo en la interfaz suelo refuerzo

L_e = Largo de empotramiento en la zona resistente

C = Perimetro efectivo del refuerzo

El factor de corrección α para refuerzos inextensibles adopta el valor de 1, para refuerzos de geomallas aproximadamente 0.8 y en el caso de geosintéticos y geotextiles 0.6. El valor de C se considera igual a 2 para flejes, mallas y bandas de geosintéticos.

La Figura 2.23 muestra las cargas involucradas y las superficies de falla asumidas para el cálculo de la capacidad de arrancamiento, en el caso particular de refuerzo inextensible:

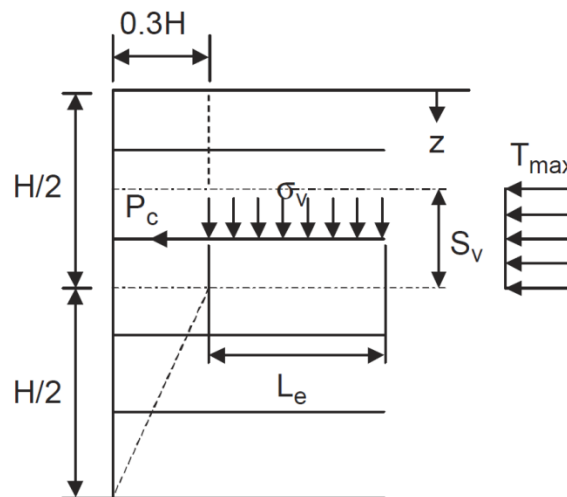


Figura 2.23 Modelo de arrancamiento, geometría y cargas. Bathurst et al. (2011).

El factor de tipo de resistencia F, puede ser obtenido mediante ensayos de laboratorio o pruebas en terreno ejecutadas en el cual se desarrolla el proyecto asociado a un suelo reforzado. Alternativamente F puede ser derivado a partir de relaciones empíricas que han sido desarrolladas para cada tipo de refuerzo y cada tipo de interacción. En términos generales para cualquier tipo de refuerzo el factor F puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$f^* = \text{Resistencia friccional} + \text{Resistencia pasiva}$$

$$f^* = \tan \rho + F_q \alpha_\beta$$

Donde:

ρ = Ángulo de fricción suelo – refuerzo

F_q = Factor de capacidad portante

α_β = Factor de resistencia pasiva

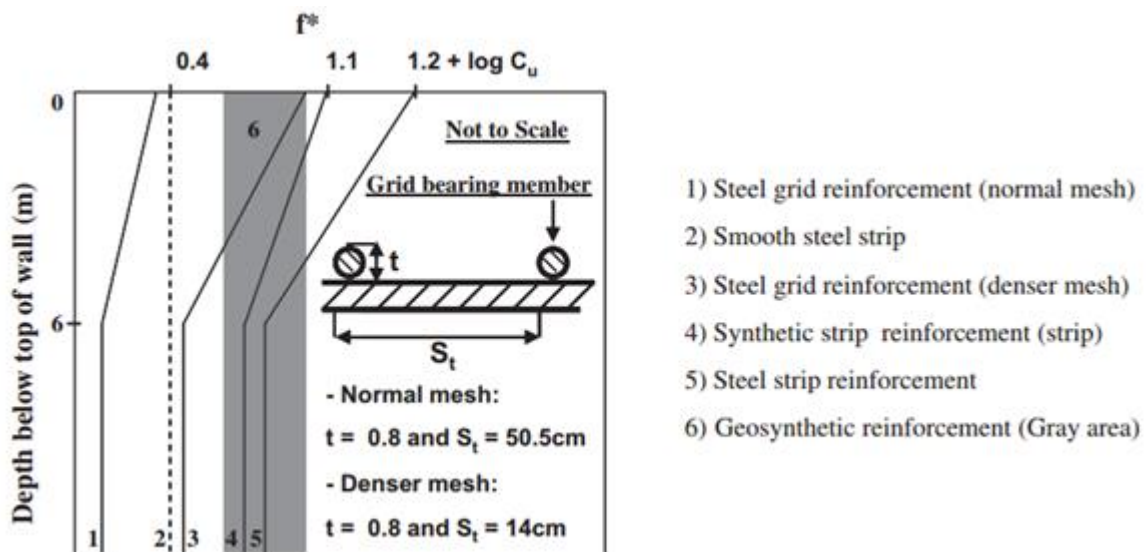


Figura 2.24 Valores de fricción aparente para distintos tipos de refuerzos en suelo granulares. Lajevardi et al. (2013).

Un número significativo de ensayos de laboratorio se han realizado para calcular la resistencia al arranque y correlacionados para representar las condiciones en terreno de la capacidad al arranque. Las relaciones para cada tipo de interacción se muestran en la Figura 2.24:

En esta investigación serán modelados muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible, en particular, tiras de acero rugosos. La resistencia al arranque puede ser determinada en el caso de este tipo de refuerzos mediante las siguientes relaciones:

$$f^* = \tan \rho = 1.2 + \log C_u \leq 2 \text{ en la cima de la estructura hasta los 6m}$$

$$f^* = \tan \varphi, \text{ desde los 6m hasta el pie de la estructura}$$

Donde C_u es el coeficiente de uniformidad del suelo de relleno (D_{60}/D_{10}). Si en particular consideramos un valor común de coeficiente de uniformidad de acuerdo a la Tabla 2.1, C_u puede ser aproximado a 4. Con esto el coeficiente de fricción aparente es $f^* = 1.8$ en la cima del muro.

2.11. Proceso de compactación

En el caso de muros mecánicamente estabilizados, la densificación del suelo tiende a causar esfuerzos inducidos por la compactación que se desarrollan dentro del refuerzo (Ehrlich and Mitchell, 1994). Esto no solo afecta las tensiones en cada nivel de refuerzo, sino también el módulo de deformación y el ángulo de fricción del suelo (Figura 2.25).

Las especificaciones para el proceso de compactación incluyen el espesor de cada capa de suelo sometida a carga además del contenido de humedad del suelo de relleno con respecto al óptimo. La humedad del suelo de compactación debe estar en el rango de $\pm 2\%$ de la humedad óptima obtenida mediante proctor modificado (Berg et al. 2009).

Para este tipo de muros no existe un método de diseño que tome en cuenta directamente el efecto de la compactación desde el punto de vista teórico. Sin embargo, desde un punto de vista empírico se ha desarrollado un método para determinar las tensiones horizontales que se crean a cada nivel de refuerzo, a través de la definición de un coeficiente de empuje lateral K , que incluye de forma implícita el efecto de la compactación en el material de relleno reforzado, y a partir del cual se determinan las tensiones que se crean en cada nivel de refuerzo.



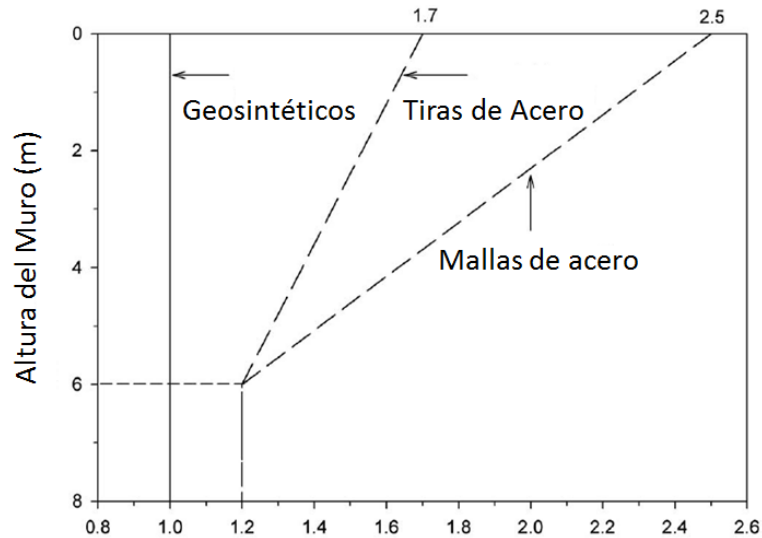
Figura 2.25 Compactación pesada realizada en muros mecánicamente estabilizados.

Los requerimientos de compactación son distintos dependiendo del grado de proximidad a la fachada del muro. Para las zonas más cercanas a la fachada (1m) se aconseja el uso de maquinaria liviana, compactadores manuales y todo tipo de proceso de compactación ligera que no genere aumentos en la presión lateral del suelo de relleno para así de esta forma prevenir movimientos laterales de la fachada.

Las guías de diseño han desarrollado una manera simplificada de incluir los esfuerzos inducidos por el proceso de compactación (Figura 2.26) en el cálculo de estabilidad interna de los refuerzos. Este procedimiento simplificado considera un cambio, en el

caso de las tiras de acero, en el coeficiente de transmisión de esfuerzos laterales en la parte más alta del muro, disminuyendo hasta los 6m hasta mantenerse en un valor constante.

El efecto de la compactación en el comportamiento global y en los elementos estructurales de muros mecánicamente estabilizados, es uno de los temas de interés de esta investigación. Implementar esta indicación en modelos numéricos realizados en elementos finitos será el primer paso de modelación en el proceso de compactación del suelo de relleno.



Coeficiente normalizado de transmisión de esfuerzos laterales, $\frac{K}{K_a}$

Figura 2.26 Coeficiente de Empuje lateral. AASHTO (2012).

2.12. Obtención de parámetros de resistencia del suelo

Para explicar el comportamiento de un suelo reforzado, es necesario considerarlo como un material compuesto. Schlosser and Long (1972) utilizaron el concepto de cohesión aparente para explicar el aumento en la resistencia del material compuesto suelo-refuerzo. La Figura 2.27 muestra el comportamiento del mecanismo de refuerzo utilizando el criterio de falla Mohr-Coulomb. En la figura (Figura 2.27) el círculo de Mohr representado por "0" muestra un elemento de suelo reforzado en su condición inicial. Se asume que este elemento tiene un refuerzo ubicado de manera horizontal y es sometido a esfuerzos principales. Al aumentar las tensiones verticales, el círculo de Mohr se mueve hacia estados de carga mayores. El círculo de Mohr "1" representa la condición de falla si el suelo no está reforzado, y el círculo de Mohr "2" representa la condición de falla del suelo reforzado. La diferencia entre σ_{21} y σ_{11} es el esfuerzo vertical adicional que el suelo puede tomar con ayuda del refuerzo. La línea A es la envolvente de falla del suelo no reforzado, mientras que las líneas B y C son dos envolventes de falla hipotéticas utilizadas para definir la falla del elemento compuesto de suelo reforzado (Acuña, 2003).

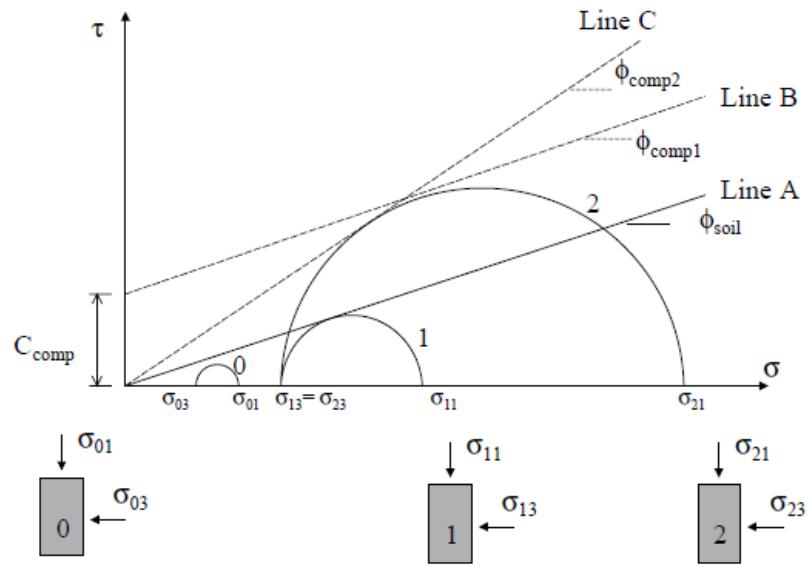


Figura 2.27 Concepto de cohesión aparente. Holtz and Lee (2001).

La línea B representa el caso en que el suelo reforzado tiene el mismo ángulo de fricción que el suelo y es igual a φ_{comp1} . Lo que añade el refuerzo es una cohesión aparente, C_{comp} , que aumenta la resistencia del suelo reforzado. La línea C representa el supuesto de que el suelo reforzado tiene un ángulo de fricción mayor al suelo original debido a la inclusión del refuerzo. Boyle (1995) encontró que el esfuerzo desarrollado en los refuerzos durante la deformación de muros mecánicamente estabilizados incrementaba las presiones laterales en el suelo, incrementando así la resistencia del suelo. Por tal motivo el supuesto representado por la línea C es el más apropiado para explicar el mecanismo de acción de los refuerzos.

Para caracterizar las propiedades resistentes del suelo es común la utilización en ensayos triaxiales para describir el comportamiento del suelo en términos de la relación esfuerzo-deformación. A partir de este tipo de ensayos es posible definir leyes constitutivas (Figura 2.28) que puedan representar de mejor manera el comportamiento del suelo.

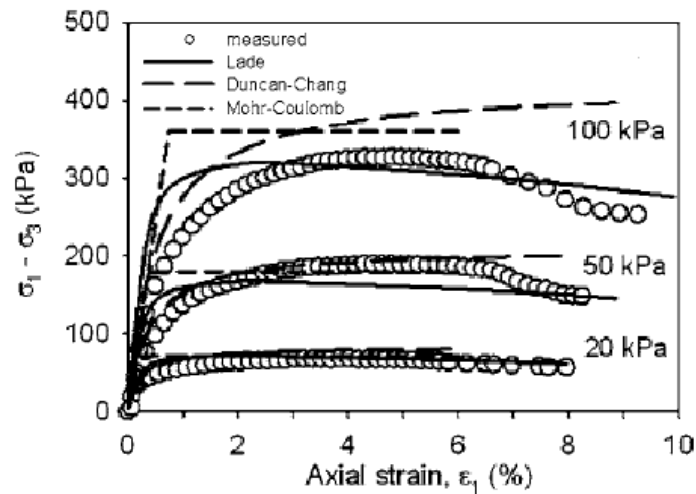


Figura 2.28 Modelamiento del suelo a partir de ensayos triaxiales. Huang et al. (2009).

Obtenidos los resultados de los ensayos triaxiales realizados al suelo de refuerzo, el cálculo de sus propiedades resistentes puede realizarse utilizando dos formas equivalentes. La primera en el espacio $\tau - \sigma$ (Figura 2.30) donde la pendiente de la envolvente de falla de los círculos de Mohr indica el valor del ángulo de fricción (ϕ) conociendo los valores de los esfuerzos principales. La segunda en el espacio $q - p$ en el cual mediante la intersección de la trayectoria de tensiones con la línea de estado último es posible obtener el parámetro ϕ . Los resultados obtenidos mediante ensayos triaxiales de los parámetros de resistencia son amplificados de acuerdo a (Kulhawy and Mayne, 1990) por un factor de 1.2 aproximadamente para que estos parámetros representen condiciones de deformaciones planas (Figura 2.29)

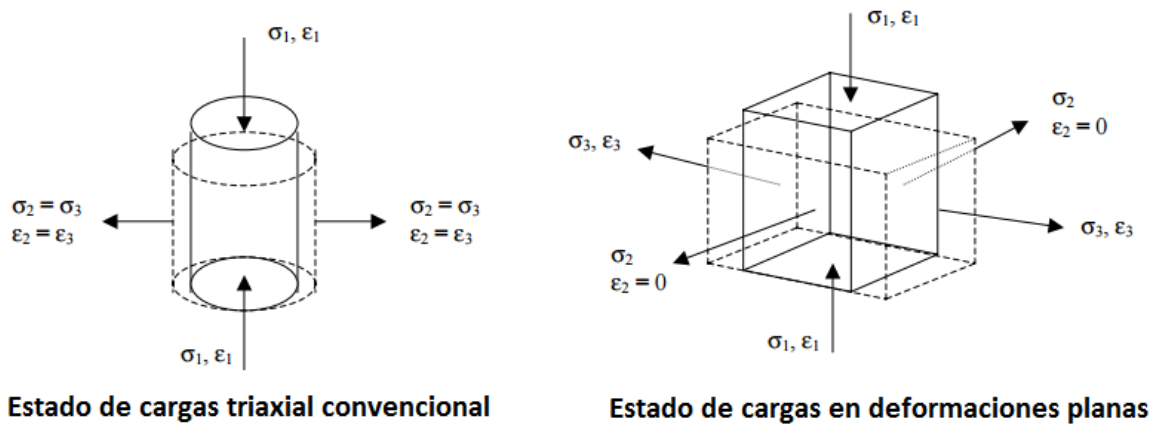


Figura 2.29 Estados de cargas para elementos de suelo. Holtz and Lee (2001).

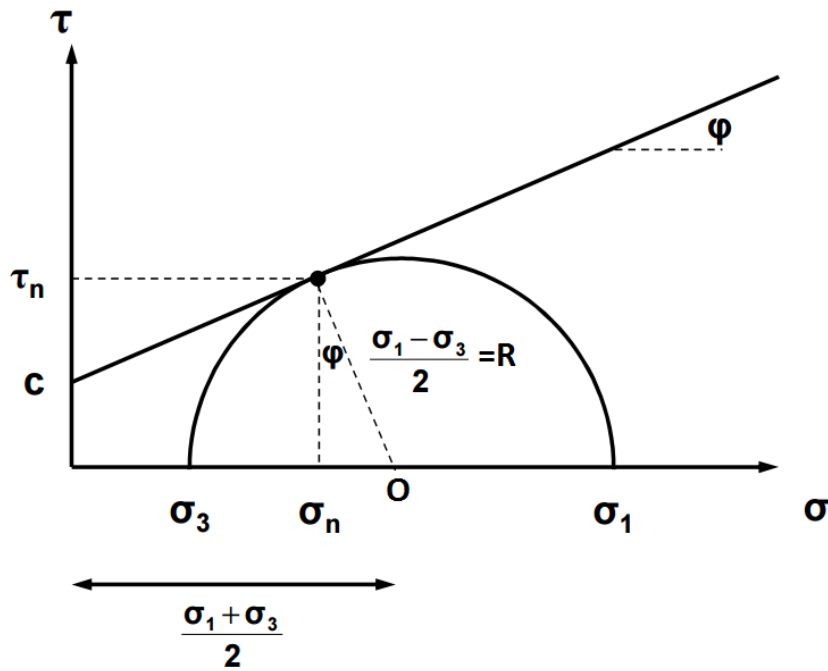


Figura 2.30 Envolvente de falla plano $\tau - \sigma$

Envolvente de falla: $\tau = c + \sigma_n \tan \phi$ (2.3)

Esfuerzo normal en la falla: $\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi$ (2.4)

Esfuerzo de corte en la falla: $\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi$ (2.5)

Reemplazando (2.4) y (2.5) en (2.3) obtenemos:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi = c + \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi \right] \tan \phi$$

$$\sigma_1 \cos^2 \phi - \sigma_3 \cos^2 \phi = 2c \cos \phi + \sigma_1 \sin \phi + \sigma_3 \sin \phi - \sigma_1 \sin^2 \phi + \sigma_3 \sin^2 \phi$$

$$\sigma_1 (\underbrace{\sin^2 \phi + \cos^2 \phi}_{1} - \sin \phi) = \sigma_3 (\underbrace{\sin^2 \phi + \cos^2 \phi}_{1} + \sin \phi) + 2c \cos \phi$$

$$\sigma_1 (1 - \sin \phi) = \sigma_3 (1 + \sin \phi) + 2c \cos \phi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} + 2c \frac{\cos \phi}{(1 - \sin \phi)}$$

Considerando cohesión nula $c = 0$ obtenemos:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$$

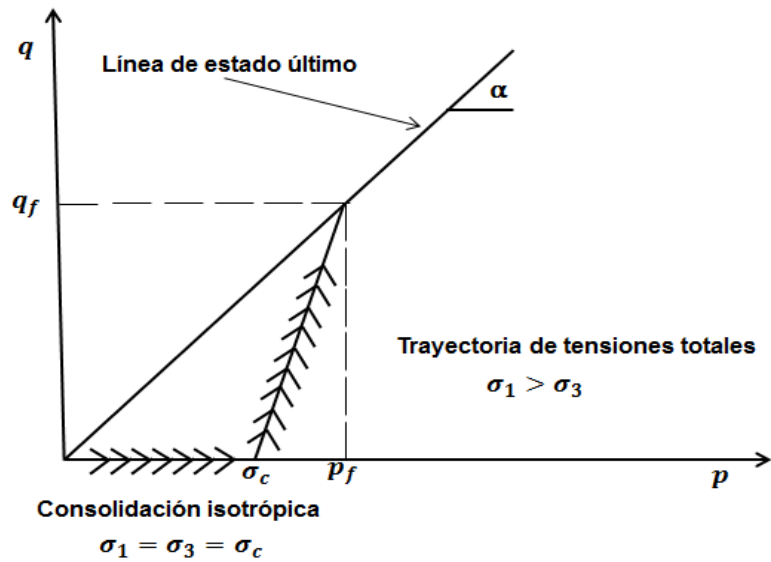


Figura 2.31 Trayectoria de tensiones plano q-p

En el espacio p-q considerando la convención del MIT para p y q obtenemos que:

Presión media
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.6)$$

Corte medio
$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.7)$$

Línea de estado último, considerando cohesión nula
$$q = p \tan \alpha \quad (2.8)$$

Presión media en la falla
$$p_f = \frac{\sigma_{1f} + \sigma_{3f}}{2} = \frac{\sigma_3 \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_3}{(1 - \sin \phi)} \quad (2.9)$$

Corte medio en la falla
$$q_f = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2} = \frac{\sigma_3 \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_3 \sin \phi}{(1 - \sin \phi)} \quad (2.10)$$

Reemplazando (2.9) y (2.10) en (2.8) obtenemos:

$$q_f = p_f \tan \alpha \rightarrow \frac{q_f}{p_f} = \frac{\frac{\sigma_3 \sin \phi}{(1 - \sin \phi)}}{\frac{\sigma_3}{(1 - \sin \phi)}} \rightarrow \sin \phi = \tan \alpha \quad (2.11)$$

$$\therefore \phi = \sin^{-1}(\tan \alpha) \quad (2.12)$$

2.13. Métodos de análisis en muros mecánicamente estabilizados

Equilibrio Límite

Este análisis es el más común de los métodos utilizados para el cálculo de estabilidad de estructuras relacionadas a ingeniería geotécnica como muros de todo tipo, taludes, excavaciones, capacidad de carga en fundaciones, entre otros. Este análisis consiste en la verificación de estabilidad global de toda la estructura. En este tipo de análisis, se calculan las fuerzas y momentos que actúan en el bloque rígido representado por la combinación de suelo de relleno con refuerzo (Acuña, 2003).

Los principales supuestos considerados son:

- Se asume una superficie de falla
- El comportamiento de suelo puede representarse mediante una ley constitutiva rígida perfectamente plástica (Figura 2.32)
- La resistencia al corte del suelo es movilizada en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla
- La inclinación y distribución de los refuerzos a lo largo de la superficie de falla es conocida

Los análisis de equilibrio límite reducen el problema de análisis de estabilidad a uno de resolución de sistemas de ecuaciones de equilibrio. En esta investigación en particular se requiere que se satisfagan equilibrio de fuerzas y de momentos, Por definición el factor de seguridad es el coeficiente por el cual puede ser dividida la resistencia al corte del suelo para producir un sistema estáticamente estable.

Este tipo de análisis presenta por un lado ventajas en el sentido que los cálculos necesarios para su desarrollo se ven fuertemente simplificados por los supuestos asumidos. Los resultados de este diseño tienden a ser conservadores dado que son calculados en una condición desfavorable. Para estructuras más complejas, como el caso de muros mecánicamente estabilizados, donde las interacciones entre elementos estructurales y el suelo son complejas, suponer una superficie de falla o algún tipo de mecanismo de colapso que se ajuste a la realidad supone complicaciones para la precisión del estado de cargas en este tipo de estructuras.

La contribución del refuerzo puede ser tomada en cuenta en un análisis de equilibrio límite en las fuerzas que resisten el movimiento del bloque rígido a través de la superficie de falla. El factor de seguridad requerido, puede obtenerse mediante una modificación de las propiedades de los refuerzos. Teóricamente un factor de seguridad igual a uno indica un sistema en equilibrio. Debido a que los métodos de equilibrio límite están basados en supuestos simplificados, el factor de seguridad calculado debe ser cuidadosamente interpretado.

En los análisis de equilibrio límite, el suelo es idealizado como un material rígido plástico-perfecto. Basado en este comportamiento tensión-deformación, se supone que no ocurren deformaciones o desplazamientos hasta el material alcanza su tensión de fluencia. Este supuesto del material, impide a los análisis de equilibrio límite entregar información de deformaciones.

Suponiendo que la resistencia al corte del suelo es igualmente movilizada a lo largo de la superficie de falla, el factor de seguridad del sistema se considera constante en todo el plano crítico de falla. La resistencia de los sistemas reales no es completamente movilizada al mismo tiempo en la superficie de falla, por lo que suponer que el factor de seguridad local es constante es incorrecto

Por todo lo anteriormente expuesto, los enfoques de análisis de equilibrio límite no proveen información sobre los esfuerzos de trabajo interno, así como tampoco de deformaciones del suelo reforzado en la estructura de retención.

Los análisis de equilibrio límite suponen que los refuerzos no cambian la resistencia del suelo hasta que ocurra una falla global en la masa de suelo. Aunque este análisis provee resultados satisfactorios para muros mecánicamente estabilizados con refuerzo de acero, tiende a sobreestimar la distribución de tensiones internas de las estructuras de suelo reforzadas con geosintéticos.

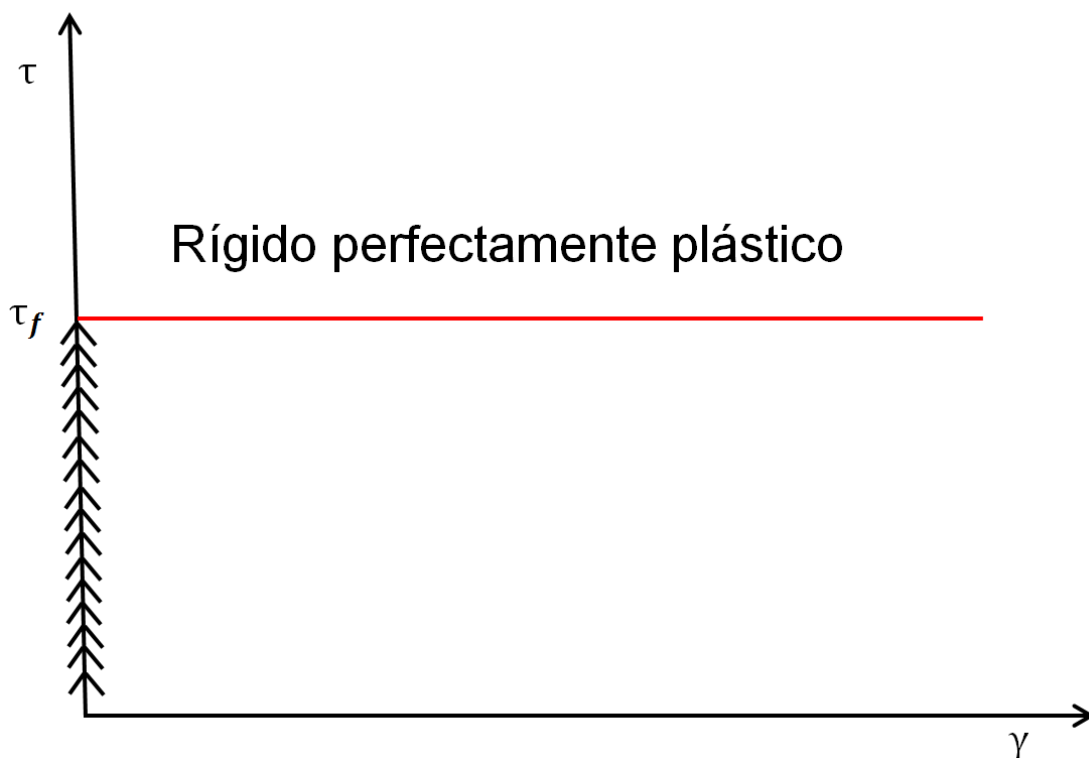


Figura 2.32 Comportamiento rígido perfectamente plástico

Cargas operacionales

Los análisis tensión-deformación se presentan como una alternativa a los análisis de equilibrio límite, los cuales a diferencia de los análisis de equilibrio límite pueden dar cuenta del comportamiento tensión-deformación externo e interno de la estructura, el cual permite la estimación de deformaciones de la estructura diseñada. Por lo tanto este tipo de análisis puede proveer mejor información de distribución de niveles de esfuerzos en casos de estructuras complejas como muros mecánicamente estabilizados, en que existe una compleja interacción entre sus componentes.

La ventaja de este tipo de análisis es que no necesita suponer un mecanismo de colapso para realizarlo y se puede obtener los niveles de cargas existentes dentro de la estructura, además de observar el desarrollo de tensión en los refuerzos y la compatibilidad de deformaciones bajo condiciones operacionales de trabajo en la estructura. Sin embargo, la complejidad asociada a desarrollar modelos analíticos para los distintos elementos y sus respectivas interfaces. Dadas este tipo de complicaciones es que se utilizan métodos numéricos como el de diferencias finitas (Figura 2.33) o elementos finitos para desarrollar este tipo de análisis.

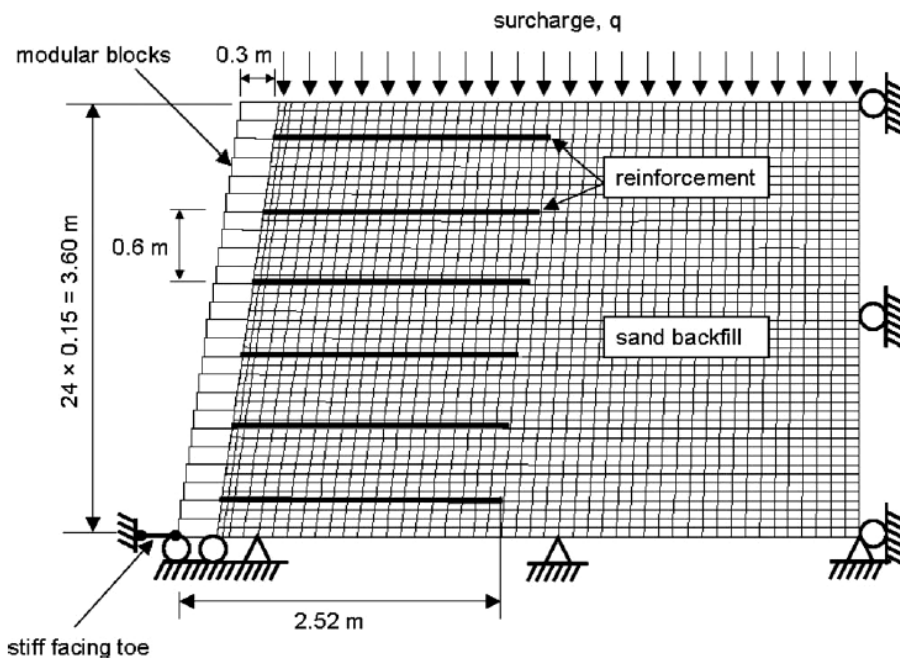


Figura 2.33 Modelo numérico realizado en diferencias finitas. Huang et al. (2009).

3. Métodos Semi – empíricos de diseño

3.1. Motivación

Realizar estimaciones apropiadas de las cargas y deformaciones de los refuerzos es un factor preponderante a la hora de realizar un diseño adecuado para la estabilidad interna en muros mecánicamente estabilizados. El diseño actual utiliza metodologías basadas en el equilibrio límite para estimar las cargas en los refuerzos de muros construidos tanto con geosintéticos como con refuerzos inextensibles de acero. En el caso de muros mecánicamente estabilizados con refuerzos de geosintéticos, estos métodos han demostrado ser excesivamente conservadores, por esta razón que métodos basados en cargas operacionales (Working stress condition), tales como el K-Stiffness Method (Allen et al., 2004, Bathurst et al., 2008) han sido desarrollados en el último tiempo considerando la rigidez del refuerzo, la rigidez del suelo y efectos producidos por la compactación para disminuir la cantidad de refuerzo, mejorando de esta manera el costo final de este tipo de estructuras. Estimar de manera precisa las cargas y distribución en los refuerzos tiene directas implicancias en la resistencia y espaciamiento necesario de estos para soportar cargas, además del largo necesario para resistir el arrancamiento de los refuerzos.

En la actualidad existen diversas metodologías y manuales para el cálculo de estabilidad interna, siendo los más utilizados en el caso de muros mecánicamente estabilizados con refuerzos inextensibles de acero, las metodologías correspondientes a los diseños de estimaciones de cargas realizados por la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) denominado Coherent Gravity Method (AASHTO 1996), el diseño realizado por la FHWA (Federal Highway Administration) denominado Structure Stiffness Method (Christopher et al., 1990) y finalmente el Simplified Method (AASHTO 2012; Elias et al., 2001)

Allen et al. 2001 evaluó mediante la recopilación de alrededor de 15 muros mecánicamente estabilizados con refuerzos de tiras de acero la precisión de estos métodos, demostrando un grado de confiabilidad aceptable al comparar las mediciones de cargas en los refuerzos con lo estimado por los métodos. Las mediciones realizadas en este trabajo han contribuido a la mejora y al desarrollo de métodos de diseño empíricos que entreguen resultados que predigan el estado de carga bajo condiciones de servicio, (Allen et al., 2004) y a la mejora de modelos que estimen la capacidad de arranque existente entre el suelo y el refuerzo (Miyata and Bathurst 2012).

En el caso de los desplazamientos laterales, Wu and Lee (2013) incorporaron mediante mediciones realizadas a muros instrumentado una curva con base empírica para estimar los desplazamientos laterales en función de la relación que existe entre el largo del refuerzo y altura del muro (Figura 3.1).

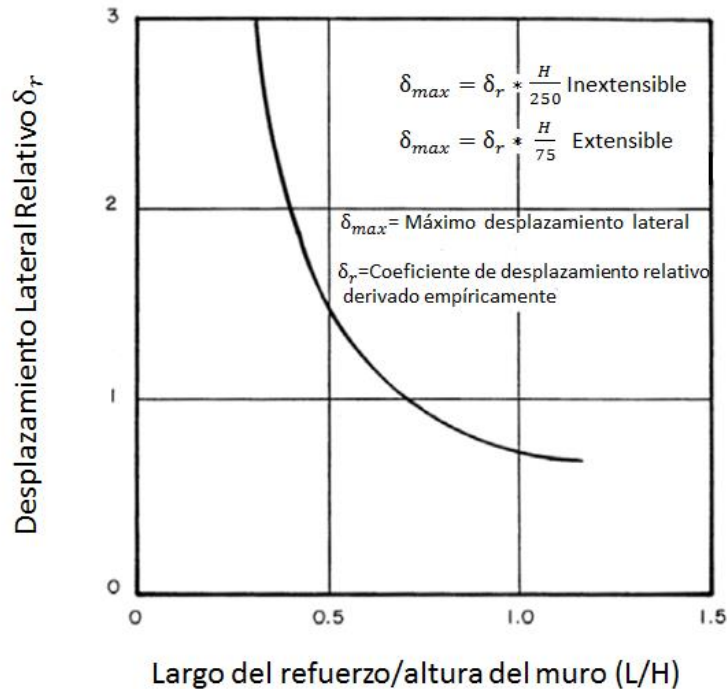


Figura 3.1 Curva empírica para estimar el desplazamiento lateral en muros de tierra mecánicamente estabilizada. Adaptada Wu and Lee (2013).

Donde δ_r corresponde al coeficiente relativo de desplazamiento lateral y adopta la forma mostrada en la ecuación (3.1):

$$\delta_r = 11.81 \left(\frac{L}{H}\right)^4 - 42.25 \left(\frac{L}{H}\right)^3 + 57.16 \left(\frac{L}{H}\right)^2 - 35.45 \left(\frac{L}{H}\right) + 9.471 \quad (3.1)$$

Todos los métodos previamente señalados son en esencia semi-empíricos, utilizando conceptos de equilibrio límite para ser desarrollados, no obstante las observaciones realizadas en este tipo de estructuras en cargas operacionales han permitido ajustar algunos parámetros de manera de obtener predicciones en el estado de carga de los refuerzos más apropiada. Algunos de estos ajustes guardan relación con la distribución de empujes horizontales para cada tipo de refuerzo (geosintéticos, tiras de acero y mallas de acero) y la manera de calcular los esfuerzos verticales en cada uno de los niveles de refuerzo.

Las estructuras de retención de suelos son en términos generales bastante rígidas, utilizando la gravedad y la fricción para mantener su estabilidad. La combinación de suelo y refuerzo que da origen al suelo reforzado (combinado con la fachada) forma un bloque que resiste las fuerzas laterales externas mediante el desarrollo de su resistencia en la base. El bloque de suelo reforzado debe ser internamente estable para mantener un comportamiento como bloque rígido. Este concepto de equilibrio límite es la base de las metodologías desarrolladas en esta investigación (Coherent Gravity Method, Structure Stifness Method y Simplified Method).

Los métodos basados en equilibrio límite han sido mejorados mediante ajustes realizados a observaciones de muros mecánicamente estabilizados en condiciones de servicio. Por ejemplo ajustes empíricos al coeficiente de empuje lateral han sido adoptados por el Simplified Method (Allen et al.2001) y el Coherent Gravity Method para refuerzos de acero. Sin estas modificaciones, estos métodos subestimarían las cargas en los refuerzos.

El diseño de muros mecánicamente estabilizados es separado en dos partes, estabilidad externa y estabilidad interna. La estabilidad externa considera al suelo reforzado como una estructura gravitacional que puede presentar modos de falla, tales como: deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte. Para la verificación de estabilidad interna se asume una superficie de falla dependiendo del tipo de refuerzo (extensible o inextensible) a partir de lo cual se verifica para cada uno de los refuerzos que cumplan con los requerimientos para ruptura y arranque.

3.2. Estabilidad Externa (Ejemplo Minnow Creek).

Esta sección del capítulo se concentra en el cálculo tanto de la estabilidad externa e interna del muro Minnow Creek (Capítulo 5). El Minnow Creek es un muro mecánicamente estabilizado de 16.7m de alto con refuerzos inextensibles de tiras de acero. Su construcción data de entre los años 1998 hasta el 1999, siendo diseñado este muro mediante la metodología Coherent Gravity Method, por lo que será contrastado con otras dos metodologías de cálculo utilizadas principalmente para refuerzos de acero inextensible.

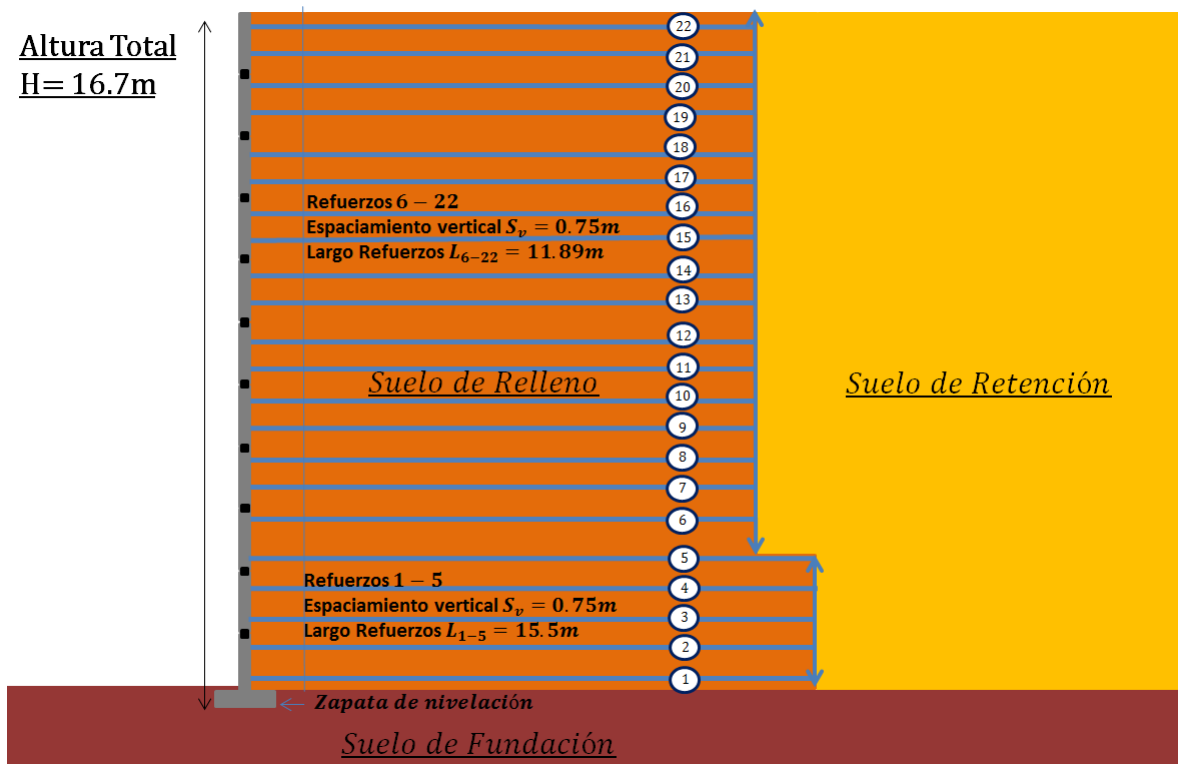


Figura 3.2 Adaptación geometría y elementos Minnow Creek.

La Figura 3.2 muestra la geometría del muro Minnow Creek en la cual se realiza un aumento en largo del refuerzo en la zona baja del muro con el propósito de reducir los

esfuerzos en el suelo de fundación. El espaciamiento vertical es constante e igual a 0.75m, mientras que el espaciamiento horizontal es variable en altura, disminuyendo a medida que se aumenta la profundidad del muro. Las características de los suelos tanto de relleno como de retención necesarios para el cálculo de estabilidad externa son mostradas en la Tabla 3.1, los cuales fueron extraídos de los valores reportados por Runser (1999).

Al momento de dimensionar el muro de suelo reforzado es importante determinar el empotramiento del muro en el suelo de fundación, así como también la altura de la fachada expuesta del muro. La combinación de ambas determinara la altura total del muro (H) para cada sección que se esté analizando.

Para determinar una longitud inicial del elemento de refuerzo, se recomienda una longitud del refuerzo mayor a $0.7H$ y $2.5m$, donde H queda determinado por la altura total del muro. En determinadas estructuras de muros de suelo reforzado que tengan cargas concentradas y para cargas sísmicas por lo general se recomienda emplear una longitud de refuerzo que se encuentre dentro del rango de $0.8H$ y $1.1H$ (Berg et al.2009).

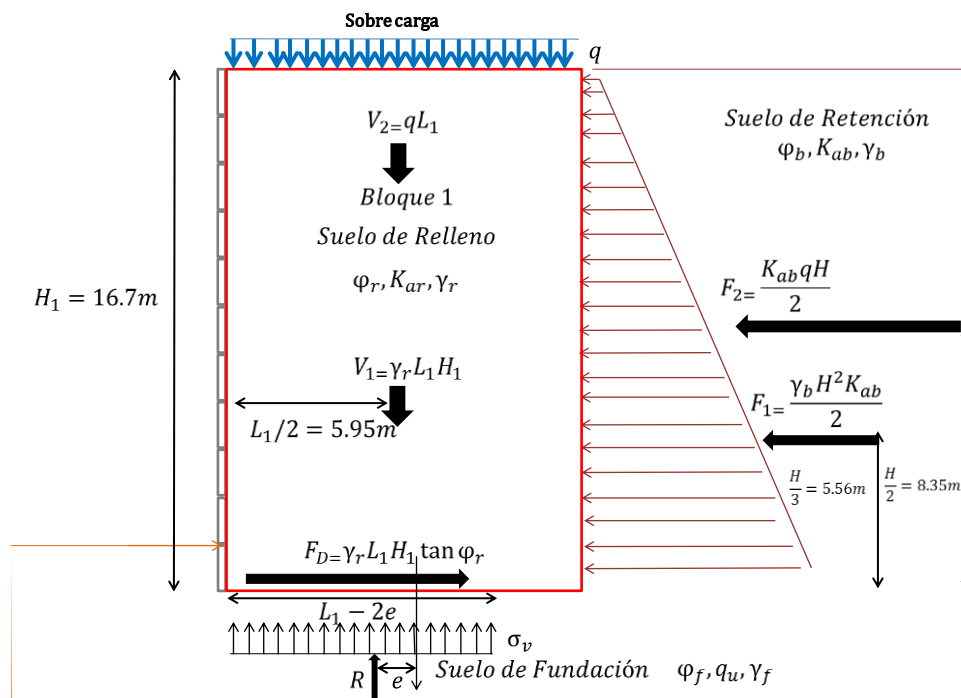


Figura 3.3 Simplificación geométrica y configuración de fuerzas del Minnow Creek.

Para los cálculos realizados de estabilidad externa se utilizará la geometría simplificada de la Figura 3.3 la cual considera un largo constante del refuerzo en profundidad. Esto supone una condición más desfavorable para el cálculo de estabilidad externa, considerando el coeficiente de empuje activo de Rankine el cual no considera fricción entre el muro y el suelo, sumado a la sobrecarga (q) de tráfico, configura una condición lo suficientemente conservadora para el diseño de este tipo de estructuras.

Tabla 3.1 Resumen parámetros estabilidad externa.

Parámetros	Suelo de refuerzo
H (Altura del muro)	16.7 m
φ_r (Ángulo de fricción)	38°
q (Sobrecarga)	12 kPa
γ_r (Peso unitario)	21.8 kN/m ³
β (Ángulo de talud)	0°
Parámetros	Suelo retenido
φ_b (Ángulo de fricción)	35°
γ_b (Peso unitario)	20.8 kN/m ³
Parámetros	Refuerzo
L_1 (Largo del refuerzo)	11.89 m

El análisis de la estabilidad externa de muros de suelo reforzado (Figura 3.4) es similar al que se realiza en muros gravitacionales. Dentro de este análisis se consideran cuatro posibles mecanismos de falla:

- Deslizamiento en la base
- Volcamiento
- Capacidad de soporte
- Estabilidad global

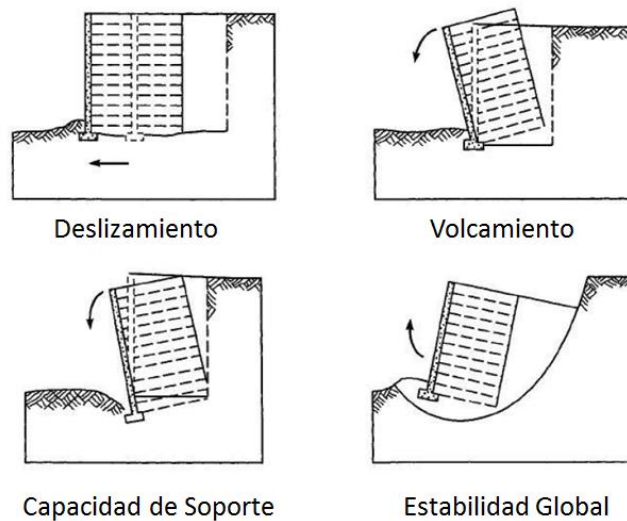


Figura 3.4 Estabilidad Externa del muro, distintos tipos de falla (Adaptada Jara Mori, 2010).

3.2.1 Deslizamiento

Para verificar la estabilidad del muro con respecto al deslizamiento se calculan las fuerzas que son aplicadas al bloque rígido compuesto por suelo y refuerzo para posteriormente determinar el factor de seguridad con respecto al deslizamiento, definido como la razón entre las fuerzas horizontales que impiden el deslizamiento y las fuerzas horizontales que empujan al suelo reforzado, la cual debe ser mayor a 1.5 (AASHTO 2012). Las fuerzas resistentes son el peso propio de la masa de suelo reforzado multiplicado por el coeficiente de fricción del suelo en la base de la estructura. Las fuerzas que tienden a deslizar la zona reforzada son el empuje activo generado por el suelo retenido sumado a la contribución que genera la sobrecarga. Una relación simplificada utilizada para el caso del Minnow Creek (Runser 1999) es presentada a continuación:

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{\sum \text{Fuerzas resistentes}}{\sum \text{Fuerzas deslizantes}} = \frac{V_1 \tan(\varphi_f)}{\frac{1}{2} \gamma_b K_{ab} H^2 + q K_{ab} H} = \frac{2 \gamma_r L_1 H \tan(\varphi_r)}{\gamma_b K_{ab} H^2 + 2 q K_{ab} H} \geq 1.5 \quad (3.2)$$

Donde:

$$V_1 = \text{Peso propio de la sección reforzada sin considerar la sobrecarga} \left(\frac{kN}{m} \right)$$

φ_f = Menor ángulo de fricción entre el suelo de refuerzo y el suelo de fundación (grados)

$$\gamma_r = \text{Peso unitario suelo de refuerzo} \left(\frac{kN}{m^3} \right)$$

H = Altura del muro (m)

L_1 = Largo del refuerzo (m)

K_{ab} = Coeficiente de empuje activo de Rankine para el suelo retenido, $\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_b}{2} \right)$

q = magnitud de sobrecarga uniforme en superficie (kPa)

3.2.2 Volcamiento

Para el cálculo del factor de seguridad al volcamiento se utilizan las fuerzas consideradas en la Figura 3.3 y sus respectivos puntos de aplicación para evaluar el factor de seguridad con respecto al volcamiento el cual es la razón de los momentos resistentes con los momentos volcantes, dicho factor debe ser mayor a 2 (AASHTO 2012). Una expresión simplificada para el factor de seguridad al volcamiento es presentada a continuación:

$$FS_{\text{Volcamiento}} = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos volcantes}} = \frac{[2 \gamma_r L_1 H \tan(\varphi_f)] \frac{L_1}{2}}{\left[\frac{1}{2} \gamma_b K_{ab} H^2 \right] \frac{H}{3} + [q K_{ab} H] \frac{H}{2}} = \frac{3 \gamma_r L_1^2 H \tan(\varphi_r)}{\gamma_b K_{ab} H^3 + 3 q K_{ab} H^2} \geq 2 \quad (3.3)$$

3.2.3 Falla en la capacidad de Soporte

La capacidad de soporte está basada en la distribución de Meyerhof (Bowles, 1996) donde el ancho de la base es reducida por dos veces la excentricidad originada por el momento volcante. En los análisis de deslizamiento y volcamiento, la sobrecarga uniforme por tráfico actuando sobre la sección reforzada no es considerada una fuerza estabilizadora dado que corresponde más bien a una carga transiente que no se encuentra presente a lo largo del tiempo. De todas maneras la sobrecarga actuando sobre el suelo de refuerzo contribuirá a la máxima capacidad de soporte, por lo que es incluida en la excentricidad las siguientes ecuaciones:

$$e = \frac{L_1}{2} - \frac{\left(\sum \text{Momentos resistentes} - \sum \text{Momentos volcantes} + q \frac{L_1^2}{2}\right)}{(V + qL_1)} \quad (3.3)$$

$$\sigma_v = \frac{V + qL_1}{L_1 - 2e} \quad (3.4)$$

Donde:

$e = \text{excentricidad (m)}$

$\sigma_v = \text{Esfuerzo de soporte aplicado (kPa)}$

Con el propósito de evitar que se presenten fallas en la capacidad de soporte, se debe de verificar que la tensión vertical en la base, la cual será calculada con la distribución de Meyerhof, no exceda la capacidad de soporte permitida por el suelo de fundación

La capacidad de soporte para muros mecánicamente estabilizados puede ser determinada mediante la ecuación de capacidad para una zapata infinita. La capacidad de soporte admisible se calcula dividiendo la capacidad última por un factor de seguridad (Bowles 1996).

$$q_{ult} = cN_c i_c + QN_q i_q + \frac{1}{2} \gamma L_1 N_\gamma i_\gamma \quad (3.5)$$

$$q_{ult} = cN_c i_c + \gamma D_f N_q i_q + \frac{1}{2} \gamma L_1 N_\gamma i_\gamma$$

$$q_{ult} = cN_c i_c + \frac{1}{2} \gamma L_1 N_\gamma i_\gamma$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Donde:

$q_{ult} = \text{capacidad última de soporte (kPa)}$

$c = \text{cohesión del suelo de fundación (kPa)}$

$N_c, N_Q, N_\gamma = \text{factores de capacidad de soporte}$

$i_c, i_q, i_\gamma = \text{factores de inclinación}$

$D_f = \text{profundidad de la zapata de nivelación. Se asume conservadoramente igual a cero}$

$\gamma = \text{peso unitario del suelo de fundación } \left(\frac{kN}{m^3}\right)$

$q_{adm} = \text{capacidad admisible de soporte (kPa)}$

$FS = \text{factor de seguridad a la capacidad de soporte, típicamente 2 o 2.5 (AASHTO 2012)}$

El esfuerzo vertical de soporte supone que la carga excéntrica es el resultado de una redistribución uniforme de la presión en un área reducida en la base del muro. El área queda definida por un ancho igual al ancho del muro menos el doble de la excentricidad.

Con las expresiones mostradas anteriormente en la Figura 3.3 se calculan las fuerzas que actúan sobre el bloque rígido utilizado para la verificación de la estabilidad externa.

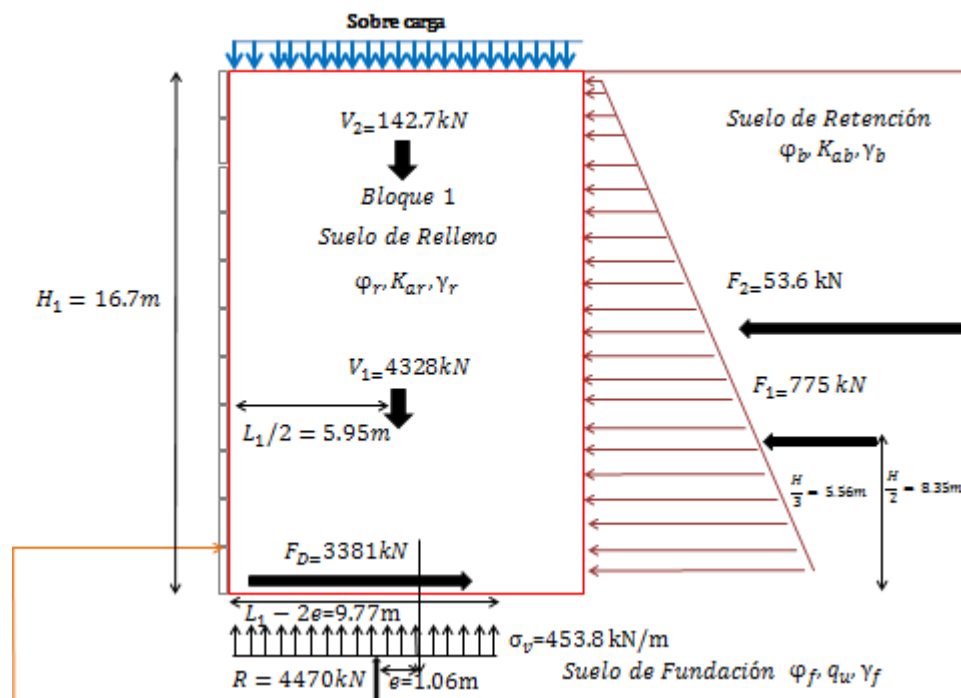


Figura 3.5 Configuración de fuerzas para el cálculo de estabilidad externa.

Finalmente la Figura 3.5 muestra las magnitudes de las cargas y sus puntos de aplicación para poder realizar los cálculos de factores de seguridad asociados a deslizamiento y volcamiento. Estos resultados son resumidos en la Tabla 3.2, los que muestran factores de seguridad superiores a los establecidos como mínimos por las expresiones (3.2) y (3.3), esto aún cuando han sido establecidas condiciones desfavorables para su cálculo, como la reducción del largo de refuerzo y la inclusión de una sobrecarga de tráfico.

La instrumentación implementada en el muro Minnow Creek reportada por Runser (1999) establece una buena concordancia entre la distribución asumida por Meyerhof (Bowles, 1996) para el cálculo de capacidad de soporte con los esfuerzos verticales calculados en la zona de fundación, exceptuando la zona cercana a la fachada donde se producen concentraciones de esfuerzos. En el caso de estabilidad al deslizamiento y al volcamiento, mediciones realizadas mediante celdas de carga de presión lateral en la zona trasera del suelo de relleno muestran empujes laterales menores a los estimados mediante el empuje activo de Rankine, por lo que se estima que los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento son aún mayores a los mostrados por la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Resumen estabilidad externa. Caso Base en Minnow Creek

Valores de diseño	Caso Base
\sum Fuerzas horizontales resistentes	3381 kN
\sum Fuerzas deslizantes	828.6 kN
\sum Fuerzas verticales	4450 kN
\sum Momentos resistentes	21814 kNm
\sum Momentos volcantes	4041 kNm
$FS_{Deslizamiento}$	4.07
$FS_{Volcamiento}$	5.39
e (excentricidad)	1.06m
σ_v (esfuerzo vertical en la base)	453.8 kPa

Para concluir el análisis de estabilidad externa se realiza un estudio de sensibilidad para evaluar los parámetros determinantes en los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento. La Figura 3.6 muestra la variación de los factores de seguridad a medida que se incrementa la magnitud de la sobrecarga a nivel de superficie manteniendo constante el largo ($L1$) de aplicación. Se observa en esta figura una disminución de los factores de seguridad. El análisis fue realizado hasta que la excentricidad no superase los $L1/6$ que teóricamente consideran al suelo completamente en tracción.

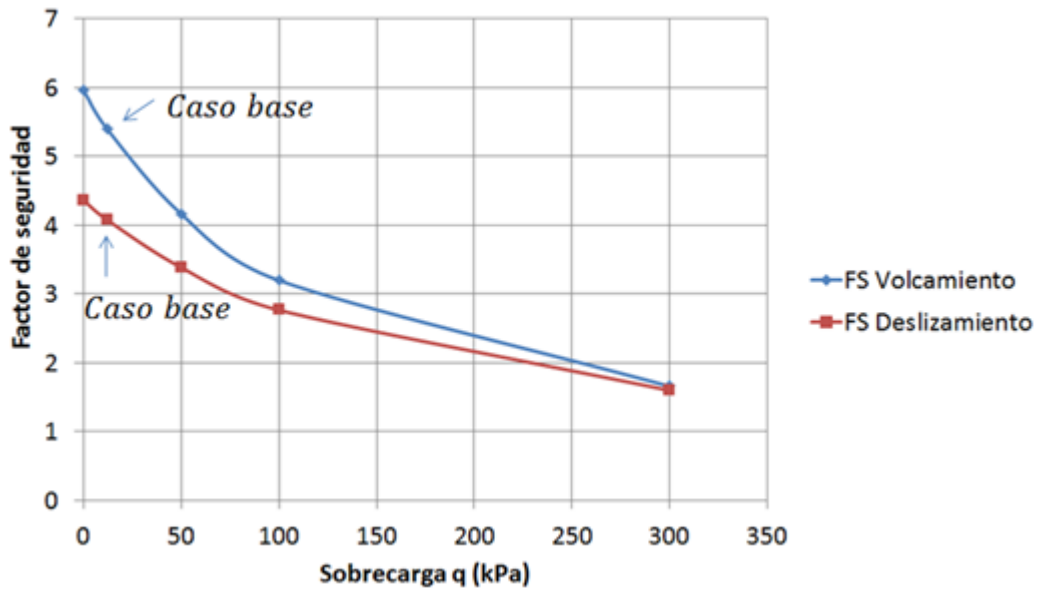


Figura 3.6 Variación de los factores de seguridad en función de la sobrecarga.

El material de relleno por lo general es un suelo de pobres condiciones geotécnicas, al disminuir el ángulo de fricción de este, existe un decaimiento del factor de seguridad de forma lineal (Figura 3.7). Este factor afecta directamente en el cálculo de estabilidad amplificando el empuje activo. Por el contrario retener suelos de eleado ángulo de fricción aumenta considerablemente el factor de seguridad al deslizamiento y volcamiento.

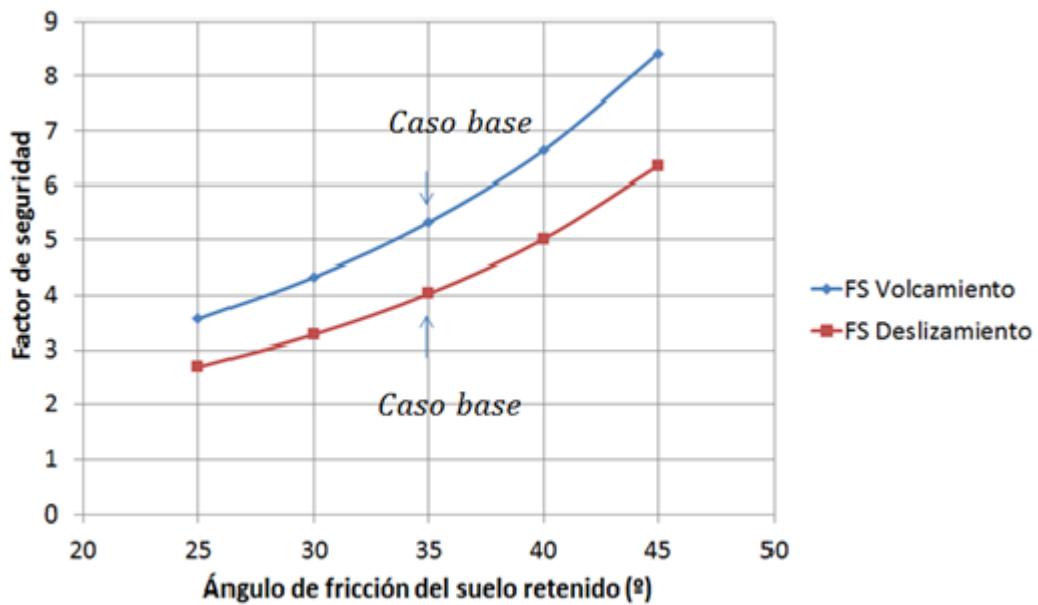
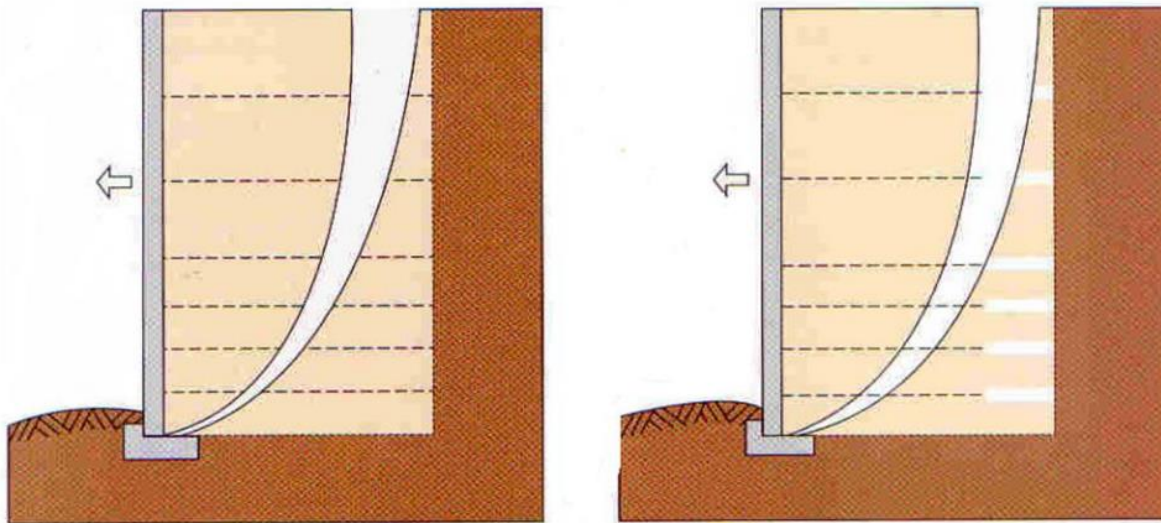


Figura 3.7 Variación de los factores de seguridad en función del ángulo de fricción del suelo retenido.

3.3. Estabilidad Interna

Concluido el análisis de estabilidad externa del muro, con un predimensionamiento adecuado de los refuerzos que permita considerar al conjunto suelo-refuerzo un bloque rígido, corresponde realizar el análisis de su estabilidad interna, es decir, el equilibrio de fuerzas internas de empuje y las fuerzas de fricción entre el refuerzo y el suelo. El análisis comprende una falla potencial por arranque y rotura de los refuerzos.



Falla por Rotura

Falla por Arranque

Figura 3.8 Estabilidad Interna, tipos de falla (Mathew and Kathi 2014).

Estas dos formas de falla correspondientes a la estabilidad interna de un muro mecánicamente estabilizado (Figura 3.8), son descritas a continuación.

3.3.1 Rotura de refuerzos

La rotura de los refuerzos, en el caso de refuerzos de acero, se produce cuando los esfuerzos de tracción en los refuerzos alcanzan niveles superiores a la fluencia del acero llegando a ser tan grandes que estos se expanden excesivamente hasta llegar a la ruptura, ocasionando que se produzcan grandes deformaciones y en el peor de los casos el colapso total de la estructura. A este modo de falla lo definiremos como falla por rotura de los elementos de refuerzo, y será empleado para verificar el espaciamiento vertical y la resistencia de los elementos de refuerzo. Por lo tanto, se define el factor de seguridad a la rotura como:

$$FS_{rotura} = \frac{\min(0.5F_u A_{neta}, 0.55F_y A_s)}{K\sigma_v S_x S_y} \quad (3.6)$$

Donde:

F_u = resistencia última del acero (kPa)

F_y = resistencia a la fluencia del acero (kPa)

A_{neta} = área corregida del refuerzo por corrosión (mm²)

A_s = área del refuerzo (mm²)

K = coeficiente de presión lateral (kPa)

S_x = espaciamiento horizontal de los refuerzos (m)

S_y = espaciamiento vertical de los refuerzos (m)

Tabla 3.3 Propiedades de los refuerzos en Minnow Creek.

Parámetro	Símbolo	Refuerzo
Espaciamiento Vertical	S_y	0.75 m
Ancho	b	50 mm
Espesor	t	4 mm
Módulo de elasticidad	E	200 GPa
Fluencia del acero	F_y	450 MPa
Resistencia del acero	F_u	550 MPa
Área del refuerzo	A_s	200 mm ²
Área corregida	A_{neta}	142.8 mm ²

Como objetivo de esta investigación se encuentra estimar mediante distintas metodologías la carga que soportan los refuerzos. Los valores utilizados se presentan en la Tabla 3.3 Considerando el espaciamiento vertical constante, las variaciones radican principalmente en el coeficiente de presión lateral K y el esfuerzo vertical σ_v que son calculados de manera diferente para cada una de las metodologías, esto conllevará distintos valores para la carga asumida en cada refuerzo lo que nos permitirá calcular factores de seguridad a la rotura para cada metodología. El espaciamiento horizontal de los refuerzos es mostrado en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Espaciamiento horizontal estimado del muro Minnow Creek.

Refuerzo	Sx (Espaciamiento horizontal)
1	1.05 m
2	1.05 m
3	1.05 m
4	1.05 m
5	1.05 m
6	1.05 m
7	1.05 m
8	1.05 m
9	0.76 m
10	0.76 m
11	0.76 m
12	0.76 m
13	0.61 m
14	0.61 m
15	0.61 m
16	0.51 m
17	0.51 m
18	0.43 m
19	0.43 m
20	0.38 m
21	0.38 m
22	0.34 m

3.3.2 Arranque de los refuerzos

La falla al arranque se genera cuando la resistencia al arranque desarrollada por fricción entre el suelo y el refuerzo es superada por las fuerzas de tracción que se producen en la zona activa del suelo, generando de esta manera grandes deformaciones y un posible colapso de la estructura. A este modo de falla lo definiremos como falla por arranque o “pullout”, y será empleado para verificar la longitud mínima de los refuerzos.

La elección de elementos de refuerzo se debe realizar justo en esta etapa del diseño. La diferencia fundamental entre los refuerzos extensibles y los inextensibles radica en la cuña de falla asumida para cada caso (Figura 2.9) y la predicción de la vida útil de cada uno de ellos. Mientras que la vida útil de los elementos de refuerzo extensible depende de la degradación del polímero, en los elementos de refuerzo inextensible la vida útil depende de la corrosión del metal.

El factor de seguridad al arranque se define como:

$$FS_{\text{arranque}} = \frac{2bf^*L_e\sigma_v^*}{K\sigma_v S_x S_y} \quad (3.7)$$

Donde:

b = ancho del refuerzo (mm)

f^* = coeficiente de fricción suelo – refuerzo (-)

L_e = largo de anclaje del refuerzo (m)

σ_v^* = esfuerzo vertical sin considerar sobrecarga (kPa)

σ_v = esfuerzo vertical considerando sobrecarga (kPa)

El coeficiente de fricción f^* suelo-refuerzo será calculado utilizando la relación propuesta en la figura 2.32, considerando un $C_u = 21.2$ reportado por Runser (1999), para el suelo de relleno, quedando de esta manera el coeficiente de fricción suelo-refuerzo limitado por el valor de 2 en la superficie del muro.

Para el cálculo del largo de anclaje L_e se asumirá la superficie de falla para muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible de la figura 2.31. Al igual que para el cálculo de la rotura, en el caso del arranque se calcularán los factores de seguridad para cada metodología de cálculo de cargas en los refuerzos.

El largo del refuerzo debe ser suficiente para desarrollar completamente la resistencia de diseño sin que ocurra deslizamiento entre el suelo y el refuerzo en la zona pasiva de falla asumida en el diseño. Por otro lado la disposición de los refuerzos y la resistencia debe ser tal que las fuerzas determinadas por el diseño puedan desarrollarse sin rotura o deformación excesiva de ningún refuerzo. La fricción entre el suelo y el refuerzo debe ser suficiente para asegurar que no exista deslizamiento relativo en la interfaz.

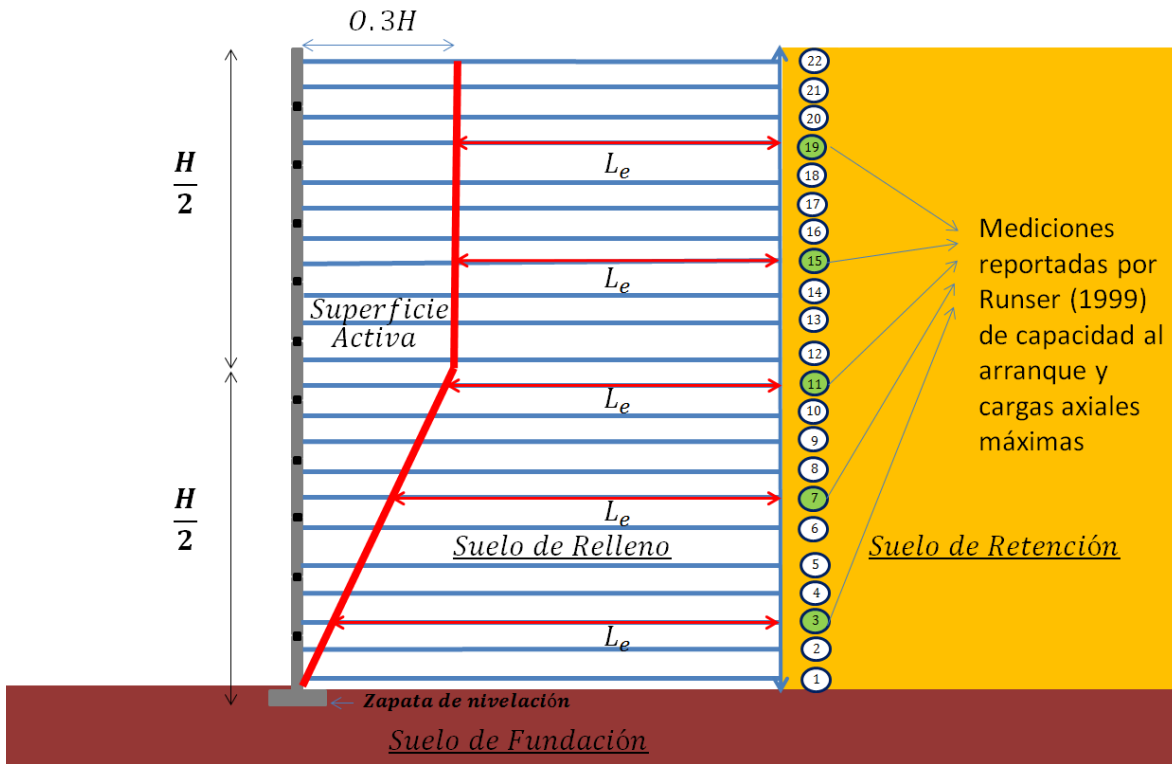


Figura 3.9 Plano de falla asumido para el Muro de Minnow Creek.

La Figura 3.9 muestra la superficie de falla asumida para el cálculo de estabilidad interna del Minnow Creek. En esta figura puede observarse como el largo de anclaje aumenta en profundidad, aumentando la capacidad al arranque. Este efecto se ve compensado en los refuerzos cercanos a la superficie por el coeficiente de fricción f^* el cual disminuye en profundidad. Los refuerzos indicados en la Figura 3.9 mediante flechas son utilizados para realizar comparaciones con las mediciones reportadas por Runser (1999). La muestra los valores medidos tanto para carga máxima en los refuerzos (kN/m) como para capacidad de arranque (kN).

Tabla 3.5: Resumen cargas máximas y de arranque reportadas por Runser (1999).

Resumen		
Refuerzo	Carga Máxima (kN/m)	Capacidad de Arranque (kN)
3	23.4	183
7	30.4	166
11	57.8	378
15	70.8	364
19	69.2	788

3.4. Metodologías de Diseño

3.4.1 Coherent Gravity Method

Este método fue originalmente diseñado por Juran and Schlosser (1978) para estimar los esfuerzos en refuerzos de tiras de acero construidos en muros mecánicamente estabilizados con paneles de hormigón en su fachada. Basados en la metodología desarrollada por Meyerhof (Bowles, 1997) para determinar el esfuerzo vertical debajo de una zapata de hormigón sometida a una carga excéntrica. Este enfoque de Meyerhof es aplicado para cada nivel de refuerzo hasta llegar a la base del muro asumiendo que este se mueve como un bloque rígido y por tanto permite que la carga vertical que actúa en la parte trasera del muro incremente la tensión vertical aumentando de esta manera el momento volcante sobre el muro mecánicamente estabilizado.

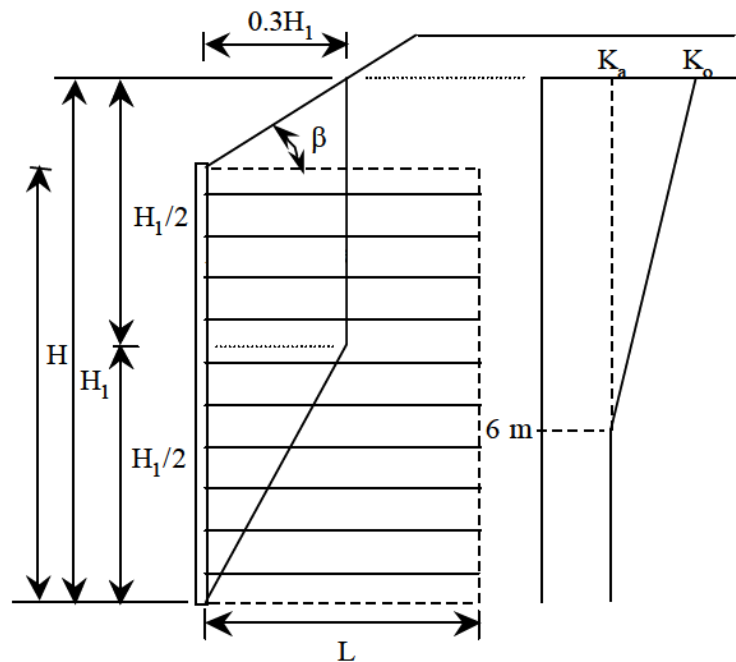


Figura 3.10 Distribución coeficiente de empuje horizontal en función de la altura Allen et al.2001.

Los esfuerzos axiales soportados por los refuerzos T_{max} son determinados mediante la aplicación de un coeficiente de presión lateral de suelos K_r , que se calcula a partir del ángulo de fricción del suelo de relleno ϕ y el esfuerzo vertical σ_v calculado para las distintas alturas del refuerzo. Los esfuerzos axiales T_{max} que toman cada uno de los refuerzos se asumen igual al esfuerzo lateral $\sigma_v * K_r$ multiplicado por el área tributaria S_v que abarca cada uno de los refuerzos. Este coeficiente de empuje lateral de suelos adopta un valor de K_o (empuje en reposo) en la parte mas álta del muro decreciendo hasta un valor de K_a (empuje activo) a una profundidad de 6m manteniéndose continuo hasta la base del muro (Figura 3.10).

Las condiciones de empuje en reposo para la parte superior del muro son asumidas producto del potencial efecto de esfuerzos inducidos por la compactación sumado a la restricción lateral que genera la alta rigidez de los refuerzos que aseguran que no se genere una condición activa de esfuerzos durante la construcción. A medida que la profundidad disminuye, el método asume que estos esfuerzos laterales inducidos por la compactación son superados por la sobrecarga generada por el peso propio con esto las deformaciones son lo suficientemente grandes para movilizar al muro a un estado activo de esfuerzos.

$$T_{max} = S_v * R_c * (\sigma_v * K_r) \quad (3.8)$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

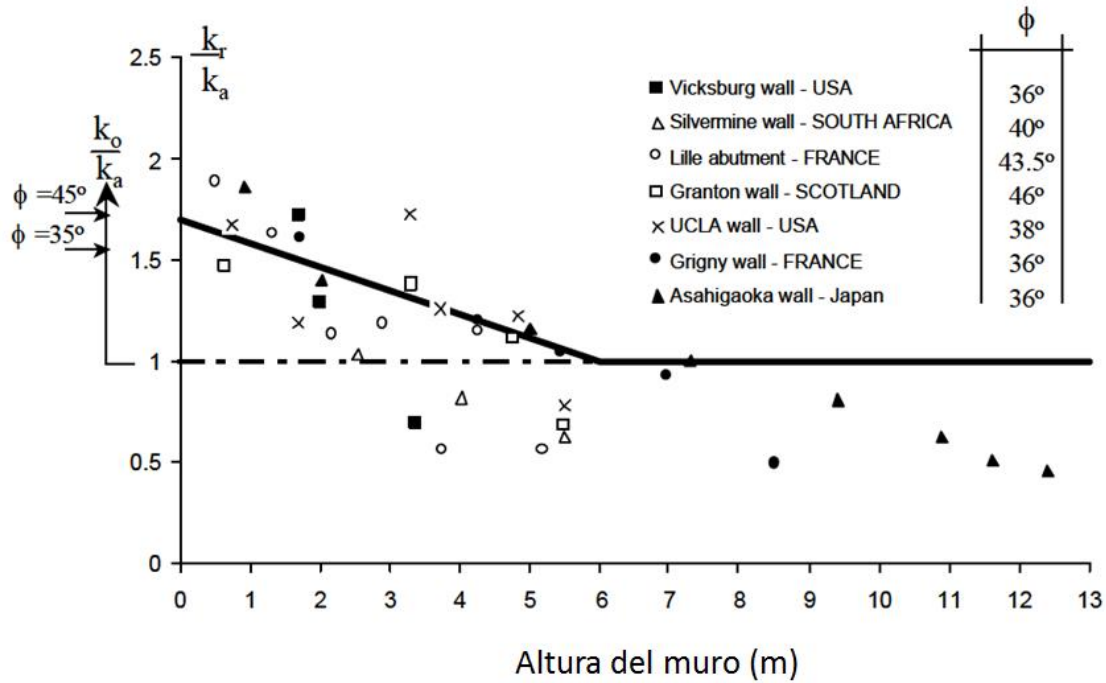


Figura 3.11 Mediciones en muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible del coeficiente de transmisión de esfuerzos horizontales Allen et al. 2001.

La distribución de esfuerzos fue verificada mediante mediciones realizadas a muros instrumentados con refuerzo inextensible de acero con paneles de hormigón de fachada. Los resultados (Figura 3.11) representan la relación $\frac{K_r}{K_a}$ de coeficiente de esfuerzos laterales a medida que se acerca a la parte más alta del muro, a partir de esto, y de los conceptos teóricos descritos anteriormente, Schlosser (1978) concluye que el valor del coeficiente de empuje en reposo K_o y el valor del coeficiente de empuje activo K_a pueden ser usados directamente para el cálculo de esfuerzos laterales en el diseño de muros mecánicamente estabilizados.

A partir de los resultados proporcionados por este método, es posible notar el efecto leve que tiene el momento volcante en la carga vertical a profundidades mayores a los 10m. Los valores calculados en la

son comparados con las mediciones en terreno en la Figura 3.12.

Tabla 3.6 Parámetros utilizados para el cálculo de carga máxima, Coherent Gravity Method.

Medición	σ_v (kPa)	K (-)	Sv (m)	Carga máxima (kN/m)
1	70,3	0,320	0,75	16,8
2	139,4	0,245	0,75	25,6
3	213,5	0,238	0,75	38,1
4	295,7	0,238	0,75	52,8
5	390,5	0,238	0,75	69,7

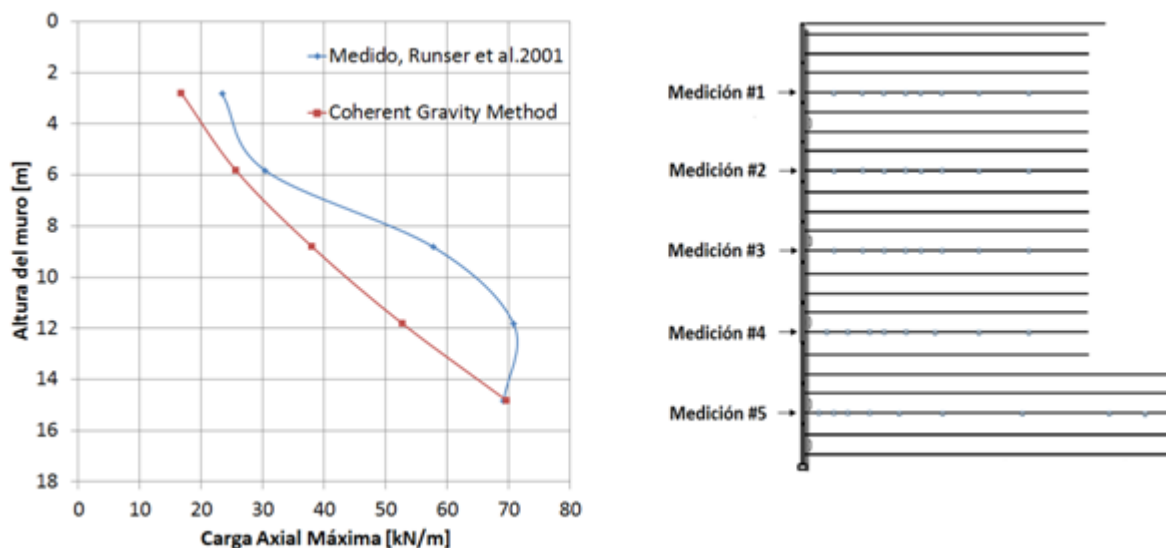


Figura 3.12 Comparación cargas máximas medidas v/s estimadas por Coherent Gravity Method.

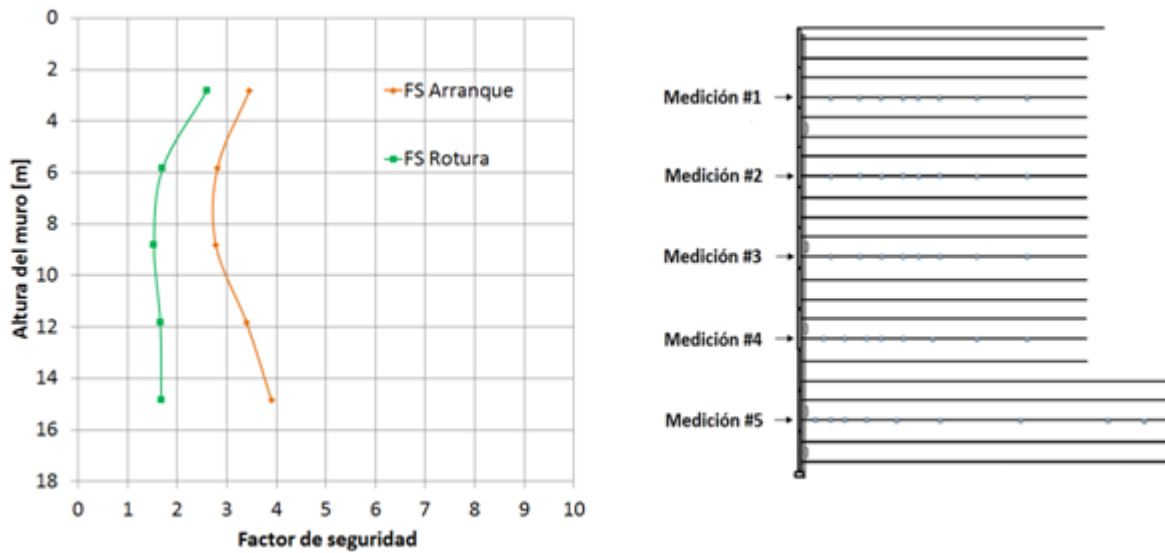


Figura 3.13 Factores de seguridad para las distintas mediciones, Coherent Gravity Method.

En la Figura 3.13 se muestra la distribución de los factores de seguridad tanto para la rotura como para el arranque, las cuales se resumen en la Tabla 3.7

Tabla 3.7 Parámetros utilizados para factores de seguridad arranque y rotura, Coherent Gravity Method.

Medición	Le (m)	f*	Capacidad arranque (kN/m)	Carga máxima (kN/m)	FS Arranque	FS Rotura
1	6,9	1,461	58,2	16,8	3,45	2,60
2	6,9	0,843	72,0	25,6	2,81	1,70
3	7,1	0,781	105,8	38,1	2,78	1,53
4	8,9	0,781	179,2	52,8	3,40	1,66
5	10,8	0,781	271,5	69,7	3,90	1,67

3.4.2 FHWA Structure Stiffness Method

El método Structure Stiffness nació del resultado de un proyecto de investigación ejecutado por la (FHWA, Federal Highway Administration, USA) en el cual un importante número de muros mecánicamente estabilizados a escala fueron construidos y monitoreados. Combinado con una extensa revisión de muros debidamente instrumentados (Christopher et al., 1990), ensayos de laboratorio, muros realizados a menor escala y modelos a escala real

El enfoque basado en la rigidez fue desarrollado a partir de la importante relación entre la rigidez del refuerzo y el nivel de esfuerzos reportados además de numerosos modelamientos numéricos.

Este método considera el coeficiente de presión lateral mediante una función que depende de la profundidad, el tipo de refuerzo del suelo (extensible o inextensible) y la rigidez global del muro. La superficie de falla es la misma que se utiliza para el método Coherent Gravity para muros con refuerzo inextensible.

Esta metodología es resumida en las siguientes ecuaciones:

$$T_{max} = S_v * R_c * K_r * (\gamma z + S + q) \quad (3.9)$$
$$K_r = K_a \left(\omega_1 \left(1 + 0.4 \frac{S_r}{47880} \right) \left(1 - \frac{z}{6} \right) + \omega_2 \frac{z}{6} \right) \quad z \leq 6m$$
$$K_r = K_a \omega_2 \quad z > 6m$$
$$S_r = \frac{EA}{(H/n)}$$

Donde K_r es el coeficiente de presión lateral, S_r es la rigidez global del refuerzo donde EA es el modulo de rigidez axial promedio de los refuerzos por unidad de ancho del muro, calculado utilizando la Tabla 3.4, H corresponde a la altura total del muro y n que corresponde al número total de refuerzos.

ω_1 es un coeficiente adimensional igual a 1 para tiras de acero y 1.5 para mallas y grillas.

ω_2 es un coeficiente adimensional igual a 1 si S_r es menor o igual a 47880 (kPa) en caso contrario si S_r es mayor a 47880 (kPa), $\omega_2 = S_r$.

El valor calculado para S_r fue de 88757kPa y se realizo considerando un modulo de elasticidad $E = 210 \text{ GPa}$, $\text{área del refuerzo} = b * t = 0.0002\text{m}^2$ y un espaciamiento horizontal conforme la Tabla 3.4.

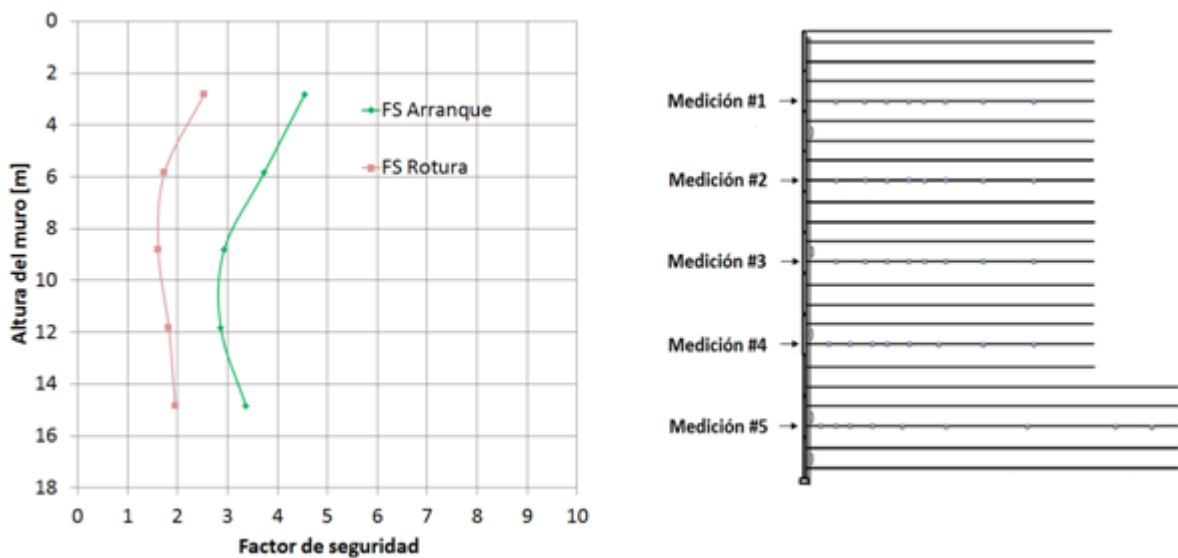


Figura 3.14 Factores de seguridad para las distintas mediciones, FHWA Structure Stiffness Method.

En la Figura 3.14 se muestra la distribución de los factores de seguridad tanto para la rotura como para el arranque, las cuales se resumen en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 Parámetros utilizados para factores de seguridad arranque y rotura, FHWA Structure Stiffness Method.

Medición	Le (m)	f*	Capacidad arranque (kN/m)	Carga máxima (kN/m)	FS Arranque	FS Rotura
1	6,9	1,461	56,7	17,3	3,28	2,60
2	6,9	0,843	73,5	25,1	2,92	1,70
3	7,1	0,781	111,6	36,1	3,09	1,53
4	8,9	0,781	197,2	47,9	4,11	1,66
5	10,8	0,781	316,5	59,8	5,30	1,67

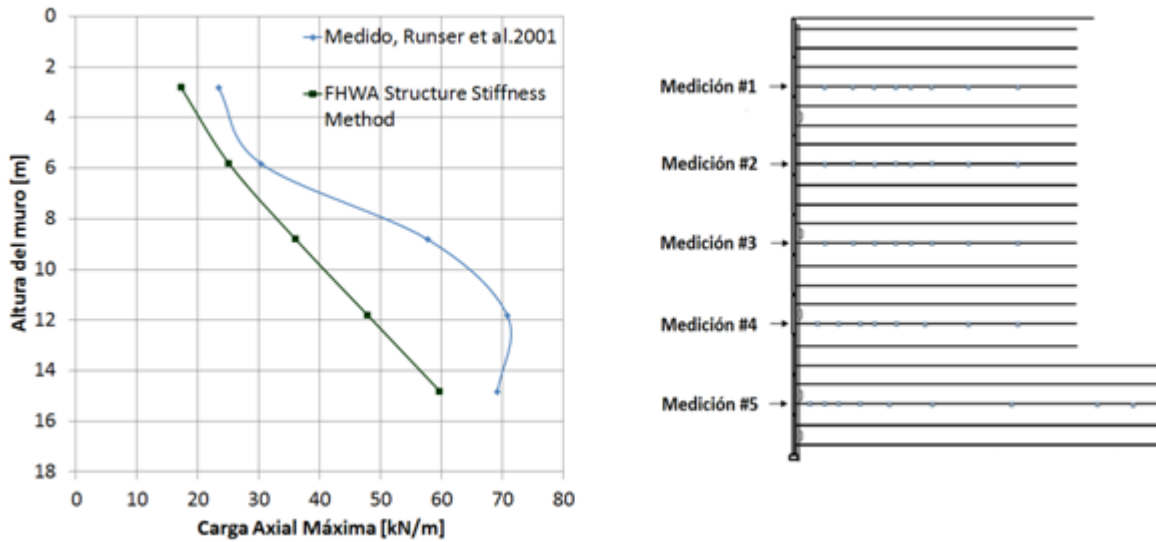


Figura 3.15 Comparación cargas máximas medidas v/s estimadas por FHWA Structure Stiffness Method.

La Tabla 3.9 muestra los valores de carga máxima reportados por este método. En la Figura 3.15 se muestra la comparación entre el método implementado y las mediciones en terreno.

Tabla 3.9 Parámetros utilizados para el cálculo de carga máxima, FHWA Structure Stiffness Method.

Medición	σ_v (kPa)	K (-)	Sv (m)	Carga máxima (kN/m)
1	69,9	0,330	0,75	17,3
2	136,2	0,246	0,75	25,1
3	202,4	0,238	0,75	36,1
4	268,7	0,238	0,75	47,9
5	335,0	0,238	0,75	59,8

3.4.3 Simplified Method

El desarrollo de este método es un intento por combinar todos los métodos anteriormente descritos en uno solo. Una de sus principales motivaciones es, en el caso de muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible de tiras de acero, simplificar la metodología utilizada en el Coherent Gravity Method para el cálculo del esfuerzo vertical, calculando los esfuerzos verticales como $\sigma_v = (\gamma z + q)$ y mejorar la predicción de los coeficientes de empuje lateral para cada tipo de refuerzo siguiendo los patrones dados por la Figura 2.26.

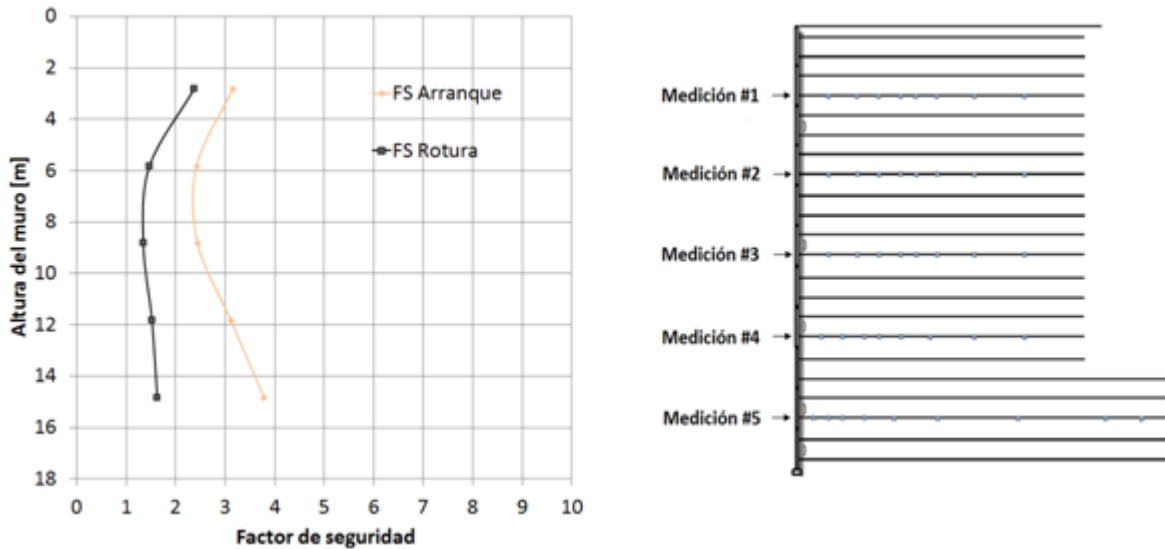


Figura 3.16 Factores de seguridad para las distintas mediciones, Simplified Method.

En la Figura 3.16 se muestra la distribución de los factores de seguridad tanto para la rotura como para el arranque, las cuales se resumen en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10 Parámetros utilizados para factores de seguridad arranque y rotura, Simplified Method.

Medición	Le (m)	f*	Capacidad arranque (kN/m)	Carga máxima (kN/m)	FS Arranque	FS Rotura
1	6,9	1,461	53,1	18,4	2,88	2,60
2	6,9	0,843	62,1	29,8	2,08	1,70
3	7,1	0,781	93,0	43,3	2,15	1,53
4	8,9	0,781	164,4	57,5	2,86	1,66
5	10,8	0,781	263,8	71,7	3,68	1,67

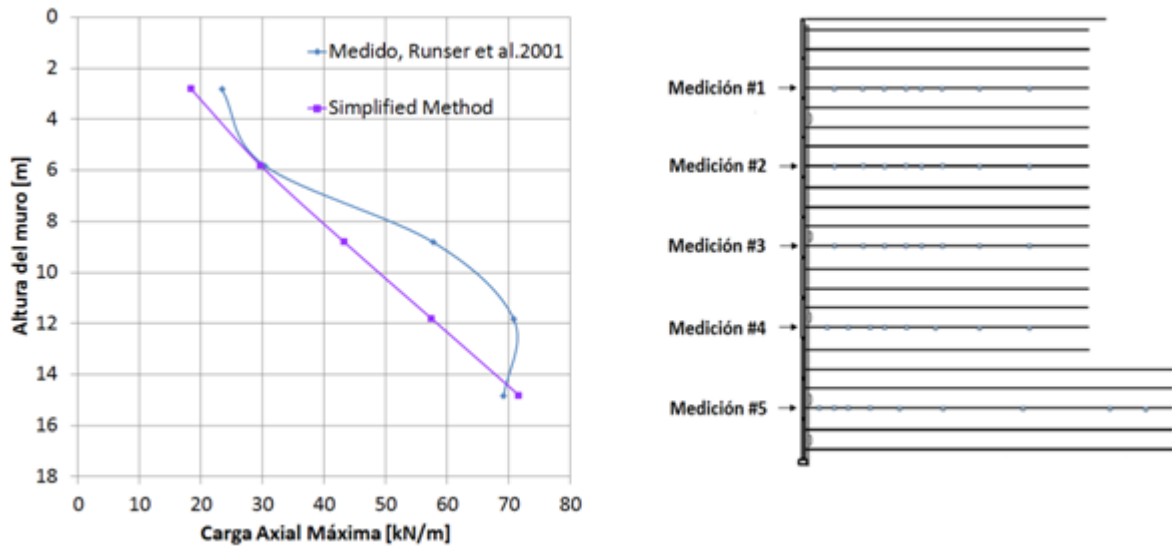


Figura 3.17 Comparación cargas máximas medidas v/s estimadas por Simplified Method.

La Tabla 3.11 muestra los valores de carga máxima reportados por este método. En la Figura 3.17 se muestra la comparación entre el método implementado y las mediciones en terreno.

Tabla 3.11 Parámetros utilizados para el cálculo de carga máxima, Simplified Method.

Medición	σ_v (kPa)	K (-)	S_v (m)	Carga máxima (kN/m)
1	69,9	0,352	0,75	18,4
2	136,2	0,292	0,75	29,8
3	202,4	0,285	0,75	43,3
4	268,7	0,285	0,75	57,5
5	335,0	0,285	0,75	71,7

3.4.4 Comparación de metodologías

Finalmente se comparan todas las metodologías para la estimación de cargas máximas en los refuerzos (Figura 3.18) para el caso base. Se observa a partir de los resultados entregados por las distintas metodologías que el rango de error en las mediciones esta dentro del margen de lo aceptable (+/- 20%).

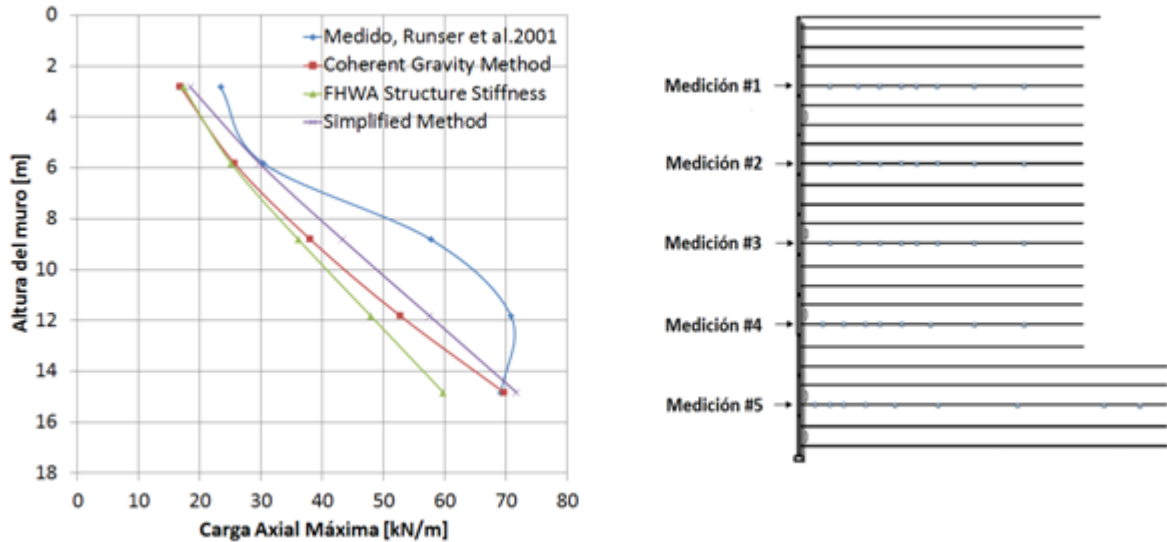


Figura 3.18 Comparación cargas máximas medidas v/s todas las metodologías, Caso Base.

El efecto en la magnitud de los esfuerzos verticales considerando el momento volcante representa más bien una complejidad a la hora de realizar los cálculos, que un mejor ajuste que pudiese represente con mayor precisión la magnitud y distribución de las cargas, como se aprecia el Coherent Gravity Method (método que se utilizó para el diseño de esta estructura) queda acotado inferiormente por el FHWA Structure Stiffness Method y acotado superiormente por el Simplified Method.

Tabla 3.12 Error asociado a cada metodología de diseño, Caso Base.

<u>Error</u>	<u>Coherent Gravity Method (%)</u>	<u>FHWA Structure Stiffness Method (%)</u>	<u>Simplified Method (%)</u>
<u>Medición 1</u>	28,0	26,2	21,2
<u>Medición 2</u>	15,6	17,3	2,0
<u>Medición 3</u>	34,1	37,5	25,0
<u>Medición 4</u>	25,5	32,3	18,7
<u>Medición 5</u>	0,7	13,6	3,6
Error Promedio	20,8	25,4	14,1

3.4.5 Efecto de la sobrecarga (q)

Mediante modificaciones en los valores de la sobrecarga (q) se realizaron análisis cuantitativos para estudiar como esto afecta en las cargas máximas estimadas en los refuerzos.

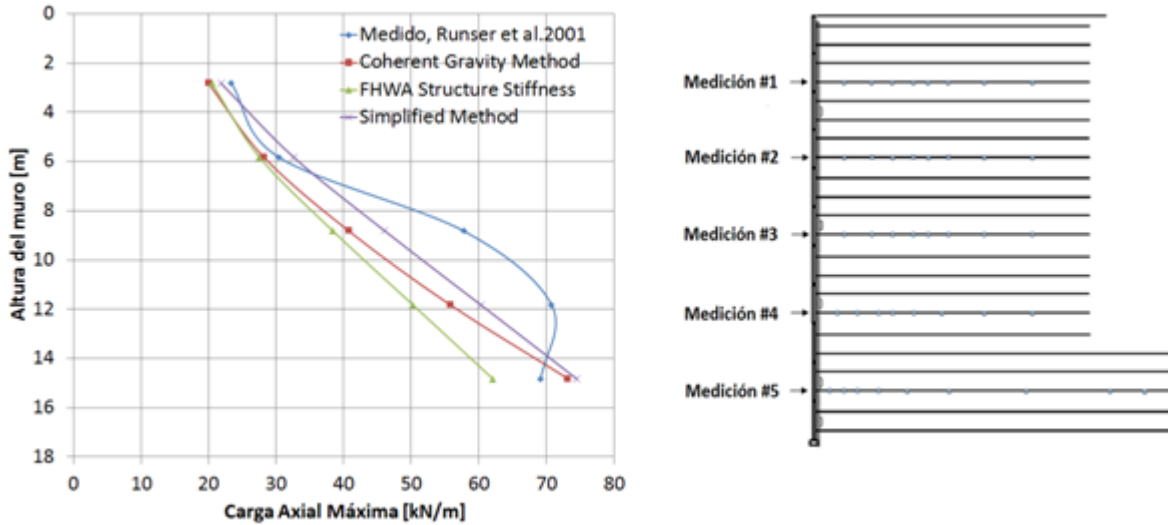


Figura 3.19 Comparación cargas máximas medidas v/s todas las metodologías, Caso sobrecarga multiplicada por dos ($q^* = 2q = 24 \text{ kPa}$).

El aumento de la sobrecarga al doble de lo propuesto en el caso base (Figura 3.19) tiene un efecto directo en los refuerzos ubicados a menores profundidades, aumentando de manera considerable la estimación de carga máxima asemejándose a los valores reportados por la medición realizada por Runser et al.2001. El resumen de los errores asociados a cada metodología es mostrado en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13 Error asociado a cada metodología de diseño, Caso sobrecarga multiplicada por dos ($q^* = 2q = 24 \text{ kPa}$).

<u>Error</u>	<u>Coherent Gravity Method (%)</u>	<u>FHWA Structure Stiffness Method (%)</u>	<u>Simplified Method (%)</u>
<u>Medición 1</u>	14,5	12,4	6,6
<u>Medición 2</u>	7,3	9,4	7,3
<u>Medición 3</u>	29,5	33,0	20,2
<u>Medición 4</u>	21,2	29,7	14,8
<u>Medición 5</u>	5,9	10,3	7,7
Error Promedio	15,7	19,0	11,3

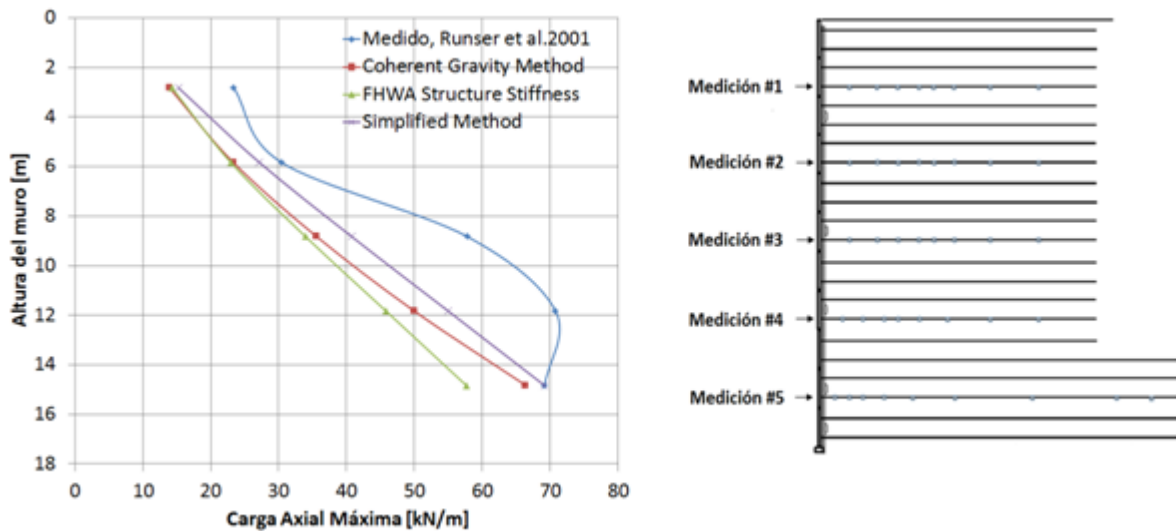


Figura 3.20 Comparación cargas máximas medidas v/s todas las metodologías, Caso sin sobrecarga ($q^* = 0 \text{ kPa}$).

El caso sin sobrecarga (q) mostrado en la Figura 3.20 deja de manifiesto la disminución en la predicción de cargas máximas que existe al no considerar este tipo de cargas en un análisis de estabilidad interna. El resumen con los errores asociados a cada metodología para caso sin sobrecarga son mostrados en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 Error asociado a cada metodología de diseño, Caso sobrecarga multiplicada por dos ($q^* = 0 \text{ kPa}$).

<u>Error</u>	<u>Coherent Gravity Method (%)</u>	<u>FHWA Structure Stiffness Method (%)</u>	<u>Simplified Method (%)</u>
<u>Medición 1</u>	40,5	38,8	34,7
<u>Medición 2</u>	23,4	24,6	10,7
<u>Medición 3</u>	38,4	41,2	29,5
<u>Medición 4</u>	29,4	35,3	22,4
<u>Medición 5</u>	4,1	16,7	0,0
Error Promedio	27,2	31,3	19,5

Adicionalmente, se puede mencionar que las metodologías de cálculo comúnmente utilizadas para muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible, al contrario que para refuerzos extensibles, subestiman las cargas en los refuerzos (Bathurst et al 2011). El Simplified Method fue la metodología que presentó un mayor grado de similitud con las mediciones obtenidas en terreno, sumado a su sencilla y rápida implementación entregan un buen punto de partida para la estimación de cargas máximas en los refuerzos.

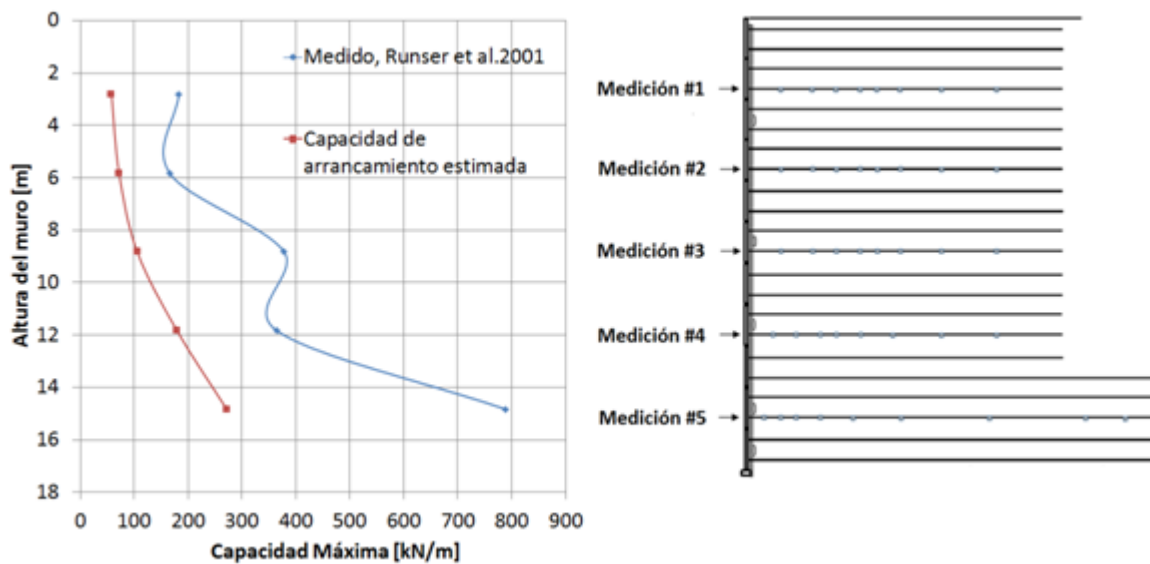


Figura 3.21 Comparación capacidad de arranque medido v/s capacidad estimada.

Finalmente la Figura 3.21 muestra la comparación promedio de la capacidad al arranque estimada por las distintas metodologías y el arranque estimado mediante las mediciones realizadas en terreno. Los valores obtenidos por Runser (1999) para el arranque fueron estimados en base al cálculo de coeficiente de fricción mediante ensayos de arranque in-situ implementados en terreno, los resultados de estos ensayos mostraron coeficientes de fricción muy superiores a los estimados para el caso de refuerzos de acero rugosos, además de mediciones de deslizamiento en la interfaz que supone largos de anclaje mayores a los estimados. Finalmente, los resultados de capacidades tanto estimadas como medidas son presentados en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 Resumen capacidad de arranque

Capacidad Estimada (kN/m)	Capacidad Medida (kN/m)
271	788
179	364
106	378
72	166
58	183

4. Modelamiento numérico de muros mecánicamente estabilizados

El estado de deformaciones planas se presenta cuando la situación física es independiente de una coordenada, es decir, cuando es invariante para un observador que se mueve en la dirección de esa coordenada. En términos generales es el caso en que se repiten las condiciones en una dirección, como en un muro de contención muy largo, un canal de sección constante, el revestimiento de un túnel, entre otros. En ellos la geometría, las condiciones de borde y los estados de cargas pueden suponerse independientes de la distancia en la dirección longitudinal.

4.1 Relaciones Constitutivas

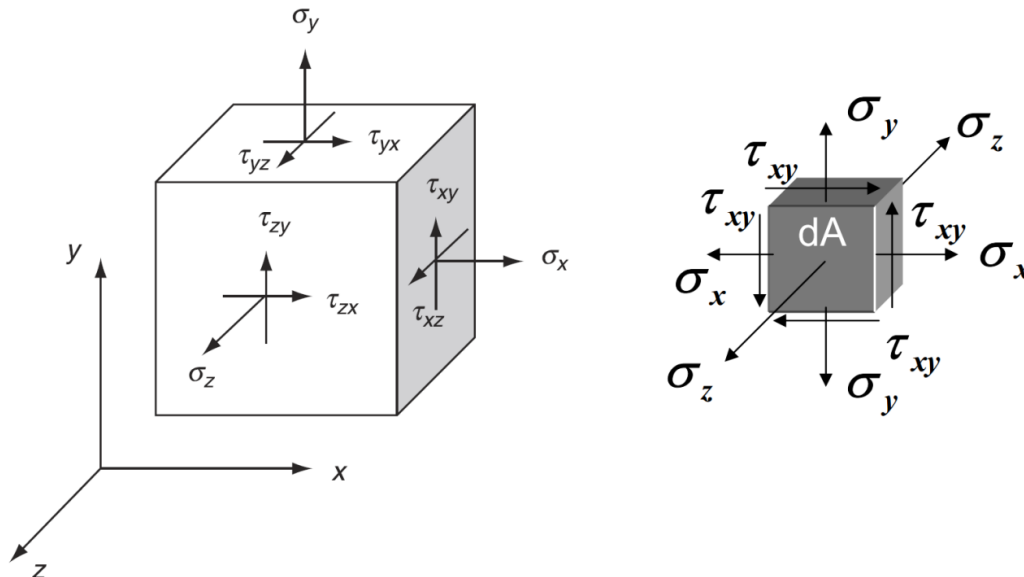


Figura 4.1 Componentes de esfuerzos en 3D y para el caso de deformaciones planas. Adaptada Sadd (2014).

Suponiendo que la dirección longitudinal corresponde al eje z (Figura 4.1), debe necesariamente tenerse:

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zx} = \varepsilon_{zy} = 0 \quad (4.1)$$

Suponiendo un material isótropo, la condición descrita en (4.1) se traduce en:

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\sigma_{zz}}{E} - \frac{\nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})}{E} = 0 \quad (4.2)$$

Así entonces las relaciones constitutivas para un problema en dos dimensiones se escriben como:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{(1+\nu)(1-\nu)\sigma_{xx}}{E} - \frac{\nu(1+\nu)\sigma_{yy}}{E} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{(1+\nu)(1-\nu)\sigma_{yy}}{E} - \frac{\nu(1+\nu)\sigma_{xx}}{E} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{(1+\nu)\sigma_{xy}}{E} \quad (4.5)$$

En forma matricial las expresiones toman la siguiente forma:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1+\nu}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

Invirtiendo (4.6)

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.7)$$

De esta forma podemos caracterizar el estado de deformaciones planas, con el cual se trabajará en el modelamiento mediante elementos finitos.

Se utiliza un modelo de Deformación plana (*Plane strain*) en el caso de geometrías con una sección transversal uniforme para las que pueda suponerse que los correspondientes estados tensionales y de cargas son uniformes a lo largo de una determinada longitud perpendicular a la sección transversal (dirección z). Los desplazamientos y deformaciones en la dirección z se consideran nulos. Sin embargo, debe tenerse en cuenta completamente los esfuerzos en la dirección z.

Consideremos ahora el caso de un muro gravitacional que contiene un suelo granular isotrópico y homogéneo. Supongamos para este caso que no existe roce entre el suelo y el muro. Si el muro se desplaza en el sentido negativo del eje x, como muestra la (Figura 4.2), se desarrollará el empuje activo con un ángulo de la superficie de falla igual a $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, en el caso contrario si el muro se desplaza en el sentido positivo del eje x, se desarrollará el empuje pasivo con un ángulo de la superficie de falla igual a $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$.

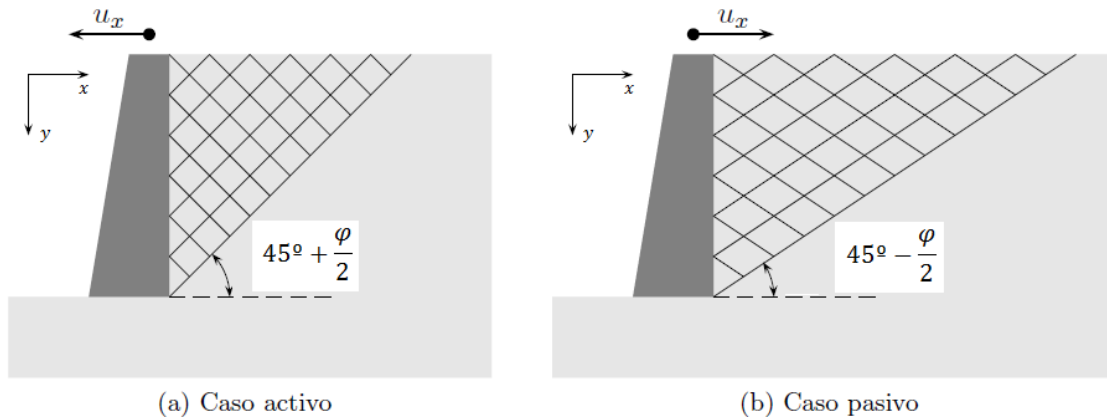


Figura 4.2 Inclinación planos de falla caso activo y pasivo. Adaptada Saez (2010).

La condición de equilibrio de un cuerpo sólido se expresa en función de los esfuerzos internos y externos aplicados.

$$\underline{\underline{div}} \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{f}} \quad (4.8)$$

Donde:

$\underline{\underline{div}}$ = Operador divergencia

$\underline{\underline{f}}$ = fuerzas de volumen

Por lo tanto la ecuación (4.8) puede escribirse de manera tal de considerar las fuerzas de volumen por concepto de gravedad actuando en el eje (y) como:

$$\underline{\underline{div}} \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\gamma}} \underline{\underline{\varepsilon}}_{yy} \quad (4.9)$$

La cual a su vez puede ser escrita de manera simplificada como:

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} = f_i \quad (4.10)$$

Desde el punto de vista más formal, el estado de esfuerzos debe satisfacer el equilibrio y el criterio de falla Mohr-Coulomb. Si el problema corresponde al estado de deformaciones planas descrito anteriormente la solución del problema debe satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = \gamma \quad (4.11)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = 0 \quad (4.12)$$

$$(\sigma_{yy} + \sigma_{xx})^2 \sin^2 \varphi = (\sigma_{yy} - \sigma_{xx})^2 + 4\tau_{xy}^2 \quad (4.13)$$

Además de las condiciones de borde impuestas en el problema.

El problema anterior puede resolverse mediante diversos métodos. Los más comunes corresponden a diferencias finitas y elementos finitos. En esta investigación y en particular en este capítulo se realizarán modelos de muros mecánicamente estabilizados con refuerzos inextensibles utilizando dos programas computacionales que utilizan el método de elementos finitos para el cálculo preciso de la distribución de esfuerzos en cada uno de los elementos del sistema.

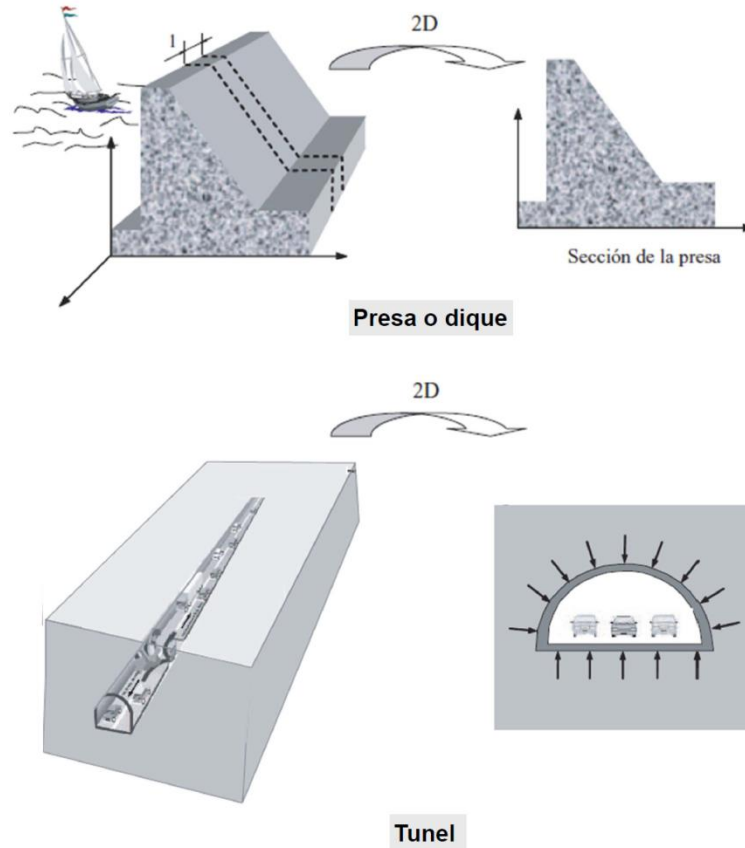


Figura 4.3 Ejemplos de problemas llevados a deformaciones planas

4.2 Formulación mediante elementos finitos

Aplicando las relaciones de esfuerzo-deformación en el principio del trabajo virtual, debido a la forma variacional del esfuerzo y considerando las condiciones de borde para un problema de contorno cerrado mencionadas por Hu-Washizu (1955), el principio de trabajo virtual puede expresarse de la siguiente manera:

$$\delta G_{ext} = \int_{\Omega} (\nabla \delta u)^T \sigma + \delta \varepsilon^T (\sigma(\varepsilon) - \sigma) + \delta \sigma^T (\nabla u - \varepsilon) d\Omega \quad (4.14)$$

Donde:

δG_{ext} = Trabajo virtual generado por las cargas externas

u = Desplazamientos

σ = Esfuerzos

ε = Deformaciones

$\sigma(\varepsilon)$ = Esfuerzos calculados a partir de las deformaciones

∇ = Operador diferencial que relaciona las deformaciones con los esfuerzos

La ecuación (4.14) presentada en su forma más general satisface las ecuaciones de equilibrio, constitutivas y de compatibilidad de deformaciones. Considerando que los esfuerzos y las deformaciones están gobernados por leyes constitutivas entonces como resultado podemos enunciar el principio de Hellinger-Resser (1945):

$$\delta G_{ext} = \int_{\Omega} (\nabla \delta u)^T \sigma + \delta \sigma^T (\nabla u - \varepsilon(\sigma)) d\Omega \quad (4.15)$$

Donde:

$\varepsilon(\sigma) =$ Deformaciones calculadas a partir de los esfuerzos

Si a esta ecuación le añadimos condiciones adicionales adecuadas a la relación existente entre ε y ∇u la ecuación de principio de trabajo externo se transforma en:

$$\delta G_{ext} = \int_{\Omega} (\nabla \delta u)^T \sigma(u) d\Omega \quad (4.16)$$

Limitemos la región de integración como un solo elemento para aplicar el principio del trabajo virtual en el método de elementos finitos. Interpolando el desplazamiento u como una función de forma dentro de un solo elemento obtenemos la siguiente ecuación:

$$u^h = N d^e \quad (4.17)$$

Donde:

$N =$ función de forma

$d^e =$ grados de libertad nodales de cada elemento

Usando las relaciones de deformación-desplazamiento $\varepsilon^h = \nabla u^h = B d^e$ el principio de trabajo virtual puede ser expresado como:

$$\delta G_{ext} = \delta d^T F = \delta d^T \left[\sum_{\Omega} B^T D B d\Omega \right] d = \delta d^T K d \quad (4.17)$$

Donde:

$D =$ Matriz que relaciona esfuerzo con la deformación

4.3 Modelamiento numérico de muros mecánicamente estabilizados

Los muros mecánicamente estabilizados son complejos de caracterizar, debido a lo complejo de las interacciones entre sus elementos (Yu et al., 2014), el proceso constructivo y el comportamiento no-lineal de los elementos estructurales y el suelo (Figura 4.4). Diversos programas computacionales, basados en elementos finitos principalmente, están disponibles en el mercado para el análisis de muros mecánicamente estabilizados y otro tipo de estructuras asociadas a ingeniería geotécnica. En esta sección abordan dos de ellos y se intenta reproducir las mismas condiciones en las interacciones entre las estructuras y el suelo, de manera tal de obtener un comportamiento similar en ambos programas.

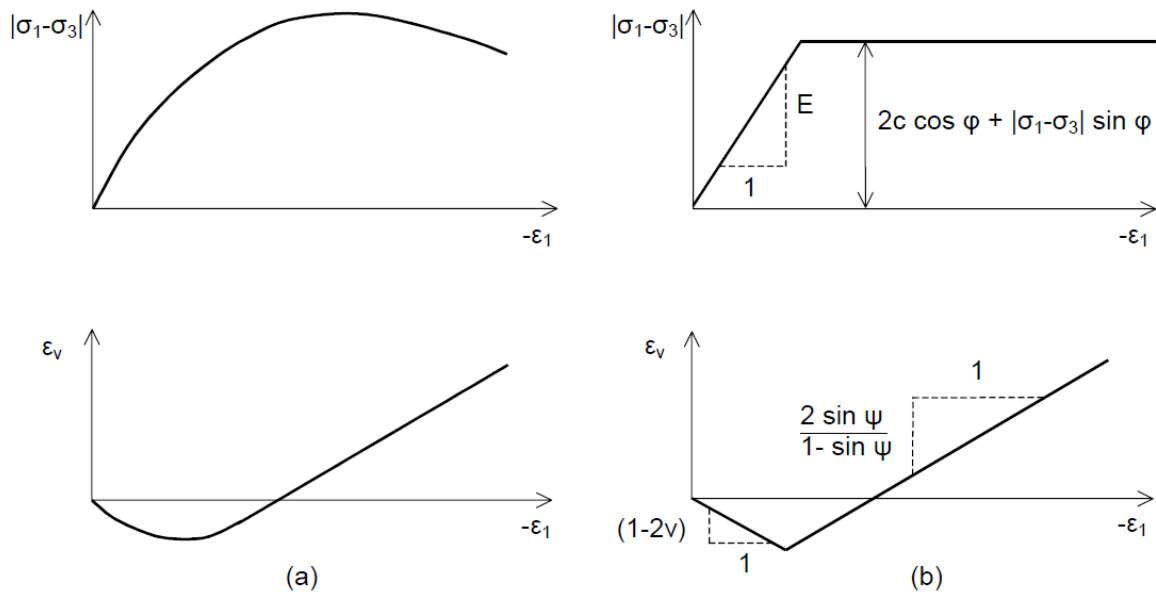


Figura 4.4 a) Comportamiento real del suelo, b) Modelo Mohr-Coulomb elasto-plástico perfecto.

Los programas utilizados corresponden a PLAXIS V8.2 y GTS-NX V1.1, ambos implementados en dos dimensiones (2D) asumiendo un estado de deformaciones planas (Figura 4.3). Ambos programas cuentan con la posibilidad de implementar un proceso constructivo por etapas. En esta investigación un muro de 9.1m de alto con refuerzo inextensible (como el que se muestra en la Figura 4.5), fue desarrollado mediante un proceso constructivo de 37 etapas en ambos programas. La geometría en la cual está inserto el muro está definida de manera tal que las condiciones de borde no afecten el comportamiento del muro.

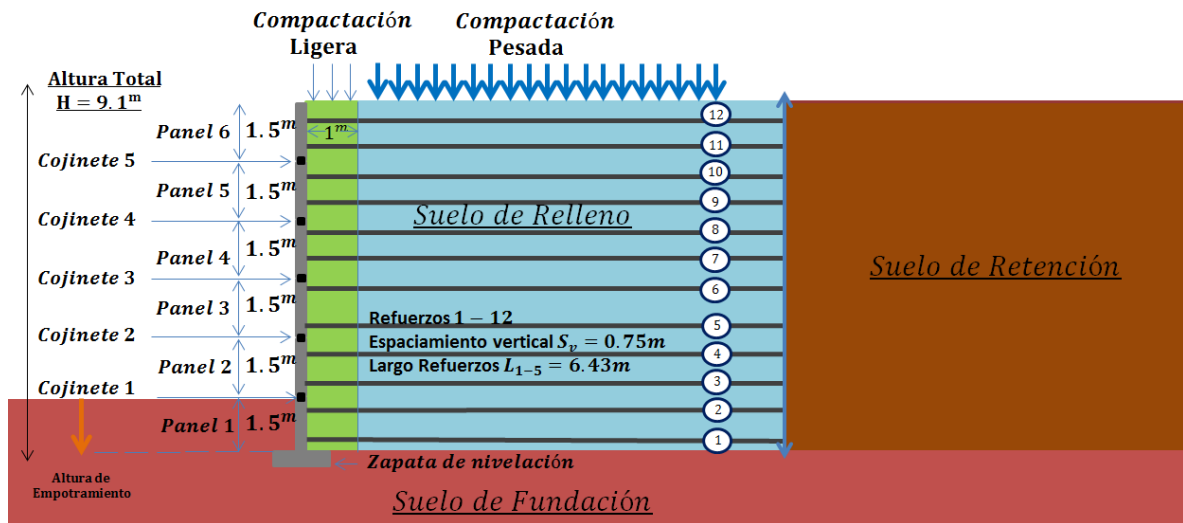


Figura 4.5 Representación modelo muro mecánicamente estabilizado.

El muro está compuesto por 6 paneles de hormigón, con el primero de estos empotrado 1.5m desde la base y 5 cojinetes ubicados entre paneles de 20mm de espesor. El suelo de relleno es modelado elasto-plástico perfecto con criterio de falla Mohr-Coulomb y posee dos diferentes módulos de elasticidad; el primero, en la zona más próxima a los paneles (1m), donde se intenta simular la compactación más ligera (Damians et al., 2014; Damians et al., 2013; Berg et al., 2009) y el segundo donde se modela la zona de compactación pesada, como muestra la Figura 4.5. Los refuerzos ubicados en la zona de relleno tienen un espaciamiento constante e igual a 0.75m, esto da un total de 12 refuerzos para el suelo de relleno. Además, el largo de los refuerzos es constante e igual a 6.43m (0.7H). Los suelos de retención y fundación son modelados de igual manera que el suelo de relleno siguiendo un modelo elasto-plástico perfecto con criterio de falla Mohr-Coulomb.

4.3.1 PLAXIS

El modelo propuesto en la Figura 4.5 fue implementado en PLAXIS V8.2 (Figura 4.6), con un mallado optimizado de manera tal que en la zona de refuerzo la malla fuese más fina en comparación a las zonas de suelo de fundación y de retención. La condición horizontal en el borde inferior del modelo restringe el desplazamiento en ambas direcciones. En el caso de la condición de borde vertical restringe solo el desplazamiento horizontal, permitiendo el desplazamiento libre en la dirección vertical.

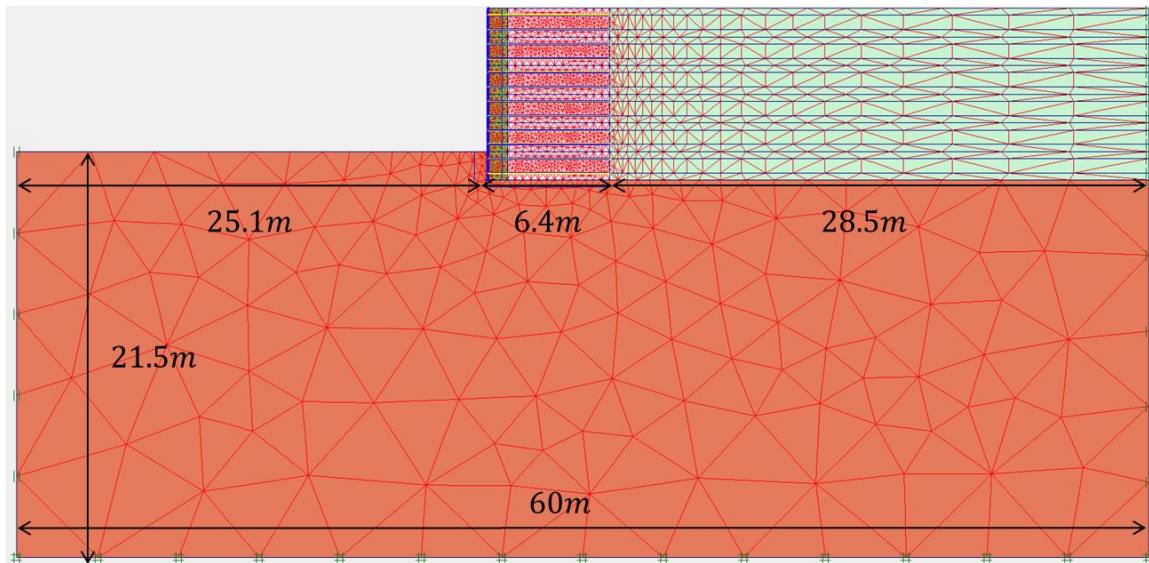


Figura 4.6 Modelo Plaxis, vista general.

Las zonas de suelo, fueron modeladas con elementos triangulares de 6 nodos, además como fue descrito anteriormente, dichas zonas de suelo fueron modeladas mediante una ley constitutiva lineal elástica perfectamente plástica con criterio de falla Mohr-Coulomb. El modelo necesita de cinco parámetros para su funcionamiento, estos son: el módulo de Young (E), el coeficiente de Poisson (ν), la cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ) y el ángulo de dilatación (ψ). Los valores utilizados para caracterizar las propiedades del suelo de relleno, suelo de retención y suelo de fundación son presentados en la Tabla 4.1. Estos valores de referencia son similares a los utilizados por Damians et al., (2014) y serán incorporados en el modelamiento realizado en el Capítulo 5.

Tabla 4.1 Parámetros para el modelamiento de los distintos tipos de suelo.

Parámetros	Símbolo	Suelo de fundación	Suelo de retención	Suelo de refuerzo	
				<1m	>1m
<i>Peso Unitario</i>	γ	18 kN/m ³	20 kN/m ³	19.5 kN/m ³	19.5 kN/m ³
<i>Modulo de Young</i>	E	100 MPa	20 MPa	10 MPa	20 MPa
<i>Modulo de Poisson</i>	ν	0.3	0.3	0.3	0.3
<i>Cohesión</i>	c	50 kPa	5 kPa	5 kPa	5 kPa
<i>Ángulo de fricción</i>	ϕ	45°	44°	44°	44°
<i>Ángulo de dilatación</i>	ψ	15°	14°	14°	14°
<i>Modelo Constitutivo</i>	—	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
<i>Tipo de elemento</i>	—	Plane Strain	Plane Strain	Plane Strain	Plane Strain

Los paneles de fachada y los cojinetes fueron modelados como elementos tipo Placa (Plate). Estos objetos estructurales se utilizan para modelar estructuras esbeltas, con rigidez a la flexión (EI) y rigidez a esfuerzos normales (EA). Las placas pueden ser utilizadas para simular la presencia de muros, placas, láminas o revestimientos que se

extiendan en la dirección z . Las placas del modelo de elementos finitos en dos dimensiones (2D) están constituidas por elementos viga (elementos unidimensionales) con tres grados de libertad por nodo; dos grados de libertad de traslación (u_x, u_y) y un grado de libertad de rotación (rotación en el plano x - y : φ_z). Los elementos de viga están basados en la teoría de vigas de Bathe (1982), que considera las deformaciones de las vigas debidas tanto al esfuerzo de corte como a la flexión (PLAXIS, 2008).

Los elementos de refuerzo fueron modelados como elementos Geomalla (Geogrid). Estos elementos sólo pueden soportar fuerzas de tracción y ningún tipo de carga de compresión. Además, son incapaces de resistir flexiones. Por lo tanto, las geomallas se utilizan, por lo general, para modelar refuerzos de suelo. Las geomallas están compuestas de elementos unidimensionales con dos grados de libertad de traslación en cada nodo (u_x, u_y). El parámetro necesario para definir estos elementos es la rigidez axial (EA). Los valores utilizados en el modelamiento de las estructuras se pueden encontrar en la Tabla 4.2.

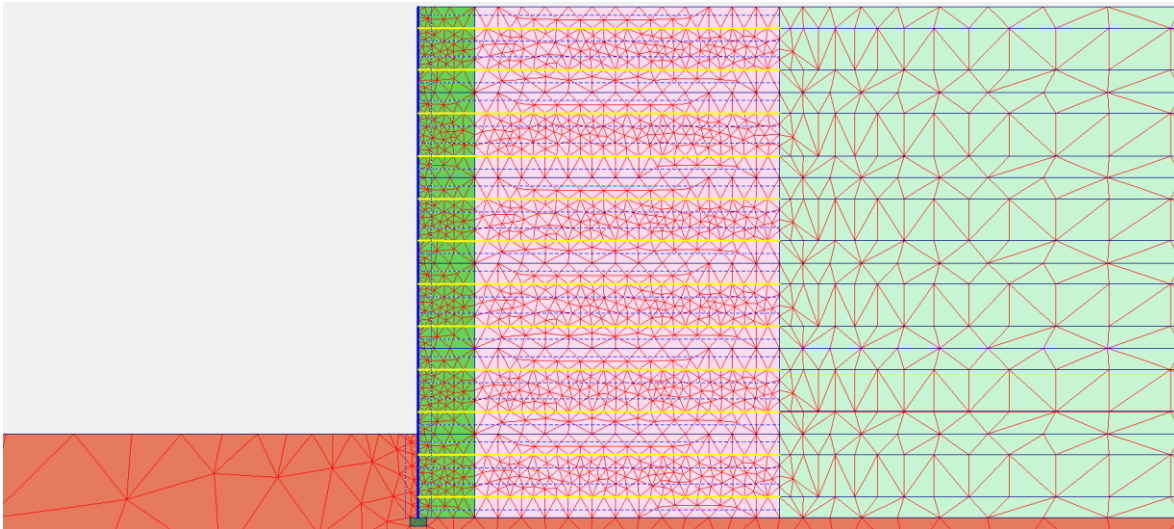


Figura 4.7 Modelo Plaxis ampliado en la zona de refuerzo.

Un acercamiento al mallado en la zona del refuerzo se muestra en la Figura 4.7. Se utiliza un modelo elásto-plástico para describir el comportamiento de interfaces entre el suelo y los elementos estructurales. El criterio de falla Mohr-Coulomb es utilizado para modelar el comportamiento elástico, en el que pueden producirse pequeños desplazamientos dentro de la interfaz, y el comportamiento plástico de la misma, que puede dar lugar a un deslizamiento permanente.

Para zonas de contacto directo entre suelo y elementos estructurales, se modeló tanto la interacción suelo-panel como la interacción suelo-refuerzo mediante interfaces con espesor cero (Figura 4.8). Estas interfaces tienen el propósito de transferir los esfuerzos normales y de corte desde el suelo a la estructura.

Los parámetros que definen a la interfaz de espesor cero implementada en PLAXIS están controlados por un factor de reducción R_i , que define las propiedades de la interfaz tanto en términos de rigidez como de resistencia. ($R_i = 1$ supone un comportamiento completamente adherido suelo-elemento).

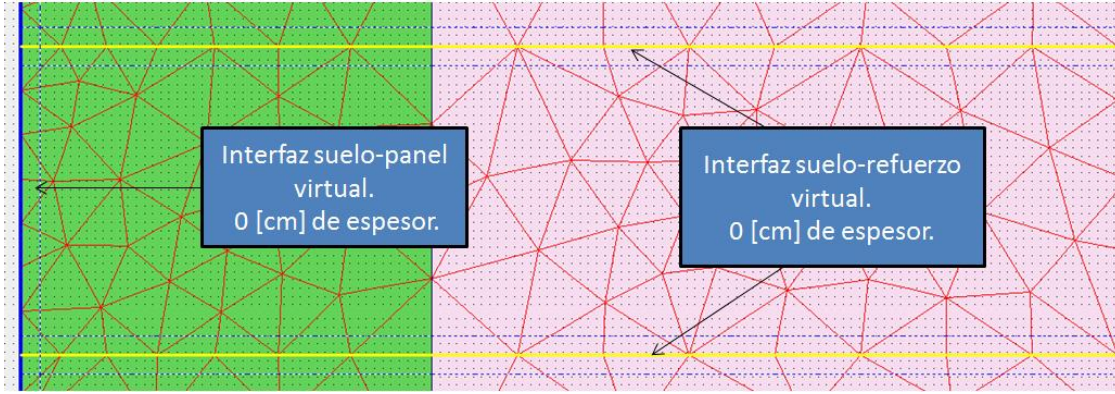


Figura 4.8 Implementación interfaz espesor cero en PLAXIS.

Los valores adoptados por la interfaz guardan directa relación con el suelo adyacente o de contacto. Las relaciones quedan descritas por las siguientes ecuaciones:

$$c_i = R_i c_{suelo} \quad \text{Cohesión de la interfaz} \quad (4.18)$$

$$\tan \varphi_i = R_i \tan \varphi_{suelo} \quad \text{Ángulo de fricción de la interfaz} \quad (4.19)$$

$$\psi_i = \begin{cases} 0, & R_i < 1 \\ \psi_{suelo}, & R_i = 1 \end{cases} \quad \text{Ángulo de dilatación de la interfaz} \quad (4.20)$$

$$G_i = R_i^2 G_{suelo} \quad \text{Módulo de corte de la interfaz} \quad (4.21)$$

$$\nu_i = 0.45 \quad \text{Coeficiente de Poisson de la interfaz} \quad (4.22)$$

$$E_i = 2G_i(1 + \nu_i) \quad \text{Módulo de elasticidad de la interfaz} \quad (4.23)$$

$$E_{oed,i} = 2G_i \frac{1-\nu_i}{1-2\nu_i} \quad \text{Módulo Oedométrico de la interfaz} \quad (4.24)$$

$$\bar{x} = \quad \text{Promedio tamaño de elementos} \quad (4.25)$$

$$t_v = \quad \text{Factor de espesor virtual} \quad (4.26)$$

$$t_i = \bar{x} * t_v \quad \text{Valor efectivo del espesor virtual} \quad (4.27)$$

$$k_n = \frac{E_{oed,i}}{t_i} \quad \text{Rigidez normal de la interfaz} \quad (4.28)$$

$$k_s = \frac{G_i}{t_i} \quad \text{Rigidez al corte de la interfaz} \quad (4.29)$$

Las interfaces suelo-refuerzo se suponen completamente adheridas entre sí ($R_i=1$). Este supuesto es consistente con las mediciones realizadas en ensayos de arrancamiento realizados en tiras de acero rugosas en suelos granulares bien compactados (Bathurst et al., 2011; Miyata and Bathurst, 2012).

Tabla 4.2 Elementos estructurales PLAXIS.

Parámetros	Símbolos	Refuerzo	Paneles	Cojinetes
<i>Rigidez Axial</i>	EA	50 MN/m	5600 MN/m	70 kN/m
<i>Rigidez a la flexión</i>	EI	-	9150 kN/m	0.13kN/m
<i>Modulo de Poisson</i>	ν	-	0.15	0.4
<i>Peso por metro lineal</i>	w	-	3.4 kN/m/m	-
<i>Modelo Constitutivo</i>	–	Lineal-Elástico	Lineal-Elástico	Lineal-Elástico
<i>Tipo de elemento</i>	–	Geogrid	Plate	Plate

En el caso de las interfaces suelo-panel se consideró un valor de rigidez al corte igual a 1 [MPa/m]. Este valor es el mismo que se reporta en diversas modelaciones (Bathurst et al., 2008; Huang et al., 2009; Yu et al., 2015). Para el cálculo de este parámetro se utilizaron las ecuaciones (4.21), (4.27) y (4.29) considerando un tamaño promedio de elementos $\bar{x} = 0.67m$, un factor de espesor virtual $t_v = 1$, un factor de reducción $R_i = 0,425$ y los valores descritos en la Tabla 4.1 de módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson para el suelo de relleno a 1m.

$$G_i = R_i^2 G_{suelo} = R_i^2 \frac{E}{2(1 + \nu)} = 0.425^2 * \frac{10 MPa}{2(1 + 0.3)} = 0.695 MPa$$

$$t_i = \bar{x} * t_v = 0.67m * 1 = 0.67 m$$

$$k_s = \frac{G_i}{t_i} = \frac{0.695 MPa}{0.67 m} = 1.03 \frac{MPa}{m} \approx \frac{1MPa}{m}$$

En el caso de la resistencia de la interfaz suelo-panel los valores son calculados directamente mediante las siguientes ecuaciones:

$$c_i = R_i C_{suelo} = 0.425 * 5kPa = 2.1 kPa$$

$$\tan \varphi_i = R_i \tan \varphi_{suelo} \rightarrow \varphi_i = \tan^{-1}(R_i \tan \varphi_{suelo}) = \tan^{-1}(0.425 \tan(44^\circ)) \approx 22^\circ$$

Finalmente todos los parámetros del modelo en PLAXIS han sido determinados, esto se ha realizado con el propósito de poder realizar comparaciones exhaustivas con el programa GTS-NX haciendo hincapié en el estado tensional que tienen los elementos estructurales que están en contacto con el suelo y en el que su interfaz suelo-panel define la carga total y el comportamiento que estos tendrán al término del proceso constructivo.

4.3.2 GTS - NX

El modelo propuesto en la Figura 4.5 fue replicado en el programa GTS-NX (Figura 4.9) siguiendo los mismos patrones de modelamiento que los utilizados para el programa PLAXIS, es decir, un mallado más fino en la zona de refuerzo y un mallado más grueso en el suelo de fundación y en el suelo de retención. Las condiciones de borde se replican al modelamiento realizado en PLAXIS.

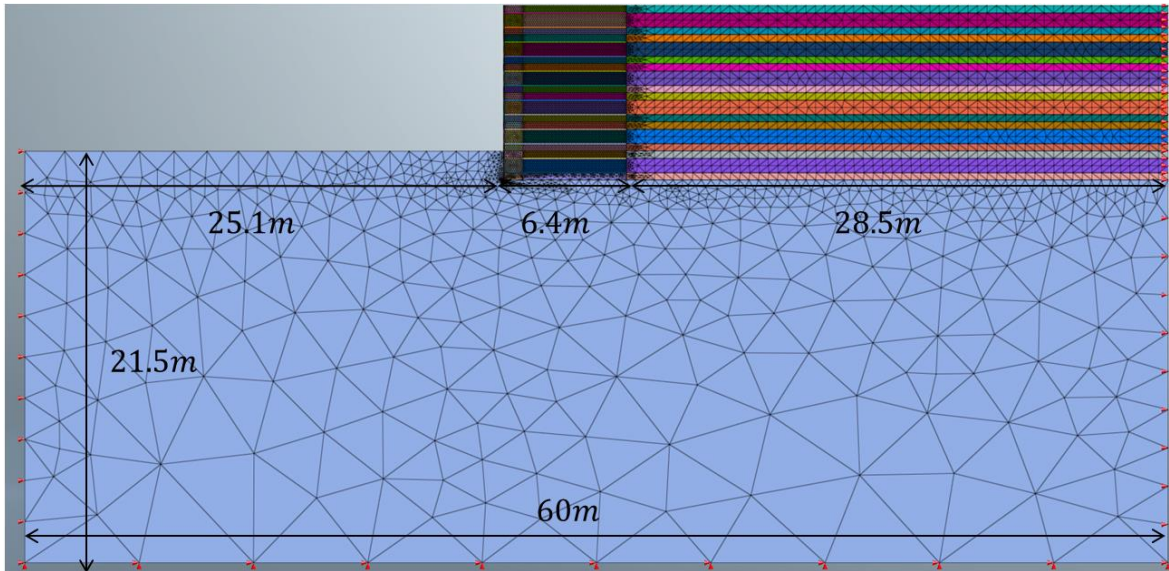


Figura 4.9 Modelo GTS-NX, vista general.

Las zonas de suelo fueron modelados con elementos triangulares de 3 nodos, para poder realizar comparaciones pertinentes con el modelo realizado en PLAXIS, que posee elementos triangulares de 6 nodos, se realizó un refinamiento al mallado de manera tal de establecer una equivalencia entre el número de nodos de los modelos. En el caso de GTS-NX el número de nodos al término del proceso constructivo fue de 9717, en el caso de PLAXIS el número de nodos fue de 9730. Esto indica un buen punto de partida para comenzar el modelamiento en ambos modelos asegurando que las comparaciones sean pertinentes.

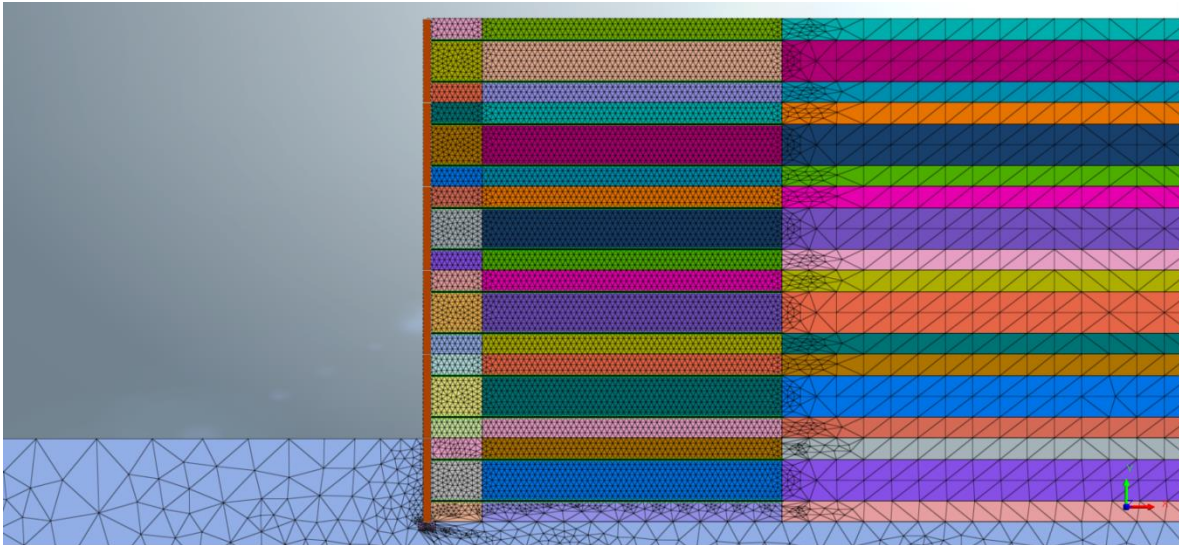


Figura 4.10 Modelo GTS-NX ampliado en la zona de refuerzo.

El modelo refinado en su zona de relleno es mostrado en la Figura 4.10. El suelo de relleno, el suelo de retención y el suelo de fundación fueron modelados como elementos elasto-plásticos con criterio de falla Mohr-Coulomb. El modelo necesita de los mismos cinco parámetros antes descritos para PLAXIS; estos son: el módulo de Young (E), el coeficiente de Poisson (ν), la cohesión (c), el ángulo de fricción (ϕ) y el ángulo de dilatación (ψ).

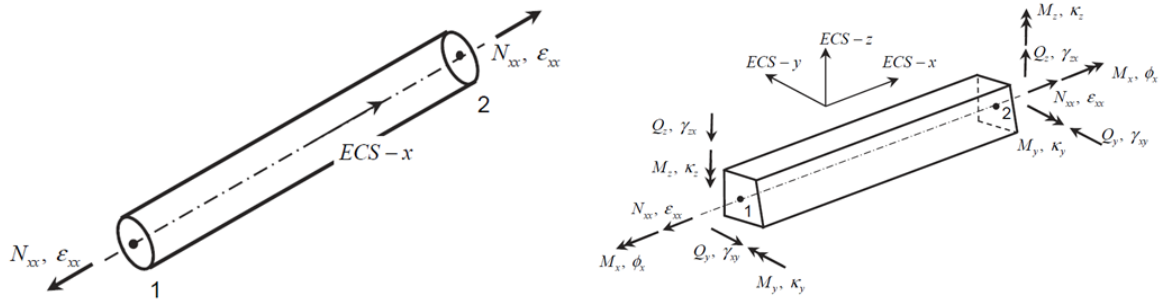


Figura 4.11 Representación grados de libertad elementos estructurales, GTS-NX (2015).

Los paneles y cojinetes fueron modelados como elementos Viga (Beam), los cuales asemejan su comportamiento a elementos Placa (Plate) definidos en el programa PLAXIS, pues son definidos mediante los mismos grados de libertad (Figura 4.11). Las deformaciones se deben a los esfuerzos normales, de corte y flexión. Finalmente, los parámetros necesarios para su uso definen una rigidez axial (EA) y una rigidez a la flexión (EI).

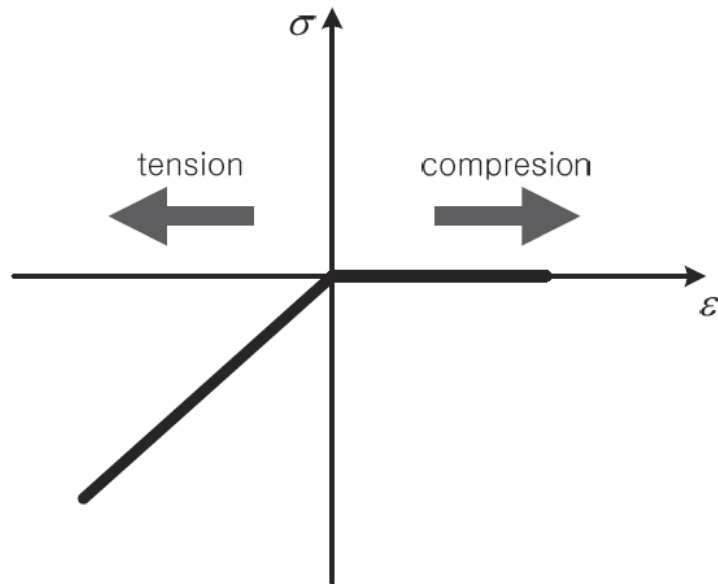


Figura 4.12 Comportamiento que rige a los refuerzos, GTS NX (2015).

Los elementos de refuerzo son modelados mediante elementos embebidos (Embedded Truss). Estos elementos toman cargas solo a tracción como muestra la Figura 4.12, están definidas por solo un grado de libertad (Figura 4.11) y cuentan con la particularidad de representar, mediante el desplazamiento solidario suelo-refuerzo, la condición de perfecta adherencia entre el suelo y el refuerzo. Por lo tanto, no es necesaria la definición de una interfaz suelo refuerzo. Los valores utilizados en el modelamiento de las estructuras que componen el muro pueden encontrarse en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Elementos estructurales GTS-NX.

Parámetros	Símbolos	Refuerzo	Paneles	Cojinetes
Módulo de Young	E	210 GPa	40000 MPa	500 kPa
Área	A	0.00025 m^2	0.14 m^2	0.14 m^2
Inercia	I	-	0.00022875 m^4	0.00022875 m^4
Modulo de Poisson	ν	-	0.15	0.4
Peso específico	γ	-	25 kN/m^3	-
Modelo Constitutivo	-	Lineal-Elástico	Lineal-Elástico	Lineal-Elástico
Tipo de elemento	-	Embedded Truss	Beam	Beam

En el caso de las interfaces suelo-panel se implementó una interfaz de elementos continuos de espesor 2 cm (Figura 4.13). Dichas interfaces se rigen bajo la ley elástico-plástico con criterio de falla Mohr-Coulomb y son implementadas a lo largo de toda la zona de contacto suelo-panel.

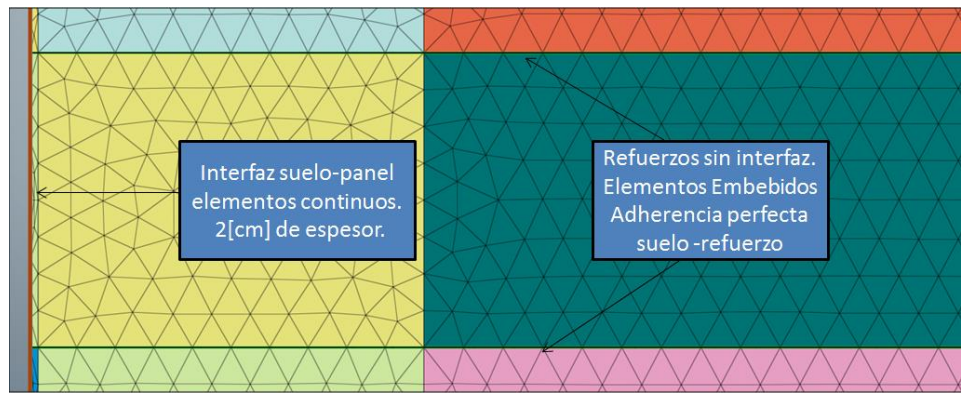


Figura 4.13 Implementación interfaz elementos continuos en GTS-NX.

Trabajos previos realizados en la equivalencia de interfaces de espesor cero con interfaces de espesor continuo mediante la igualación de las rigideces de corte de la interfaz, muestran un alto grado de similitud en las cargas reportadas entre modelos (Yu et al.,2015; Damians et al.,2015). Los parámetros que definen el comportamiento de la interfaz suelo-panel en el programa GTS-NX son directamente incorporados al programa, es decir, se utiliza directamente el módulo de Young $E = 60 \text{ kPa}$, el coeficiente de Poisson $\nu = 0.45$, la cohesión $c = 2.1 \text{ kPa}$, el ángulo de fricción $\phi = 22^\circ$ y el ángulo de dilatación $\psi = 0^\circ$. Luego el módulo de corte de la interfaz es $G = 20 \text{ kPa}$ y utilizando la ecuación (4.29) obtenemos el mismo valor de rigidez al corte de la interfaz:

$$k_s = \frac{G_i}{t_i} = \frac{20 \text{ kPa}}{2 \text{ cm}} = \frac{0.02 \text{ MPa}}{0.02 \text{ m}} = 1 \text{ MPa/m}$$

El cual es el mismo parámetro que la rigidez al corte utilizada en el modelo en PLAXIS.

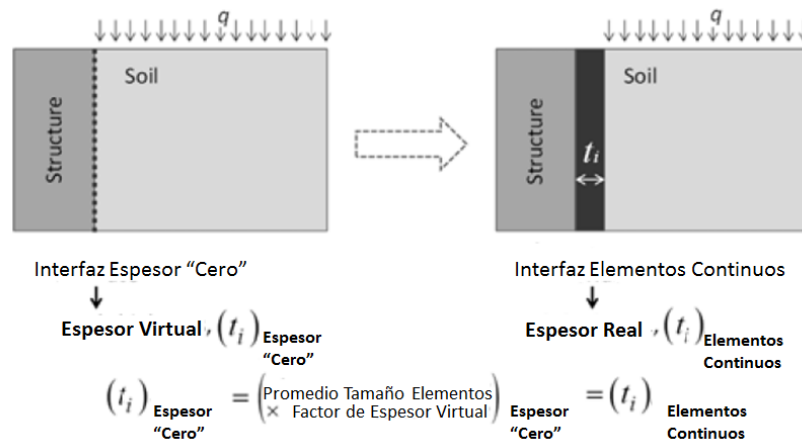


Figura 4.14 Relación entre interfaz virtual e interfaz de elementos continuos. Adaptada Damians et al. (2015).

El objetivo de este modelamiento es verificar si se generan resultados similares en ambos programas a partir de una equivalencia entre las rigideces al corte de las interfaces (Figura 4.14), de manera tal de predecir el comportamiento del muro en términos de las cargas verticales que afectan a los paneles de fachada, cargas en los refuerzos, empujes horizontales y desplazamientos de la fachada. Finalmente, todos los

parámetros han sido calibrados y podemos comenzar el proceso constructivo en ambos programas. La Tabla 4.4 resume las propiedades de todos los parámetros de las interfaces desarrolladas en ambos programas.

Tabla 4.4 Resumen interfaces suelo-panel entre ambos programas.

PROPIEDADES		PLAXIS	GTS-NX
Resistencia	Ángulo de fricción	Factor de reducción $R_i = 0.425$	Incorporado directamente al programa
		$\varphi_i = \tan^{-1}(R_i \tan \varphi_{suelo})$ $\varphi_i = \tan^{-1}(0.425 \tan(44^\circ))$ $\approx 22^\circ$	$\varphi_i = 22^\circ$
	Cohesión	$c_i = R_i C_{suelo}$ $c_i = 0.425 * 5kPa = 2.1 kPa$	$c_i = 2.1 kPa$
Rigidez	Espesor de la interfaz	Interfaz espesor cero $t_i = \bar{x} * t_v$ $t_i = 0.67m * 1 = 0.67m$	Interfaz elementos continuos $t_i = 0.02m$
	Coefficiente de Poisson	$\nu_i = 0.45$	$\nu_i = 0.45$
	Rigidez Normal	$k_n = \frac{E_{oed}}{t_i}$ $k_n = \frac{2G_i (1 - \nu_i)}{t_i (1 - 2\nu_i)}$ $= \frac{0.765MPa}{0.067m}$ $\approx 11MPa/m$	$k_n = \frac{E_{oed}}{t_i}$ $k_n = \frac{2G_i (1 - \nu_i)}{t_i (1 - 2\nu_i)} = \frac{22kPa}{0.002m}$ $\approx 11 MPa/m$
	Rigidez de Corte	$k_s = \frac{G_i}{t_i}$ $k_s = \frac{R_i^2 G_{suelo}}{t_i} = \frac{0.695 MPa}{0.67 m}$ $\approx 1MPa/m$	$k_s = \frac{G_i}{t_i}$ $k_s = \frac{20kPa}{0.02m} = 1MPa/m$
Número final de nodos		9730	9717

4.4 Resultados

Los resultados obtenidos por las modelaciones realizadas en ambos programas son presentadas a continuación:

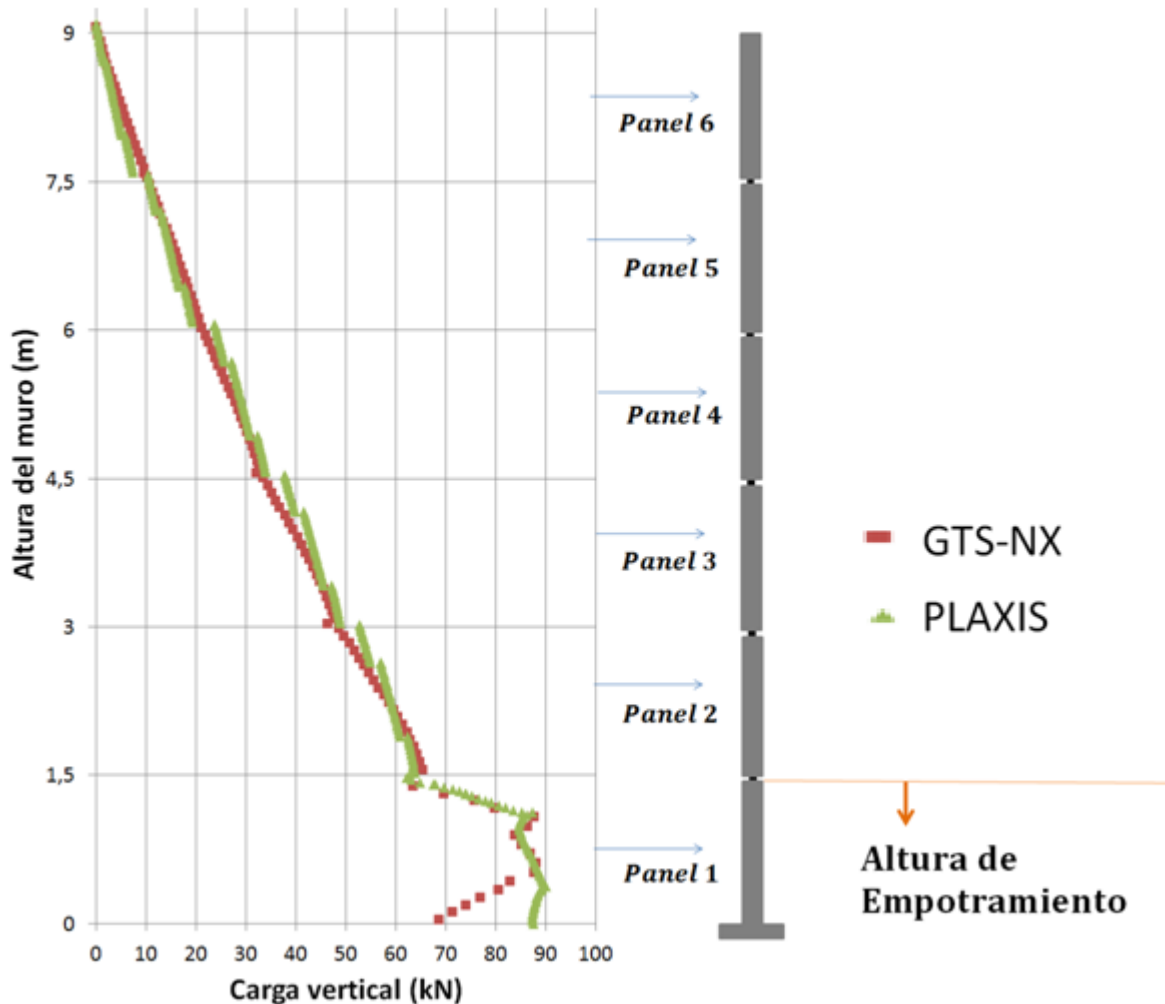


Figura 4.15 Comparación distribución de cargas verticales sobre los paneles de fachada.

Con respecto a la carga vertical en los paneles de fachada mostrada en la Figura 4.15 se puede apreciar un elevado grado de similitud entre ambos programas; el modelo en PLAXIS muestra pequeñas discontinuidades atribuibles a la colocación de los cojinetes entre paneles y la interacción que existe cada 0.75m de los refuerzos. En el caso del modelo en GTS-NX la curva no presenta mayores sobresaltos. En la zona de empotramiento es posible observar un incremento en las cargas muy similar en ambos modelos. Finalmente, el decaimiento en la parte final del empotramiento es algo más pronunciado en el modelo GTS-NX que en el modelo en PLAXIS.

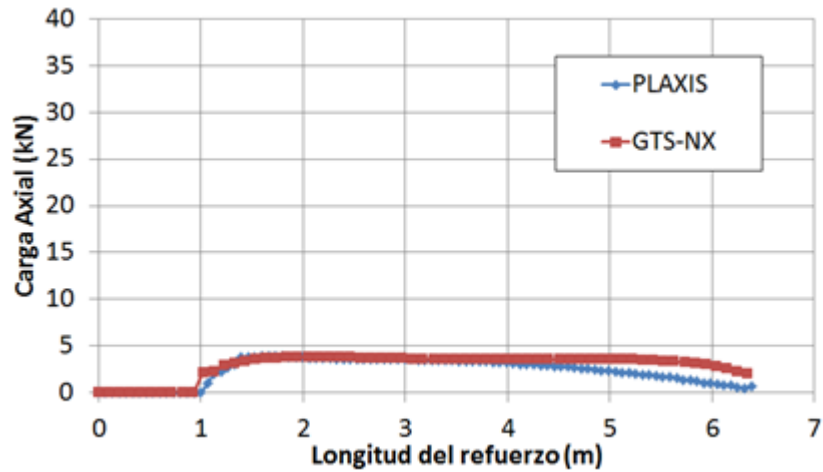


Figura 4.16 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 2.

En el caso del refuerzo 2 mostrado en la Figura 4.16, el que se ubica en la zona de empotramiento, es posible notar que ambos modelos capturan la compresión de los refuerzos en el tramo del suelo de relleno con menor rigidez que se extiende por 1m, esto explica el por qué no toman carga, posteriormente su distribución y valores máximos presentan gran similitud.

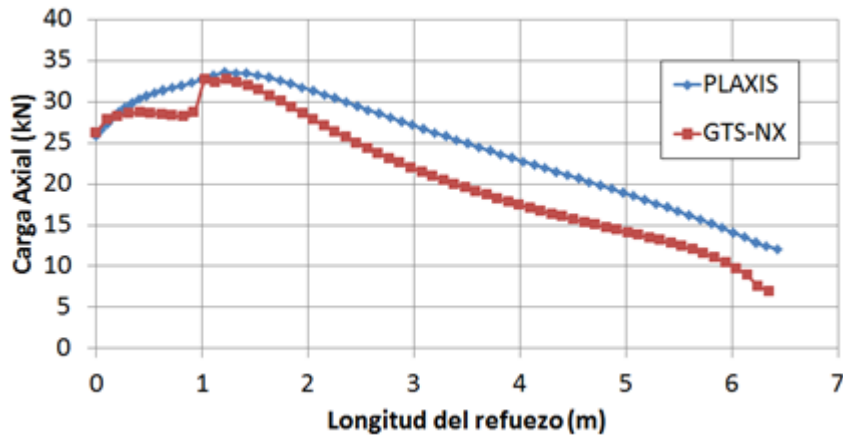


Figura 4.17 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 4.

La distribución de cargas en el refuerzo 4 (Figura 4.17) muestra que las cargas reportadas en la conexión son prácticamente las mismas. De igual manera, la ubicación del valor máximo de carga (32 kN aproximadamente a 1m desde la fachada) es similar. La distribución a lo largo del refuerzo sigue la misma tendencia en ambos modelos aunque la magnitud siempre es mayor en el caso del modelo en PLAXIS. Cabe mencionar que este es el refuerzo que soporta mayores cargas en ambos programas.

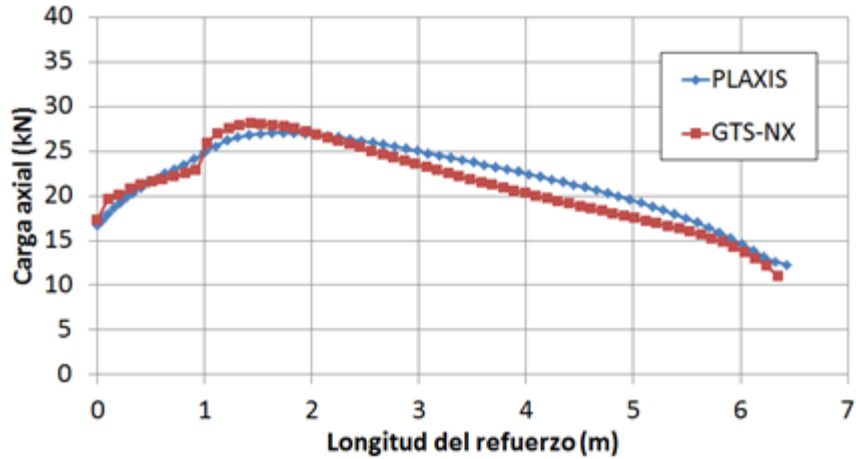


Figura 4.18 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 6.

En el caso del refuerzo 6, mostrado en la Figura 4.18, las cargas reportadas en ambos programas en la conexión, ubicación de la carga máxima (aproximadamente 1.5m desde la fachada) y distribución a lo largo del refuerzo, muestran un alto grado de similitud. Es posible notar un decrecimiento de las cargas soportadas por el refuerzo nº 6 en comparación al refuerzo nº 4, para ambos programas.

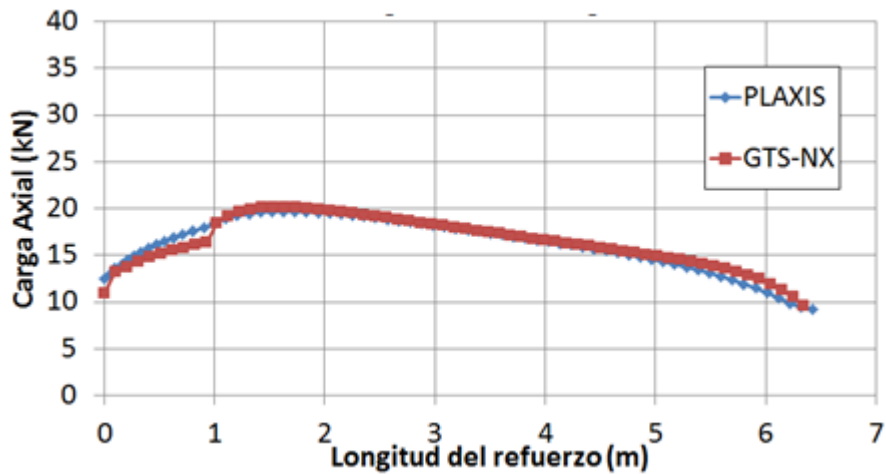


Figura 4.19 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 8.

La carga en el refuerzo 8 (Figura 4.19) muestra un grado de similitud completo entre cargas en las conexiones, carga máxima y distribución de cargas a lo largo del refuerzo. Este refuerzo sigue la tendencia de disminución de cargas en toda su longitud.

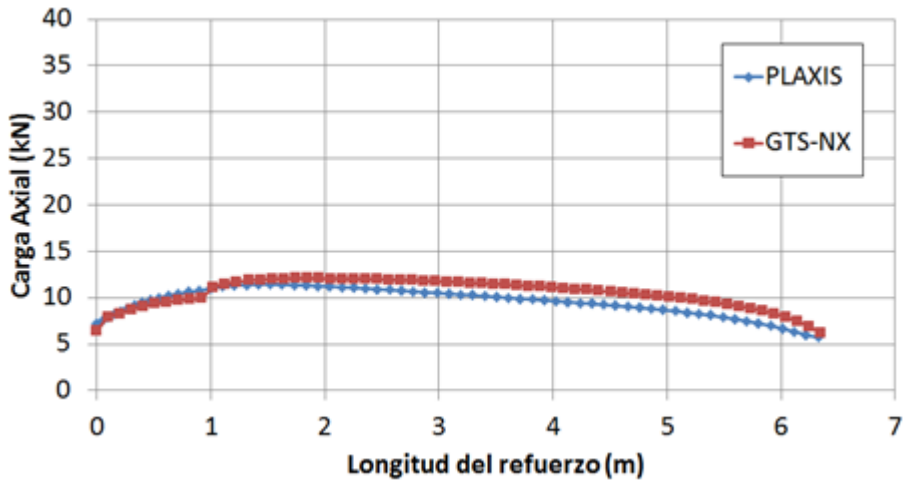


Figura 4.20 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 10.

La distribución de cargas en el refuerzo 10 (Figura 4.20) también presenta un elevado grado de similitud entre ambos programas. Es posible notar de manera sutil cómo a medida que se evalúan refuerzos más cercanos a la superficie, las cargas en el programa GTS-NX tienden a ser levemente superiores a las entregadas por PLAXIS.

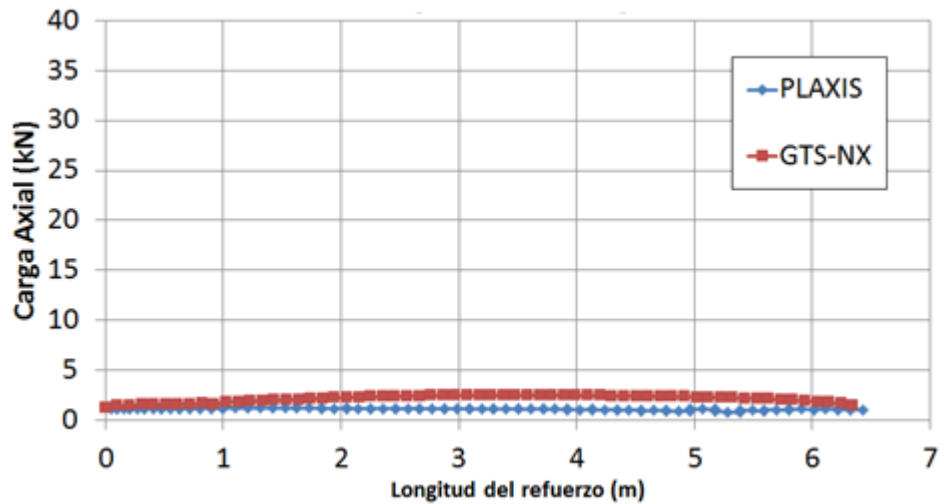


Figura 4.21 Comparación distribución cargas axiales en el refuerzo 12.

Las cargas en el refuerzo 12 (Figura 4.21) muestran cómo ambos programas capturan de similar manera el menor estado de carga al que es sometido este refuerzo.

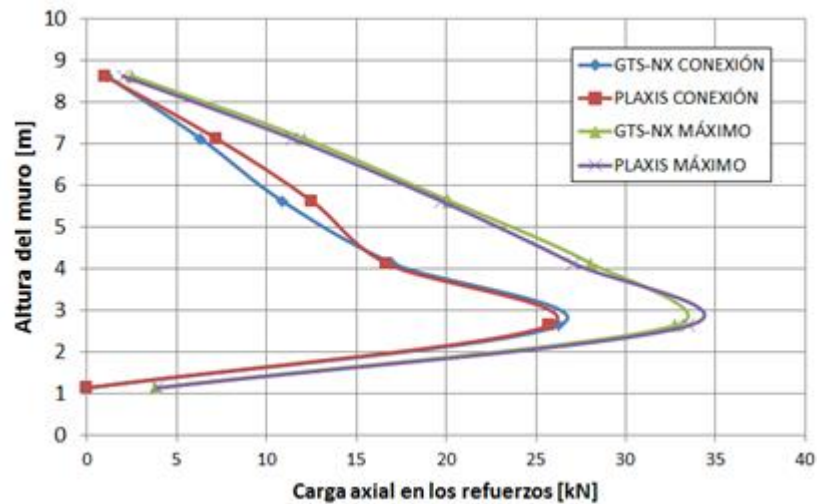


Figura 4.22 Resumen comparación cargas en los refuerzos.

Finalmente, se resumen las cargas en la conexión refuerzo-panel y el valor máximo en cada uno de los refuerzos obtenidos mediante ambos programas (Figura 4.22). Esta comparación nos permite visualizar el importante grado de similitud en las cargas que toman los refuerzos en ambos modelos.

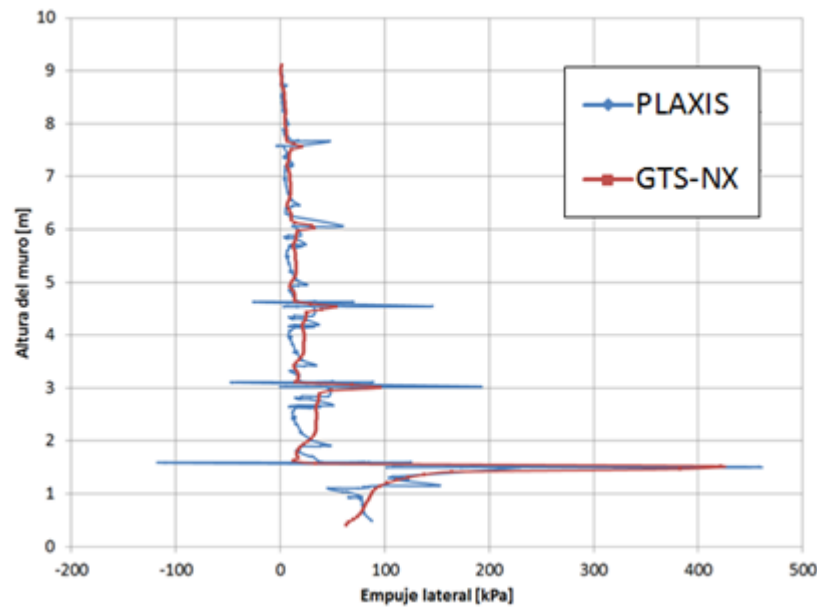


Figura 4.23 Comparación empuje horizontal contra la fachada el muro.

En el caso del empuje horizontal contra los paneles de fachada mostrado en la Figura 4.23, se observa un comportamiento fluctuante mucho más pronunciado en el caso del modelo en PLAXIS. Dicho comportamiento, puede deberse a distorsiones generadas por la interfaz de elementos de espesor virtual. En el caso del modelo en GTS-NX la fluctuación es muchísimo menor, acrecentándose en la zona de empotramiento debido las condiciones de borde que esta zona genera.

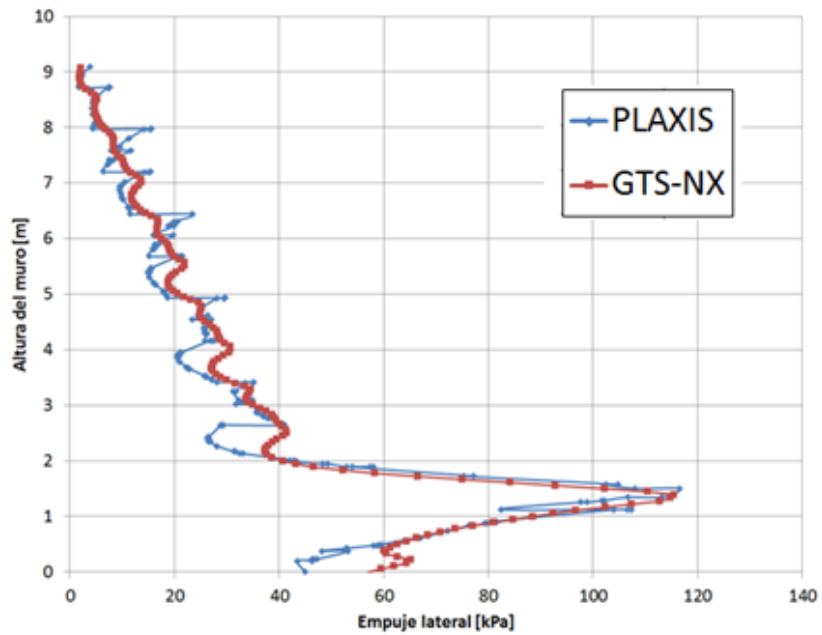


Figura 4.24 Comparación Empuje horizontal a 0.5m de la fachada el muro.

La distribución del empuje horizontal a 0.5m de la fachada ilustrada mediante la Figura 4.24 muestra una fluctuación menor entre los modelos. Dicha distribución, se asemeja al empuje lateral de Rankine en términos de magnitud hasta la zona de empotramiento. Cabe señalar que el efecto del empotramiento va disminuyendo a medida que nos alejamos de la fachada. Sin embargo, este efecto aumenta de manera considerable el empuje lateral en la zona más baja del muro.

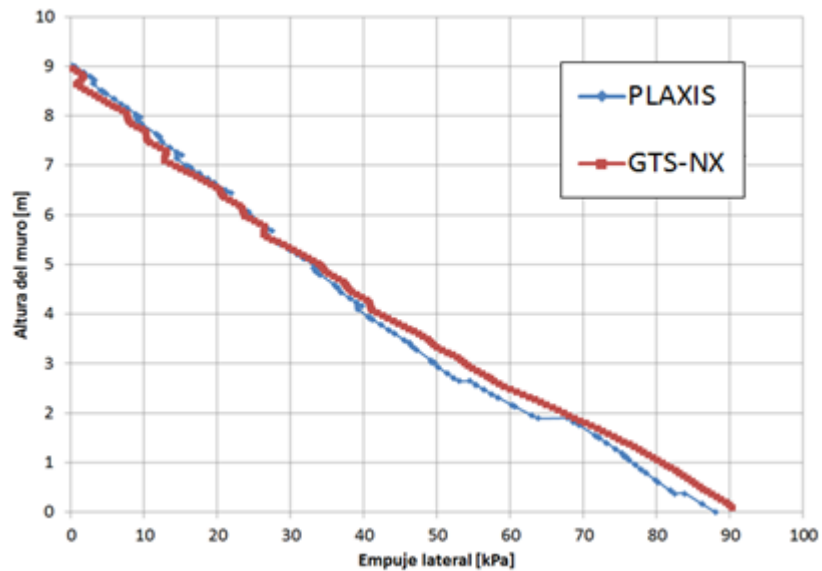


Figura 4.25 Comparación Empuje horizontal a 3m de la fachada el muro.

Por último, la distribución del empuje mostrada en la Figura 4.25 muestra cómo las condiciones de borde ya no ejercen influencia sobre los valores reportados, generándose curvas de distribución de empuje horizontal similares entre ambos modelos.

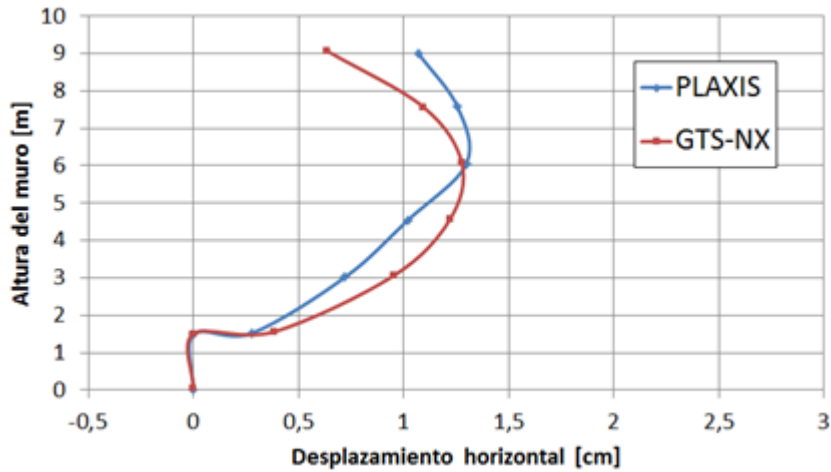


Figura 4.26 Comparación desplazamientos laterales de la fachada.

Las deformaciones laterales presentadas en la Figura 4.26 exhiben un comportamiento similar en ambos modelos. Como era de esperar la zona de empotramiento restringe los desplazamientos horizontales, posteriormente existe un incremento sostenido en ambos modelos de la deformación lateral hasta los 6m de altura, donde alcanzan su valor máximo, el cual es para ambos modelos en torno a los 1.28 [cm]. Posteriormente, el modelo en GTS-NX decrece de manera más pronunciada que el modelo realizado en PLAXIS, asemejando una condición en reposo de la parte superior del muro, tal como se ha observado en el comportamiento de muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible.

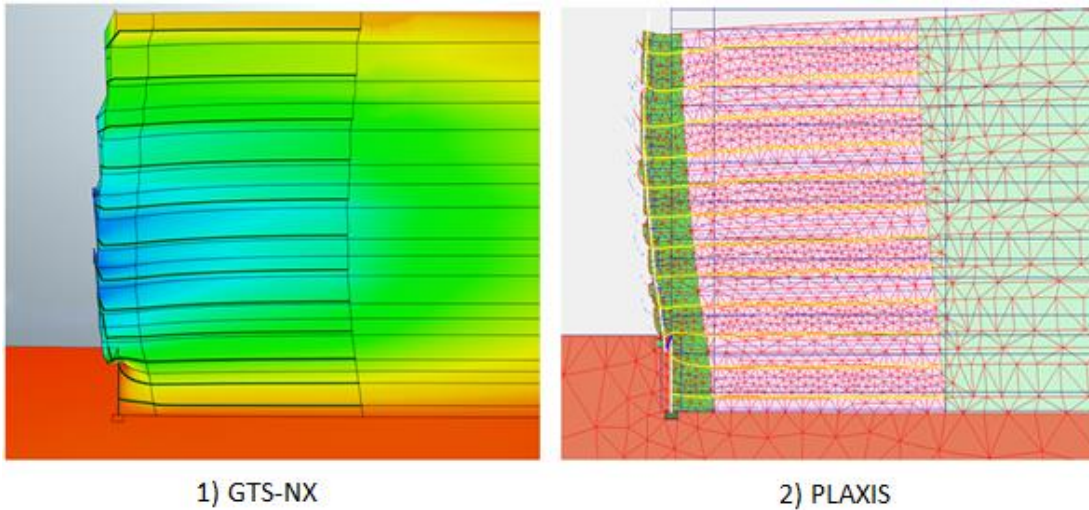


Figura 4.27 Comparación modelos deformados multiplicado por factor de 25.

La deformada mostrada en la Figura 4.27 y las zonas de plastificación mostradas en la Figura 4.28 reafirman la similitud ampliamente mostrada entre ambos modelos. En el modelo realizado en PLAXIS se observa una zona continua de plastificación representada por los puntos rojos, en el caso del modelo realizado en GTS-NX las zonas de potencial plastificación representan las zonas en verde de la Figura 4.28.

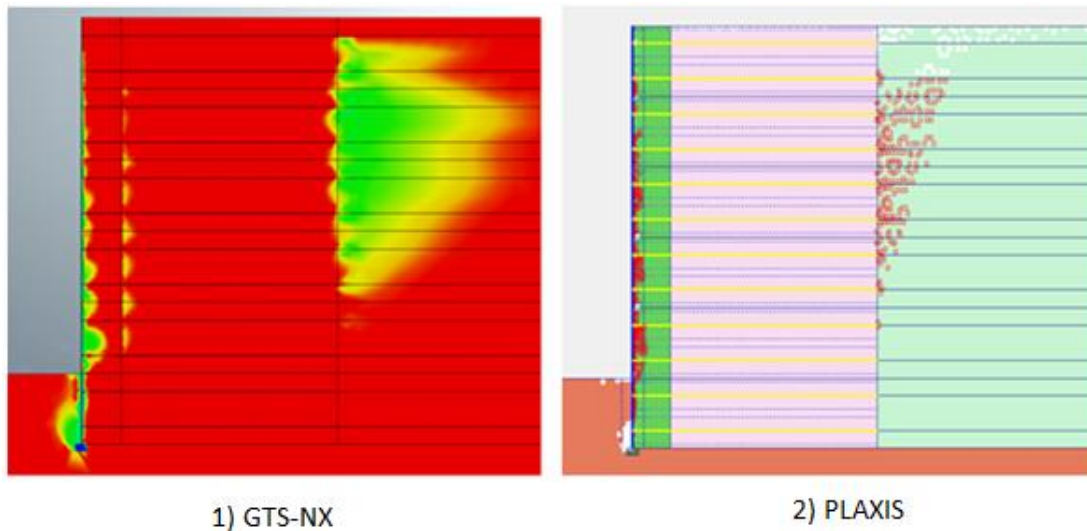


Figura 4.28 Comparación modelos zonas de plastificación.

Para ambos modelos se observa una zona continua de plastificación de la zona de contacto suelo-panel y en la zona de empotramiento del muro que se encuentra en contacto con el suelo de fundación. Además, se observa una potencial superficie de falla activa en la zona del suelo de retención para ambos modelos.

Finalmente se puede mencionar que mediante la equivalencia de valores de interfaz suelo-panel fue posible equiparar modelos en dos programas computacionales distintos. Los resultados muestran un elevado grado de similitud en términos de cargas verticales en los paneles de fachada, cargas en los refuerzos, empujes horizontales, deformaciones laterales y zonas de plastificación. En el siguiente capítulo se implementará la interfaz de elementos continuos en el programa GTS-NX con la finalidad de representar el comportamiento del muro Minnow Creek, reportado a través de mediciones en terreno de los distintos elementos estructurales y de suelo.

5. Caso estudio: Muro mecánicamente estabilizado Minnow Creek

El objetivo principal de este capítulo es modelar el muro debidamente instrumentado Minnow Creek, reportado por Runser (1999) y Runser et al.(2001), mediante el programa basado en elementos finitos GTS-NX, utilizando elementos continuos en la interfaz suelo-panel en un rango acotado de rigidez de corte (en torno a 1 MPa/m). Para llevar a cabo dicho objetivo se utilizará como referencia el modelamiento realizado en PLAXIS por Damians et al. (2014), quién modelo el comportamiento del Minnow Creek. La investigación mencionada anteriormente recopila la información proporcionada por las mediciones realizadas en terreno. Además de los parámetros y propiedades de todos los elementos necesarios para llevar a cabo el modelamiento del muro.

Una estrategia utilizada para mejorar el déficit de mediciones realizadas a muros mecánicamente estabilizados es la utilización de modelos numéricos que puedan ser verificados contrastándolos con mediciones realizadas a muros instrumentados. Los resultados obtenidos en estos modelos pueden contribuir en el estudio del comportamiento de este tipo de estructuras siendo una buena herramienta que complementa la falta de información en torno a este tipo de estructuras con refuerzo inextensible de tiras de acero.

Información en torno a la instrumentación en muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible de tiras de acero es escasa. Intentos por reproducir mediante modelamiento numérico muros mecánicamente estabilizados instrumentados de este tipo fueron realizados por Yu et al. (2015). Utilizando el método de diferencias finitas, modeló un muro de 6m de alto con refuerzo inextensible de tiras de acero construido e instrumentado por la PWRC (Public Works Research Institute, Japón). Debido a la falta de información correspondiente a propiedades del suelo de fundación y suelo de relleno, emplearon una técnica basada en la calibración de estos parámetros en términos de su módulo de elasticidad, mediante una técnica de errores relativos, ajustó los parámetros de suelo a las mediciones obtenidas en cargas verticales en el pie del muro y cargas en los refuerzos. Los resultados obtenidos muestran un buen ajuste entre el rango de parámetros de suelo de fundación y suelo de relleno y las cargas reportadas.

Uno de los casos de modelamiento mediante elementos finitos más completos es el realizado por Damians et al. (2014) al muro Minnow Creek de 16.7m de alto. La amplia instrumentación, a partir de la cual, se pudo contrastar resultados en términos de cargas verticales, cargas en los refuerzos, empujes horizontales, desplazamientos horizontales, entre otros y de la cual se obtuvo un buen ajuste; pueden sugerir un correcto modelamiento. Poder validar este modelo considerando otro software computacional y un enfoque basado en la rigidez de corte de la interfaz permite obtener una buena respuesta del comportamiento del muro.



Figura 5.1 Muro Minnow Creek. Runser et al. (2001).

El muro de Minnow Creek (Figura 5.1) es un muro mecánicamente estabilizado con refuerzo de acero construido en Estados Unidos, debidamente instrumentado y reportado por Runser (1999) y Runser et al. (2001), el cual representa uno de los estudios más completos de mediciones realizadas durante y una vez finalizada la construcción de un muro de estas características. Estas mediciones nos permitirán realizar comparaciones con modelos numéricos realizados en elementos finitos.

Construido en Indiana, por el departamento de tránsito de esta misma ciudad (INDOT) en 1998, el Minnow Creek es una estructura de 16.7m de alto con refuerzos de tiras de acero. La fachada del muro está compuesta por paneles de tipo cruciforme ($1.5m \times 1.5m \times 14cm$) y una solera de nivelación ($30cm \times 15cm$). Entre los paneles de fachada y puestos horizontalmente, se ubican apoyos elastoméricos denominados “cojinetes” ($20mm$) dispuestos con la finalidad de impedir el contacto panel-panel y así un posible agrietamiento. Los paneles están conectados a los refuerzos de tiras rugosas de acero ($50mm$ de ancho \times $4mm$ de espesor) los cuales se extienden desde los 12 a los 15.5m desde los paneles, entre el suelo de relleno. El espaciamiento entre los refuerzos es constante e igual a $0.75m$ y la cantidad de refuerzos ubicados de manera transversal varía de acuerdo a la elevación.

Modelaciones numéricas realizadas en elementos finitos previas a esta investigación fueron realizadas al Minnow Creek (Damians et al., 2014) mostrando un alto grado de similitud con las mediciones realizadas en terreno, para dos modelos constitutivos de suelo distintos (Mohr-Coulomb y Endurecimiento) en la zona de relleno. Esto confirma lo reportado por Huang et al. (2010) el cual no percibe cambios significativos en el comportamiento de muros mecánicamente estabilizados considerando tres modelos

constitutivos distintos de suelo de relleno (Duncan-Chang, Mohr-Coulomb y Lade). En esta investigación se utilizará solo el modelo elasto-plástico perfecto con criterio de falla Mohr-Coulomb, utilizando tres valores distintos de rigidez de corte en la interfaz suelo-panel, de manera tal de reproducir el comportamiento medido del muro Minnow Creek, sin tener la necesidad de incorporar modelos constitutivos más complejos al modelamiento.

5.1. Instrumentación y monitoreo

La instrumentación reportada por Damians et al. (2014) incluye “strain gauges” conectados a lo largo de 5 refuerzos (Strip 1, 8, 15, 17 y 20) y 11 instrumentos para monitorear solo cargas en las conexiones (Figura 5.2). Adicionalmente, cuenta con la instrumentación de celdas de carga de presión horizontal ubicadas en la base del suelo de refuerzo y celdas ubicadas entre el suelo y los paneles de fachada.

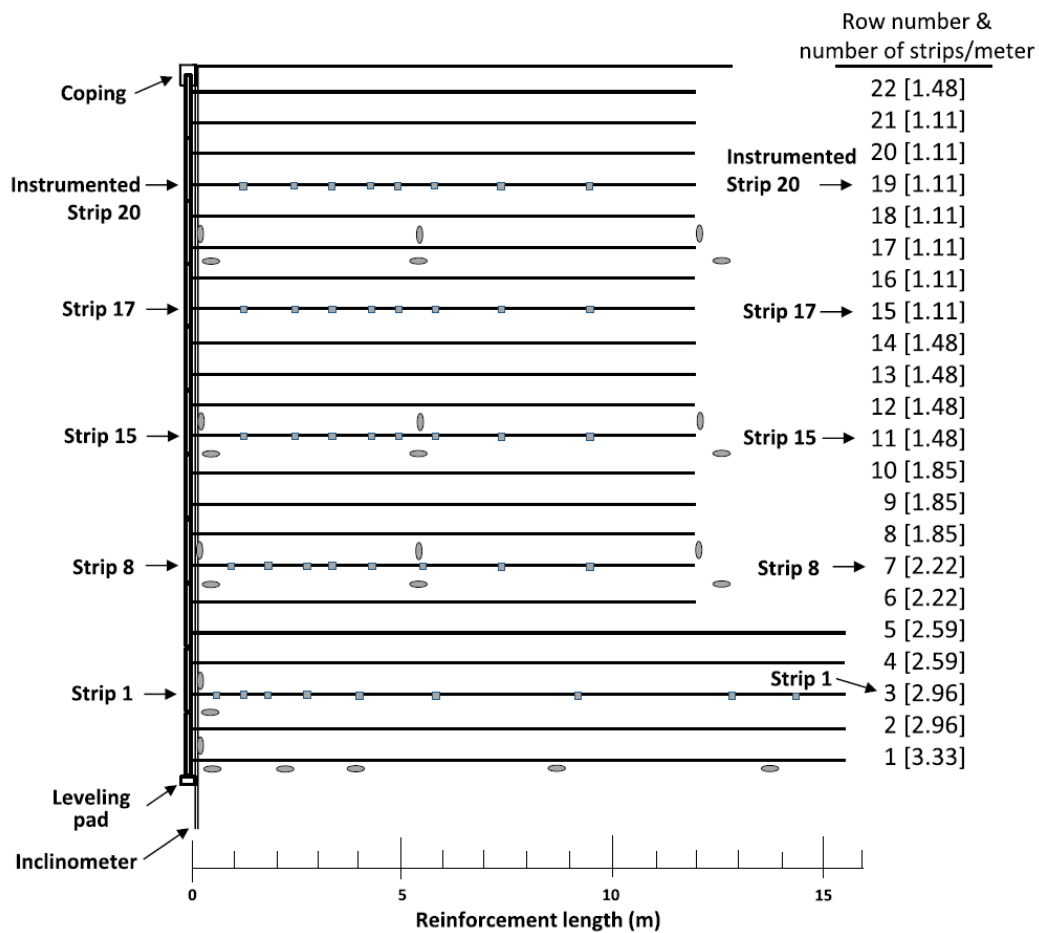


Figura 5.2 Instrumentación Muro de Minnow Creek. Adaptada Damians et al. (2014).

Las deformaciones laterales fueron monitoreadas utilizando inclinómetros puestos en la parte trasera de los paneles de fachada. Mediciones de la compresión del cojinete 2, ubicado entre los paneles 2 y 3 (Figura 5.3), fueron reportadas durante todo el proceso constructivo para medir el espaciamiento entre paneles de hormigón.

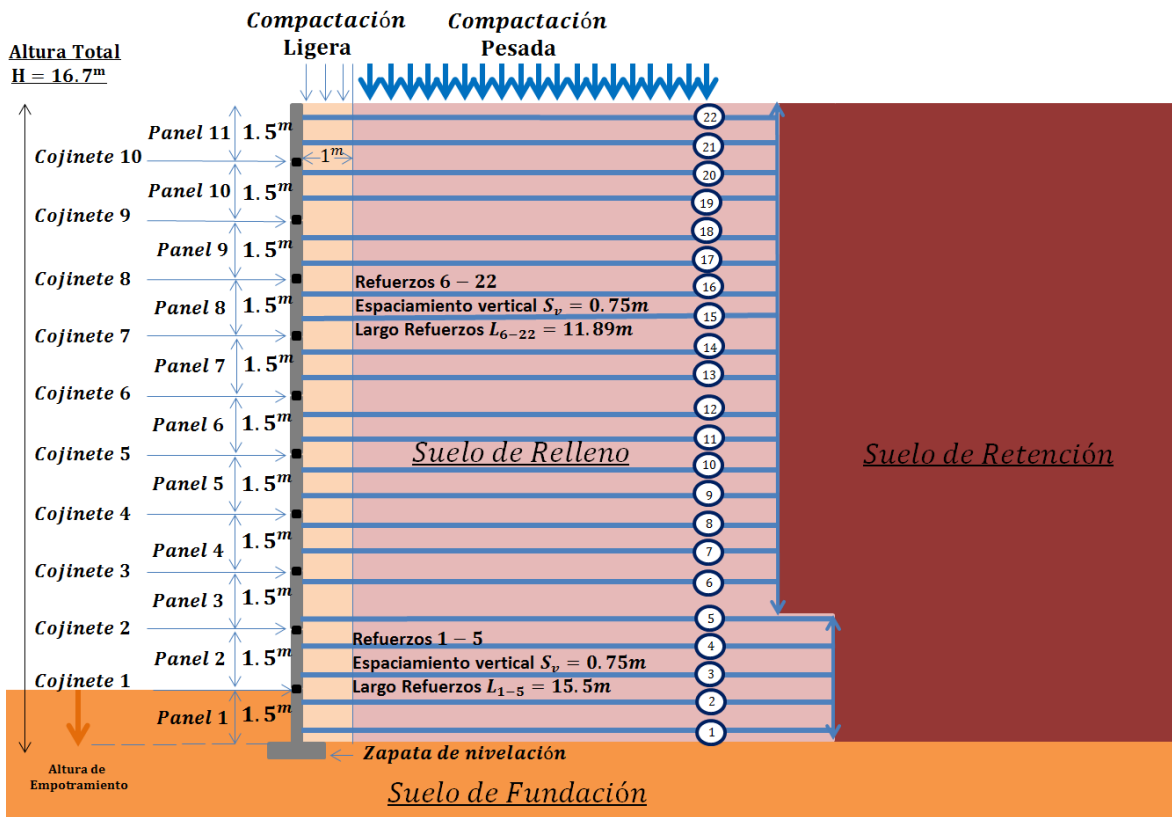


Figura 5.3 Representación 2D Minnow Creek.

5.2. Modelamiento Numérico

El modelamiento numérico se realizó considerando la geometría y propiedades presentadas en la Figura 5.3 además de las consideraciones y parámetros adoptados por Damians et al. (2014). Los paneles de fachada fueron modelados como elementos Beam (Figura 4.11) de 1.5m de largo y de 0.14m de ancho, con una ley constitutiva lineal-elástica y propiedades idénticas a las utilizadas en el capítulo anterior (Tabla 4.3). Los cojinetes fueron modelados como elementos Beam de 20mm de espesor con una ley constitutiva trilineal elástica.

El modelo realizado se desarrolló de manera tal de optimizar los recursos computacionales, para esto, se realizó un mallado optimizado en la zona de refuerzo. En el capítulo 6 se realizan comparaciones entre modelos con mallado refinado en la zona de refuerzo y mallado optimizado en la zona de refuerzo, encontrando menores diferencias en términos de resultados. Sin embargo las diferencias de tiempo de cálculo entre ambos modelos con distintas mallas puede llegar a ser de hasta diez veces.

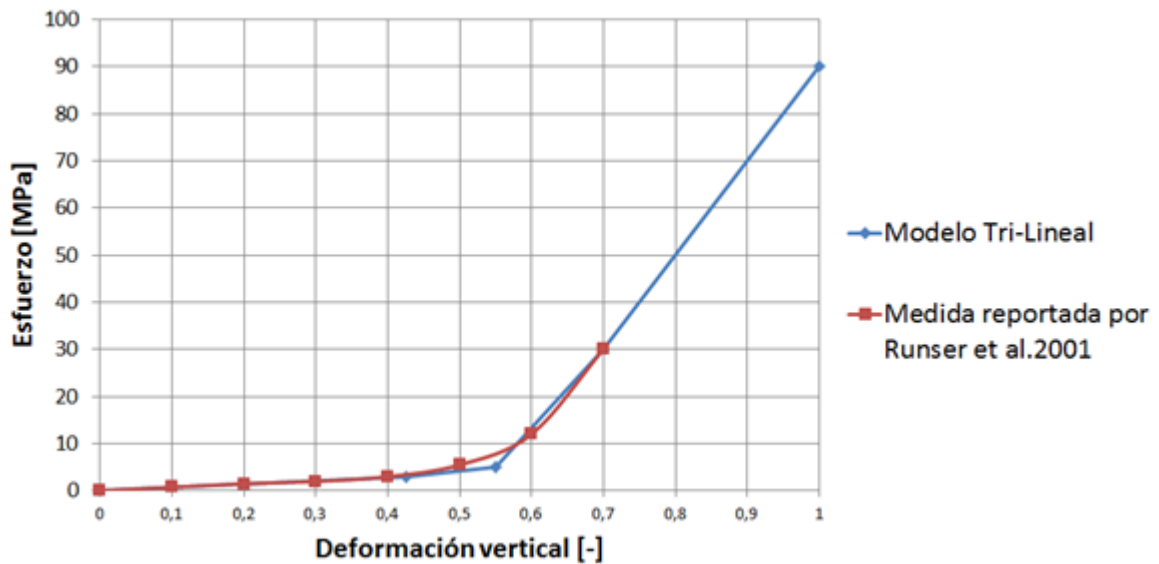


Figura 5.4 Curva esfuerzo-deformación de compresión 2do cojinete medido durante la construcción.

La Figura 5.4 muestra el comportamiento medido por Runser (1999) de la compresión del segundo cojinete y el modelo trilineal implementado en GTS-NX para simular el comportamiento de los cojinetes. Los valores del modelo trilineal se encuentran en Tabla 5.1 y muestran un incremento de rigidez considerable a partir de una deformación superior al 55%. Los cojinetes, como se mencionó anteriormente, permiten un mínimo de espaciado de manera tal de evitar un posible fisuramiento o agrietamiento de los paneles. Además de permitir pequeños asentamientos entre los paneles y el suelo de fundación.

Tabla 5.1 Propiedades cojinete modelo trilineal.

Parámetros	Cojinetes		
	0 - 42.5	42.5 - 55	55 - 100
Deformación (%)	0 - 42.5	42.5 - 55	55 - 100
E (módulo de elasticidad)	5.3 MPa	22 MPa	188 MPa
EA (Rigidez Axial)	0.066 MN/m	0.275 MN/m	2.3 MN/m
EI (Rigidez a la flexión)	0.015 MN/m ² /m	0.06 MN/m ² /m	0.51 MN/m ² /m

Los refuerzos fueron modelados mediante elementos uniaxiales embebidos (Embedded Truss) con propiedad de rigidez axial EA constante a lo largo del refuerzo. La cantidad de refuerzos por metro lineal se describen en la Figura 5.2. Por lo tanto la rigidez de los 22 refuerzos varía desde los 44 a los 133 MN/m en el modelo, dependiendo de la elevación (Tabla 5.2). Zonas de suelos con baja rigidez fueron implementadas al final de los refuerzos con el objetivo de asegurar la predicción de carga nula en el contacto con el suelo de retención.

Tabla 5.2 Propiedades de los refuerzos.

Refuerzo	Rigidez axial (EA)	Largo
1	133 MN/m	L=15.5m
2-3	118 MN/m	
4-5	104 MN/m	
6-7	88 MN/m	L=12m
8-10	74 MN/m	
11-14	59 MN/m	
15 - 22	44 MN/m	

Las dimensiones utilizadas para la altura del muro y el largo de los refuerzos de la Figura 5.3 son implementadas en el modelo numérico realizado en GTS-NX. Las zonas de suelo fueron modeladas mediante el uso de elementos triangulares de 3 nodos. El mallado fue implementado de manera tal de optimizar los recursos computacionales, discretizando la malla en el suelo de refuerzo y alrededores (Figura 5.5).

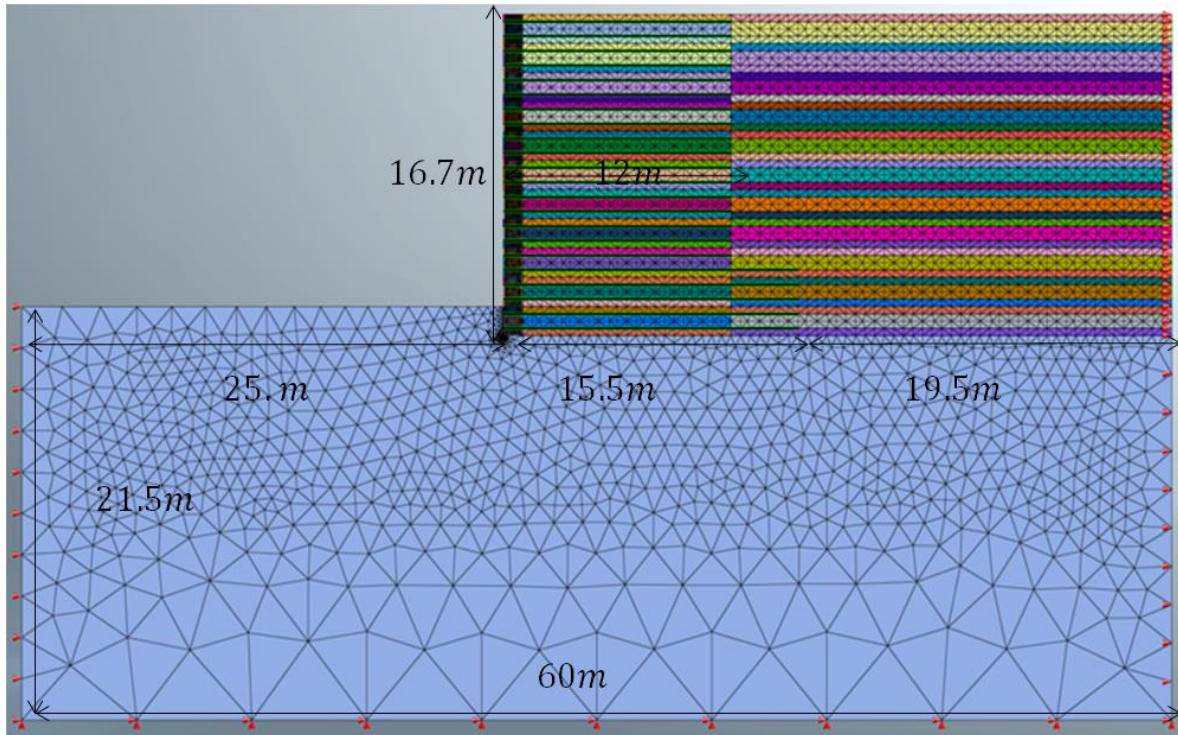


Figura 5.5 Modelo de elementos finitos del Minnow Creek, GTS-NX.

El suelo de relleno y el de retención fueron modelados como isotrópicos lineales-elásticos perfectamente plásticos con un criterio de falla Mohr-Coulomb. El suelo de fundación fue modelado como una capa homogénea e isotrópica de 20m de profundidad con un modelo constitutivo igual al del suelo de relleno y suelo de retención.

Los resultados obtenidos mediante ensayos triaxiales para distintas presiones de confinamiento σ_3 realizados al suelo de relleno reportados por Runser (1999) son mostrados en la Figura 5.6. A partir de estos ensayos es posible modelar el comportamiento del suelo, en primera instancia como un modelo elasto-plástico perfecto con criterio de falla Mohr-Coulomb. Posteriormente en el capítulo 7 se implementa un modelo de tipo hiperbólico con modulo de deformación variable, además de rigidez en descarga, para simular el proceso de compactación

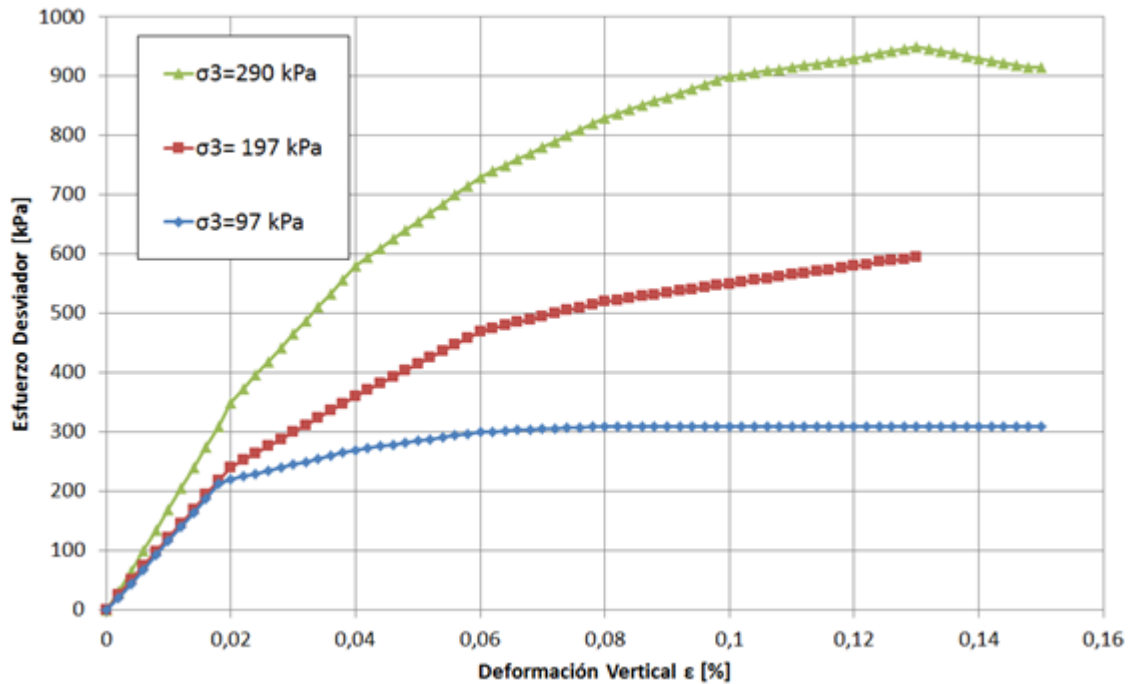


Figura 5.6 Ensayos triaxiales realizados al suelo de relleno, Runser (1999)

Para obtener los parámetros de resistencia al corte graficamos los resultados de los ensayos triaxiales siguiendo la convención de q-p utilizada en 2.13, de esta manera la trayectoria de tensiones para cada ensayo comienzan en su respectiva presión de confinamiento σ_3 hasta intersectar la línea de estado último (Figura 5.7). Uniendo estos tres puntos además de imponer que la recta pase por el origen (cohesión nula) obtenemos que:

$$q = 0.62p$$

Utilizando 2.12 tenemos que:

$$\phi_{relleno} = \sin^{-1}(0.62)$$

$$\therefore \phi_{relleno} = 38.2^\circ$$

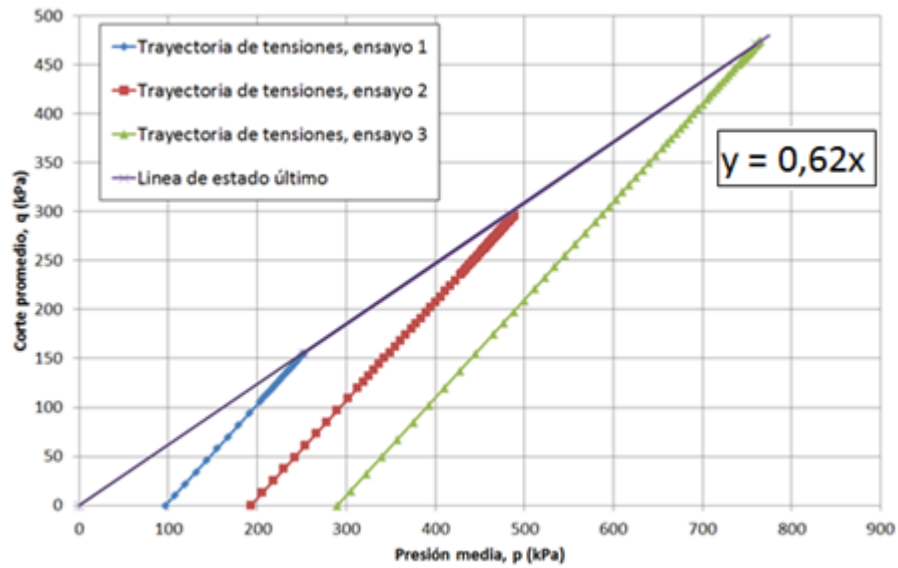


Figura 5.7 Línea de estado último plano q-p, suelo de relleno

De manera similar se obtienen los parámetros de resistencia en el espacio $\tau - \sigma$ suponiendo una cohesión nula acorde a lo mencionado en 2.13, en este caso (Figura 5.8) graficamos los círculos de Mohr en la falla, obteniendo la envolvente de falla, que en este caso se aproxima a la recta tangente por los círculos de Mohr en condición de falla. Utilizando la ecuación 2.3 obtenemos:

$$\tau = \sigma_n \tan \phi \rightarrow \frac{\tau}{\sigma_n} = \tan \phi = 0.79 \quad \therefore \phi_{relleno} = \tan^{-1} 0.79 = 38.3^\circ$$

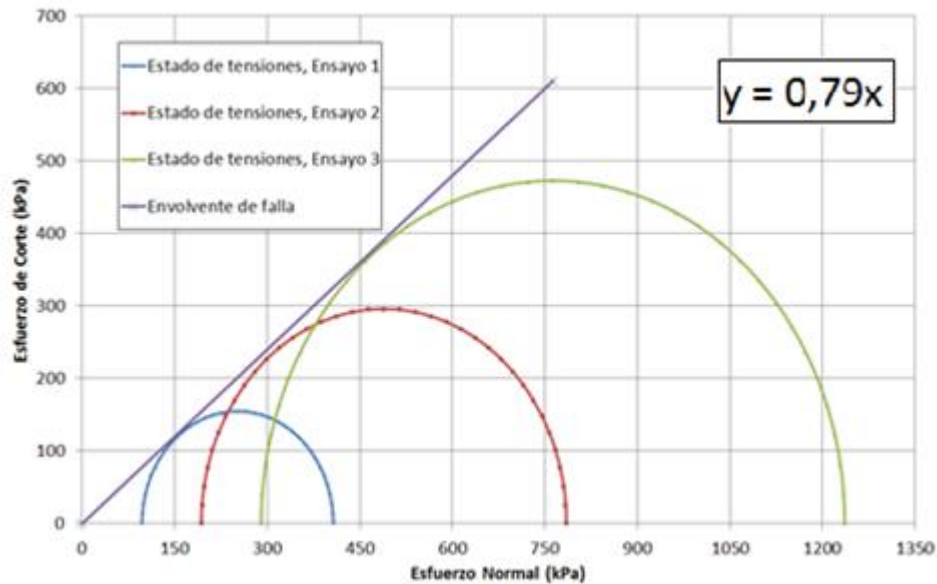


Figura 5.8 Envolvente de falla Mohr-Coulomb suelo de relleno.

La elección de un solo valor para el módulo de elasticidad de cada suelo está basado en una combinación que trata de ajustarse a la primera parte de la curva esfuerzo-deformación (Figura 5.9) asegurando así que estos valores estén acordes a las mediciones realizadas en terreno. El valor del módulo de elasticidad (E) fue reducido en un 50% en la zona de suelo de relleno ubicada a 1 m de los paneles de fachada. Esta consideración fue realizada por Damians et al. (2014) para modelar la influencia de la compactación ligera utilizada en las cercanías de los paneles de fachada.

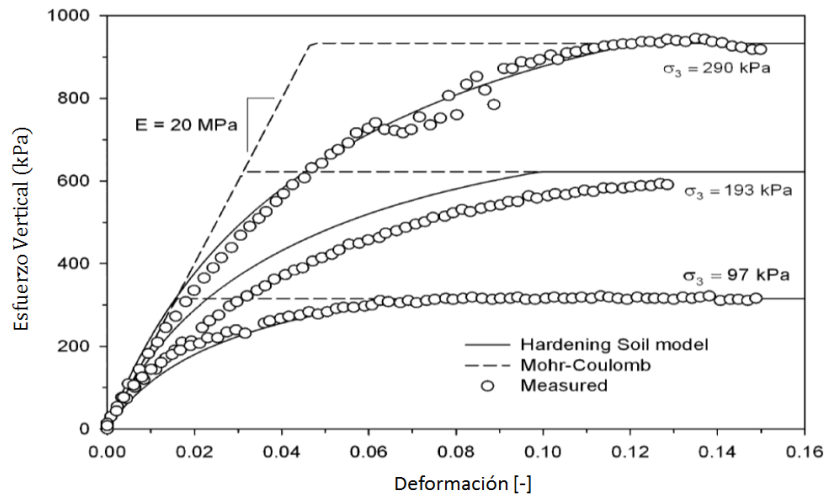


Figura 5.9 Curvas de ensayos triaxiales y modelos Mohr-Coulomb utilizados para modelar el suelo de refuerzo, adaptada Damians 2014.

La elección de un solo valor de módulo de elasticidad (E) asociado al modelo Mohr-Coulomb puede ser algo problemática por la dependencia del estado de esfuerzos en la rigidez del suelo debido al confinamiento en suelos granulares. Sin embargo proporciona un punto de partida útil y sencillo para comenzar el modelamiento.

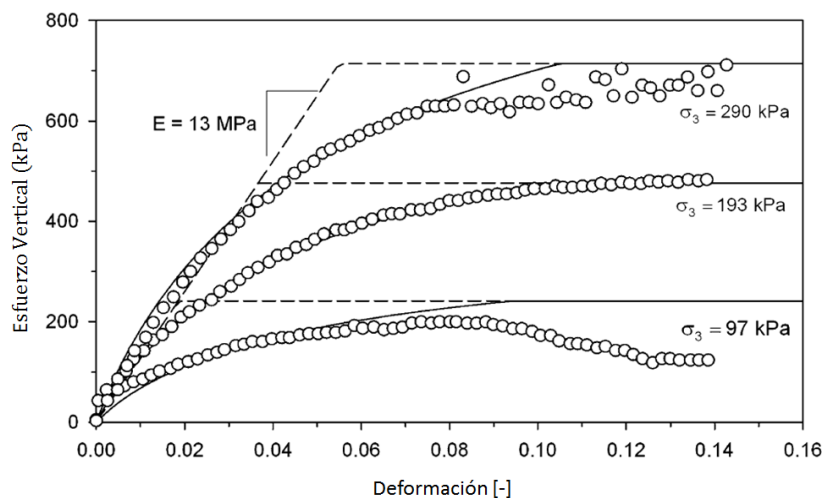


Figura 5.10 Curvas de ensayos triaxiales y modelos Mohr-Coulomb utilizados en el modelo para el suelo de retención, adaptada Damians 2014.

A partir de ensayos triaxiales realizados al suelo de relleno (Figura 5.9) y al suelo de retención (Figura 5.10), proporcionados por Runser (1999) se determinaron los parámetros (Damians et al., 2014) de la rigidez del suelo de relleno ($E=20$ MPa) y la rigidez del suelo de retención ($E=13$ MPa). En el capítulo 7 se utilizan los valores proporcionados por Damians et al.2015 para el modelo de endurecimiento (Hardening Soil) en un modelo hiperbólico implementado en GTS-NX denominado Modelo Mohr-Coulomb modificado el cual será sometido a un proceso compactación basado en la aplicación de sobrecarga consecutiva capa por capa de relleno.

Tabla 5.3 Parámetros de suelo utilizados en el modelamiento en GTS-NX

Parámetros	Símbolos	Suelo de fundación	Suelo de retención	Suelo de refuerzo	
				<1m	>1m
<i>Peso Unitario</i>	γ	22kN/m3	21.5kN/m3	21.5kN/m3	21.5kN/m3
<i>Modulo de Young</i>	E	110 MPa	13 MPa	10 MPa	20 MPa
<i>Modulo de Poisson</i>	ν	0.3	0.3	0.3	0.3
<i>Cohesión</i>	c	50 kPa	1 kPa	1kPa	1kPa
<i>Ángulo de fricción</i>	φ	45°	44°	44°	44°
<i>Ángulo de dilatación</i>	ψ	15°	14°	14°	14°
<i>Modelo Constitutivo</i>	–	Mohr-Coulomb Plane	Mohr-Coulomb Plane	Mohr-Coulomb Plane	Mohr-Coulomb Plane
<i>Tipo de elemento</i>	–	Strain	Strain	Strain	Strain

5.3. Calibración inicial del modelo

El valor adoptado para el módulo de elasticidad del suelo de fundación ($E=110$ MPa) este valor replicó, al igual que la modelación realizada por Damians et al. (2014), el rango de asentamientos que se obtuvo al final de la construcción del muro (27-34mm). Este procedimiento fue escogido para el módulo de elasticidad del suelo está dentro del rango reportado por Bowles (1997) para arenas densas y gravas.

La interfaz suelo-refuerzo fue modelada suponiendo un comportamiento perfectamente adherido entre el suelo y el refuerzo. Este supuesto es consistente con las mediciones realizadas en ensayos de arrancamiento realizados en tiras de acero rugosos en suelos granulares bien compactados (Bathurst et al.,2011; Miyata and Bathurst 2012)

Para la implementación de las interfaces suelo-panel se realizo una calibración inicial en base al rango de valores reportado por Runser et al.2001 para el coeficiente de fricción suelo-panel. El valor de ángulo de fricción suelo-panel (δ) fue calculado a partir de las mediciones como:

$$\tan(\delta) = \frac{\sum F_v / \sum F_h}{\tan \varphi} \quad (5.1)$$

Donde:

ΣF_v = Carga total vertical en el pie del muro menos el peso propio

ΣF_h = Carga total horizontal actuando contra los paneles en el pie de muro

δ = Ángulo de fricción suelo-panel

Estas mediciones reportaron un ángulo de fricción suelo-panel entre 14° y 22° (aproximadamente $\frac{1}{3}\phi$ del suelo de relleno), esto se explica por qué los valores medidos por la carga vertical total (ΣF_v) corresponden a la suma de las fuerzas generadas por el peso propio, los esfuerzo de corte que se transmiten en la interfaz suelo-panel y la componente vertical del refuerzo.

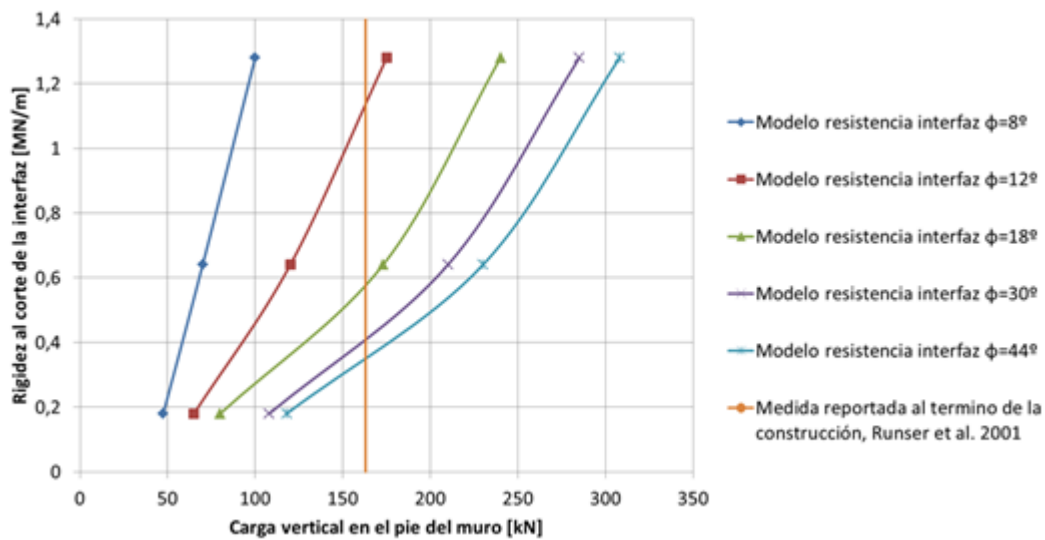


Figura 5.11 Análisis de sensibilidad de cargas verticales para distintos valores de rigidez y resistencia.

Los elementos de interfaz suelo panel fueron calibrados de manera tal de reproducir las cargas verticales reportadas al término de la construcción, para esto se implemento una interfaz de elementos continuos de espesor 2cm con distintos valores de rigidez y resistencia para estudiar la sensibilidad de cada uno de estos parámetros. Los resultados de este análisis pueden observarse en la Figura 5.11 donde es posible notar que existe más de una combinación rigidez/resistencia de la interfaz suelo-panel que reproduce las cargas verticales reportadas por Runser et al. (2001) al término de la construcción en el pie del muro.

5.4. Resultados

Las mediciones reportadas por Runser (1999), recopiladas y ordenadas por Damians et al.2014 son contrastadas en esta investigación con 3 modelos de elementos finitos, donde la única diferencia entre los modelos radica en la rigidez al corte de la interfaz suelo-panel, la cual adopta los valores de $k_s = 0.18 \frac{MN}{m}$, $0.64 \frac{MN}{m}$ y $1.28 \frac{MN}{m}$ con una resistencia de la interfaz $\varphi = 18^\circ$ y una cohesión $c_i = 1kPa$. El propósito de este criterio de modelamiento es cuantificar la influencia de la interfaz suelo-panel, en el comportamiento global del muro y en el estado de carga de sus elementos estructurales.

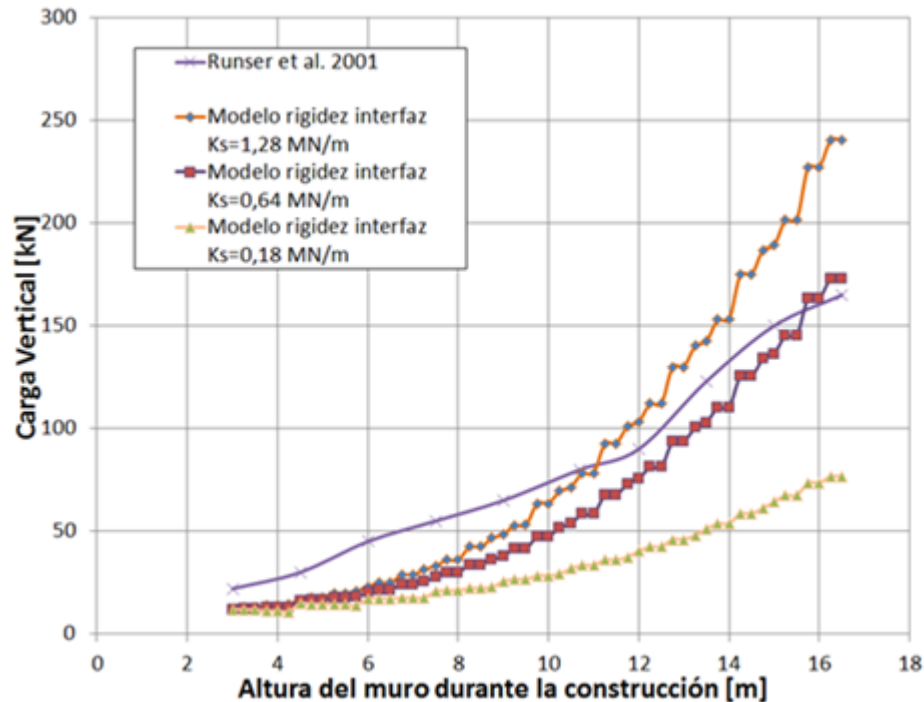


Figura 5.12 Carga vertical para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel, resistencia $\varphi=18^\circ$.

La Figura 5.12 muestra la carga vertical en el pie del muro para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel. La distribución muestra una no-linealidad en el proceso constructivo en el cual no se distinguen mayores diferencias en las cargas verticales en el pie del muro hasta los 9 [m], luego es posible observar una gran similitud en la forma de las curvas, obteniéndose la mejor aproximación para un valor de rigidez de la interfaz 0,64 [MN/m] y una resistencia igual a 18° .

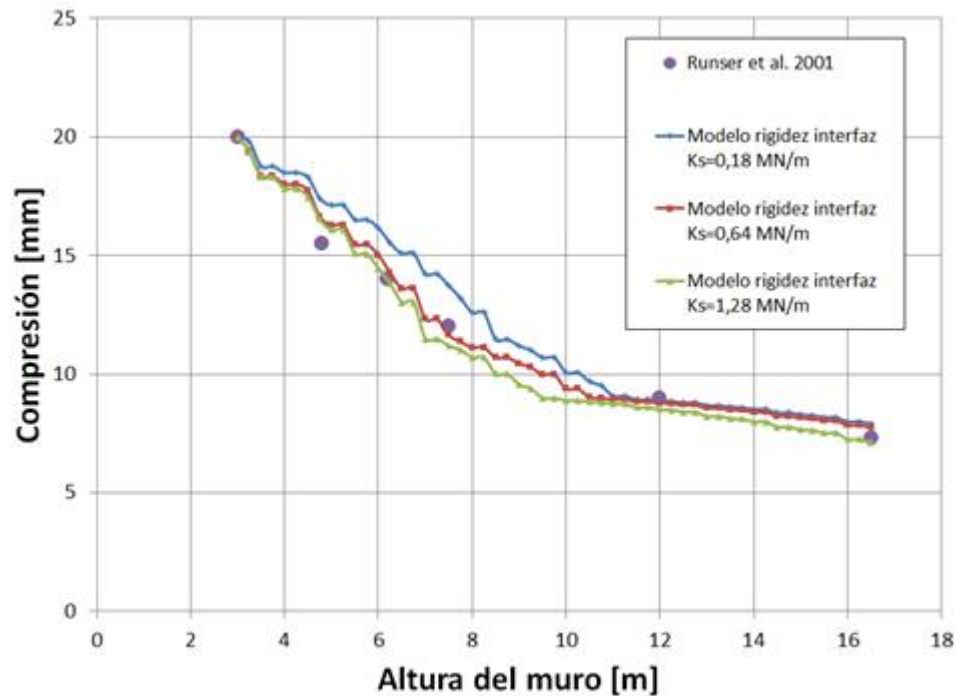


Figura 5.13 Compresión cojiente 2, para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel, resistencia $\varphi=18^\circ$.

La Figura 5.13 muestra la compresión del 2do cojinete durante el proceso constructivo para distintos valores de rigidez de la interfaz, de esta figura se puede notar un comportamiento que se ajusta bastante a las mediciones realizadas por Runser et al. (2001). El comportamiento similar para todas las curvas se explica por dos factores principalmente. El primero es por como se muestra en la Figura 5.12 el programa no es capaz de captar al comienzo del proceso constructivo el incremento de carga vertical y segundo la ley constitutiva que rige el comportamiento de los cojinetes la cual se vuelve muy rígida después de una determinada deformación ($\varepsilon = 0.55$), considerando lo antes mencionado la modelación trilineal es una buena aproximación al comportamiento medido en terreno y predice el comportamiento de los cojinetes.

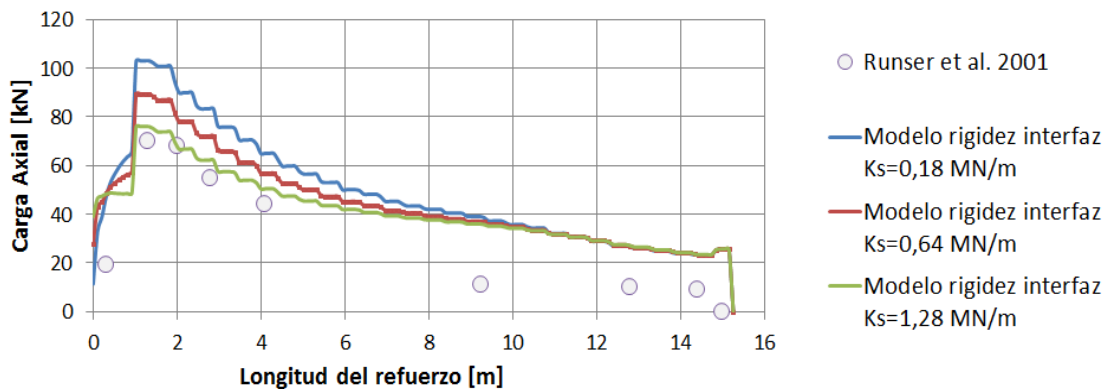


Figura 5.14 Carga axial en el refuerzo 3 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.

Para el refuerzo 3 mostrado en la (Figura 5.14) se puede apreciar que los tres modelos capturan de buena manera los niveles de carga medidos en terreno. En este refuerzo en particular la mejor aproximación se obtiene con la rigidez de la interfaz de corte de mayor valor.

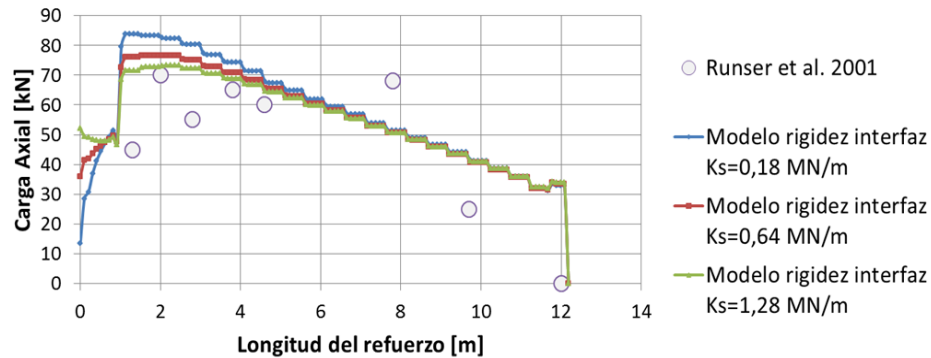


Figura 5.15 Carga axial en el refuerzo 7 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.

En el caso del refuerzo 7 (Figura 5.15) los modelos implementados reproducen de buena manera los niveles de carga que se generan en este refuerzo. Las principales diferencias entre modelos radican en la carga en la conexión refuerzo-panel, posteriormente se observa una convergencia de modelos en torno a los valores obtenidos en terreno.

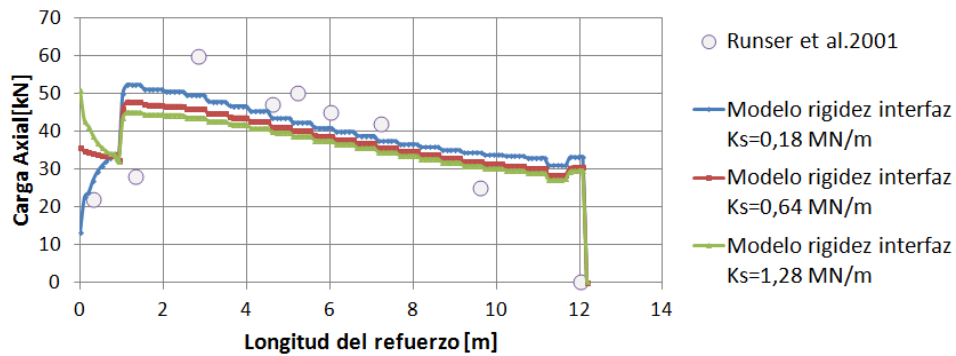


Figura 5.16 Carga axial en el refuerzo 11 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.

Para el refuerzo 11 (Figura 5.16) se observa notorias diferencias entre los modelos en cuanto a las cargas en las conexiones, posteriormente las distribuciones convergen. En este caso el modelo con una rigidez de corte de la interfaz con menor valor captura de mejor manera las mediciones en terreno.

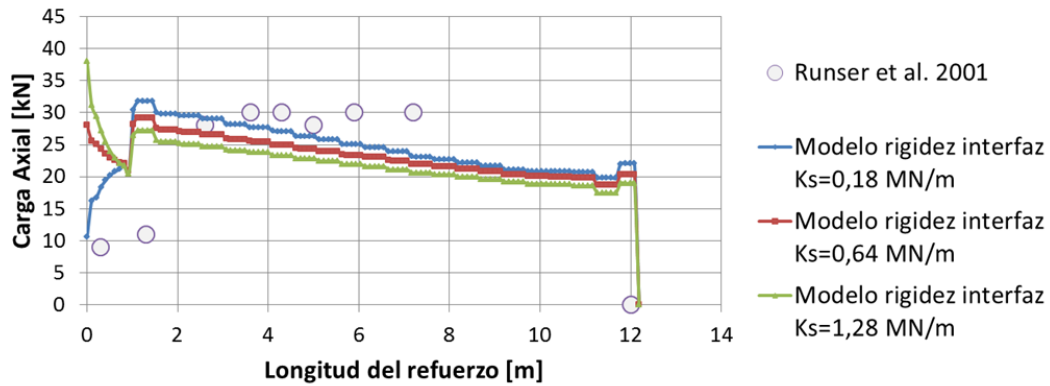


Figura 5.17 Carga axial en el refuerzo 15 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.

Las cargas axiales presentadas en la Figura 5.17 muestran un importante aumento de las cargas en las conexiones a medida que aumenta el valor de la rigidez de corte de la interfaz. Sin embargo a partir de aproximadamente 1m desde la fachada esta tendencia se invierte, siendo el modelo con valor de la rigidez de corte de la interfaz menor el que captura de mejor manera los resultados medidos en terreno.

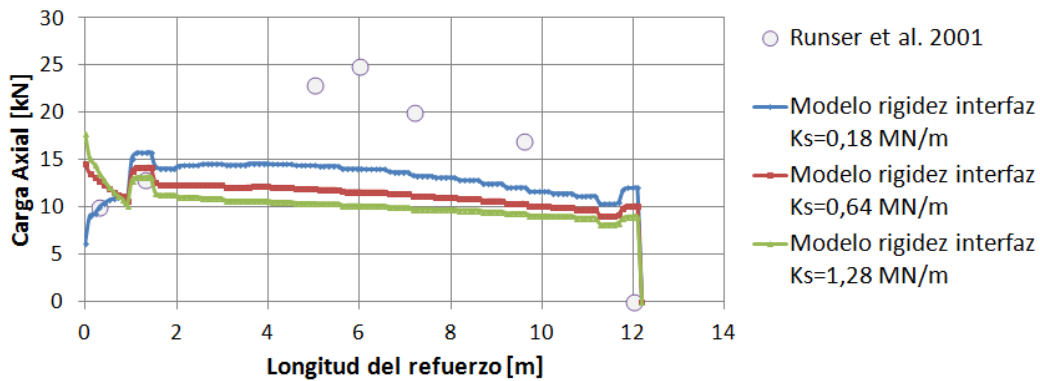


Figura 5.18 Carga axial en el refuerzo 19 para distintos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel.

Las cargas en el refuerzo 19 (Figura 5.18) muestran diferencias que se puede atribuir a la condición de aumento de las presiones laterales de suelo por el aumento del coeficiente lateral de esfuerzos que se ha observado a lo largo de muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible de flejes de acero en alturas inferiores a 6m.

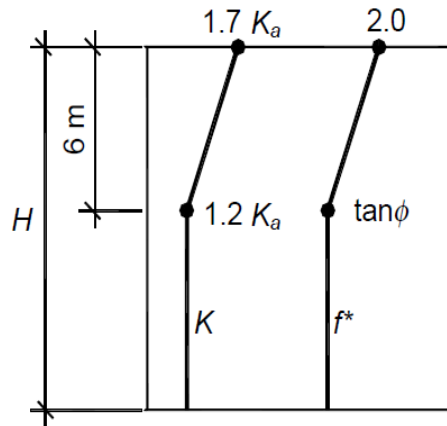


Figura 5.19 Variación coeficiente lateral de esfuerzos y adherencia suelo-refuerzo. Adaptada Runser et al. (2001).

La Figura 5.19 muestra las variaciones generadas en la adherencia suelo-refuerzo (f^*) y en el coeficiente de presión lateral de suelos (K) más cercanos a una condición de reposo, estas condiciones son generadas por el proceso de compactación de suelos que induce esfuerzos mediante la aplicación de cargas. En el capítulo 7 se realiza modificaciones y simulaciones en la dirección de poder modelar de manera efectiva el proceso de compactación.

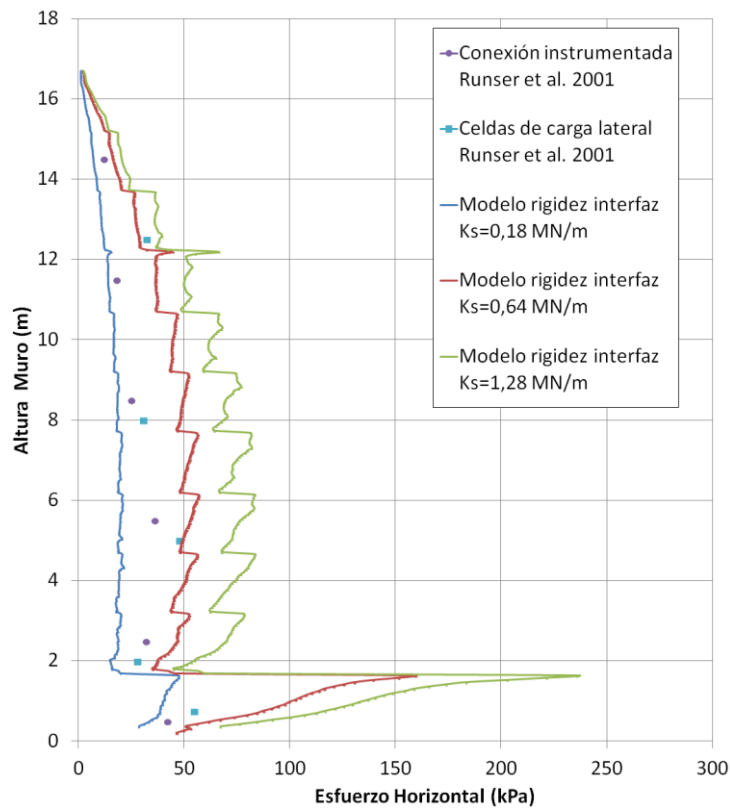


Figura 5.20 Empuje horizontal contra la fachada el muro para distintos valores de rigidez suelo-panel.

Para el empuje contra el muro mostrado en la Figura 5.20 puede observarse que las mediciones reportadas para el empuje contra el muro quedan acotadas dentro de los modelos realizados. Además puede notarse también un grado de similitud bastante alto para los dos valores de rigidez de la interfaz suelo-panel menores hasta la zona de empotramiento donde se produce un aumento repentino en el esfuerzo horizontal posiblemente afectado por las condiciones de rigidez que genera esa zona.

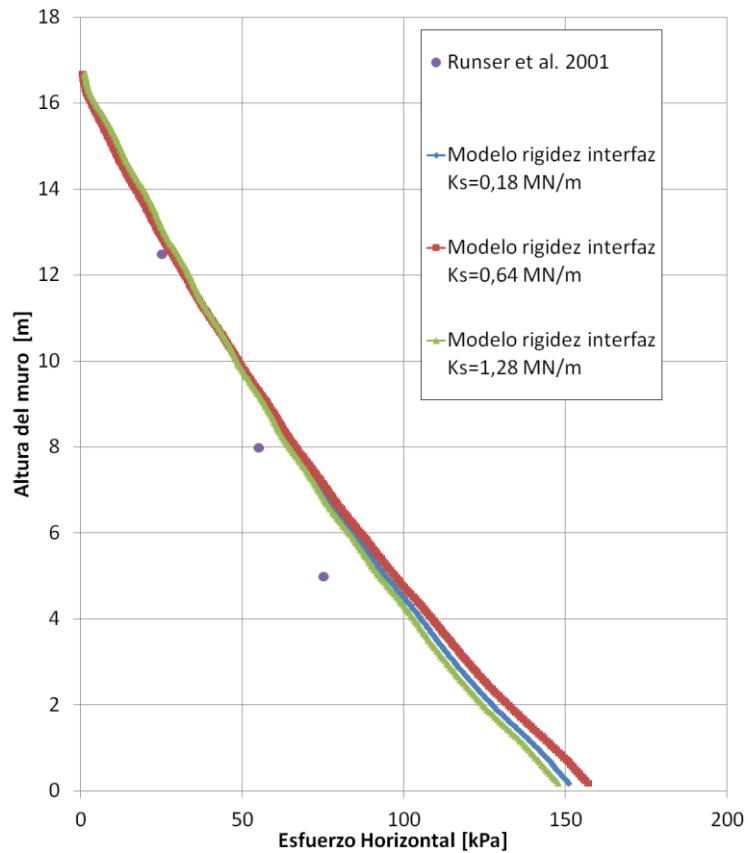


Figura 5.21 Empuje horizontal a 5.5m de la fachada el muro para distintos valores de rigidez suelo-panel.

El resultado del empuje horizontal a 5.5 m de la fachada es presentado en la Figura 5.21 muestra un ajuste prácticamente perfecto entre los modelos realizados y las mediciones en terreno. Es posible observar como las condiciones de borde no afectan el problema en mayor medida permitiendo obtener comparaciones pertinentes.

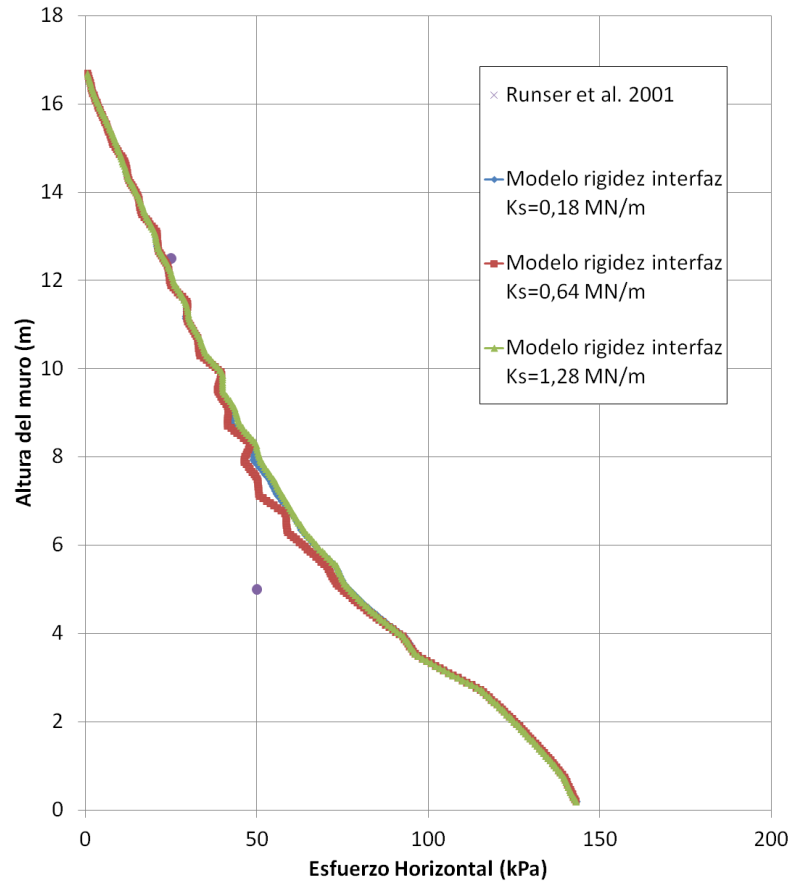


Figura 5.22 Empuje horizontal a 12m de la fachada el muro para distintos valores de rigidez suelo-panel.

El empuje horizontal a 12m de la fachada (Figura 5.22) muestra mínimas variaciones entre los modelos y valores que se ajustan a las mediciones reportadas en terreno. La distribución presenta un leve cambio de pendiente en los 3m próximos a la base del muro, esto se debe a que en esta zona las mediciones se realizan en suelo reforzado, mientras que, en la zona desde los 3m hasta los 16.7m las mediciones se realizan en la zona de contacto del suelo de relleno con el suelo de retención.

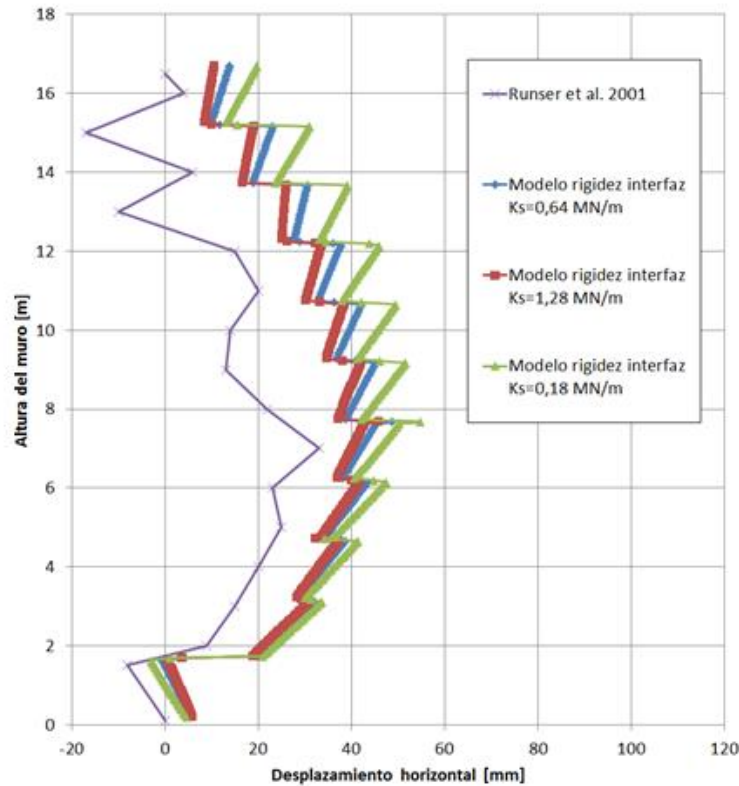


Figura 5.23 Deformaciones laterales para distintos valores de rigidez suelo-panel.

Las deformaciones laterales mostradas en la Figura 5.23 indican que la modelación realizada en esta investigación mediante el software GTS-NX es capaz de captar el comportamiento del muro en términos de desplazamiento horizontal de los paneles de fachada. En la zona de empotramiento se genera, al igual que lo observado por Runser et al.2001, un desplazamiento negativo (hacia la izquierda de la Figura 5.23), luego un incremento en las deformaciones laterales hasta un máximo que se encuentra en torno a los 7.5m tanto para la medición en terreno como para el modelo realizado en esta investigación. Posteriormente comienza una disminución de las deformaciones laterales hasta la cima del muro siendo notoria la similitud en términos de forma en todas las curvas, exceptuando algunas discontinuidades medidas de valores negativos de desplazamiento entre los 13 y 15m respectivamente.

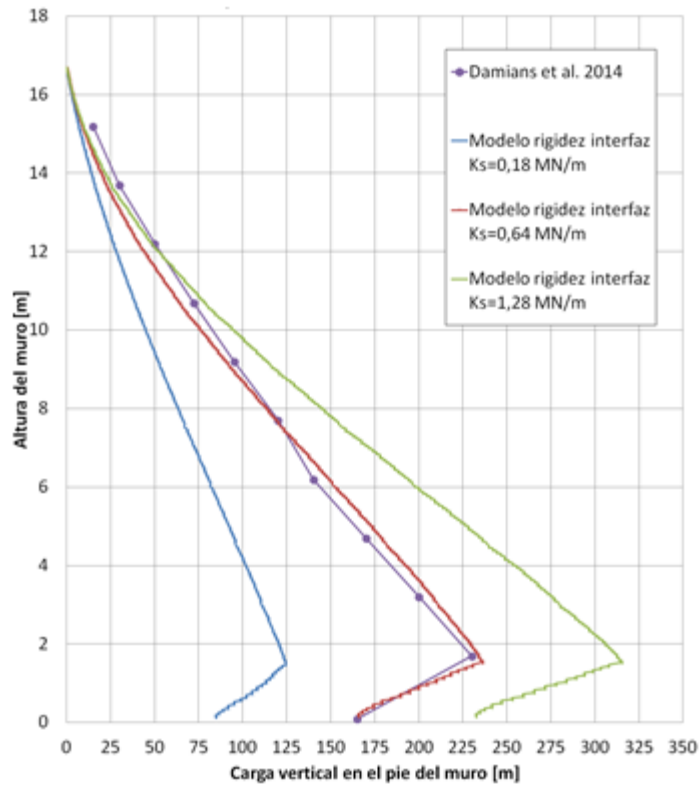


Figura 5.24 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada.

Finalmente la Figura 5.24 muestra una comparación entre la modelación realizada en esta investigación y la reportada por Damians et al.(2014). Para el caso de las cargas verticales asumiendo una rigidez $K_s=0,64$ MN/m observamos un alto grado de similitud. En terminos generales (cargas en los refuerzos, compresión 2do cojientes, cargas laterales) el modelo realizado presenta un alto grado de similitud con las mediciones realizadas por Runser et al. (2001); esto nos entrega un alto grado de confianza en cuanto a los resultados obtenidos por esta investigación.

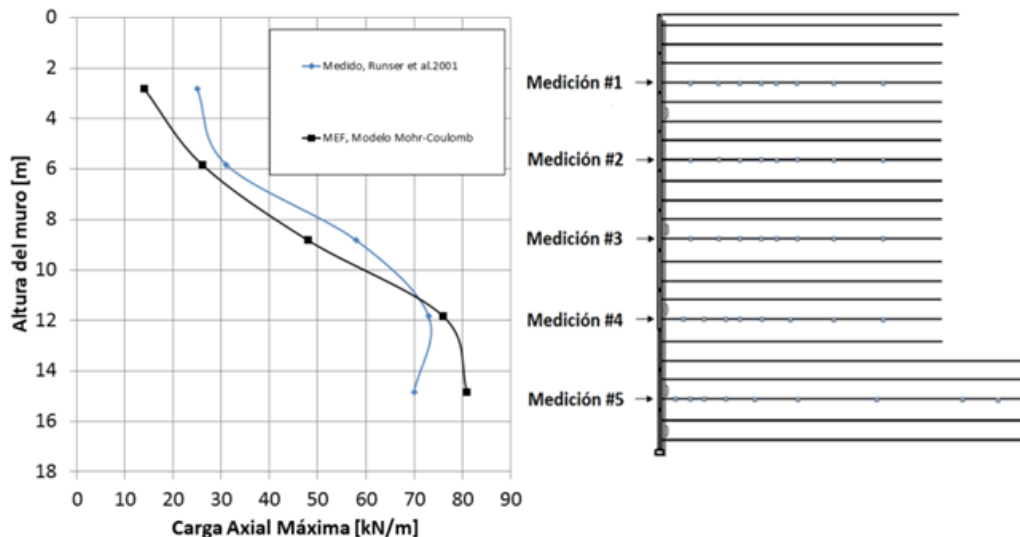


Figura 5.25 Comparación entre mediciones con elementos finitos.

La Figura 5.25 muestra la comparación de cargas máximas reportadas por las mediciones en terreno con el promedio de los tres modelos realizados con distintos valores de rigidez de corte de la interfaz suelo-panel. Los resultados muestran que el modelamiento predice de manera correcta las cargas máximas en los refuerzos instrumentados. La principal diferencia se aprecia en la zona superior del muro donde el modelamiento subestima el nivel de cargas; por este motivo en el capítulo 7 se realizarán modelos considerando el proceso de compactación con el objetivo de mejorar aún más los resultados entregados por el modelamiento.

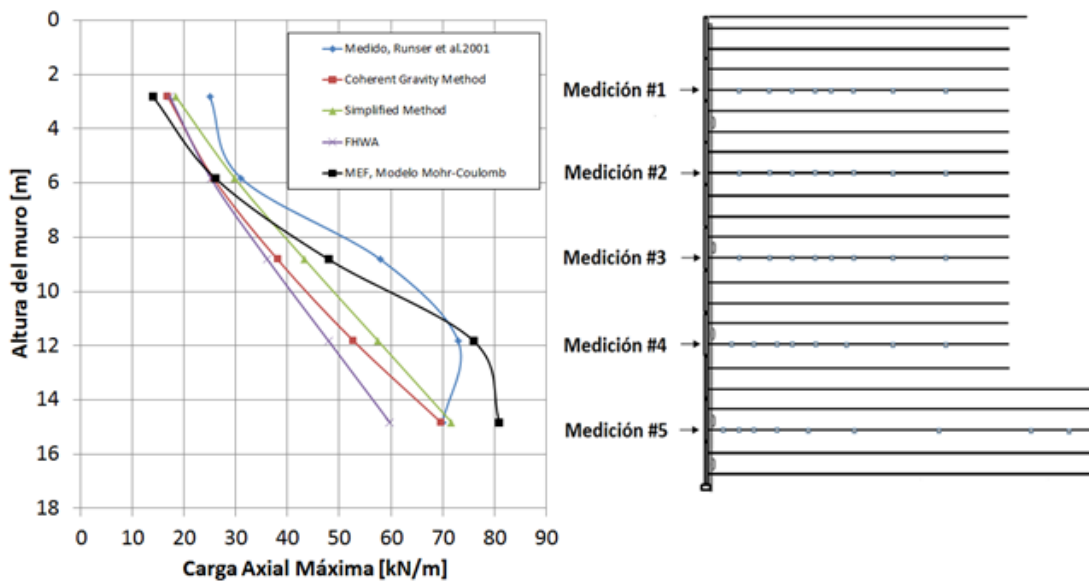


Figura 5.26 Comparación entre todos los métodos utilizados.

La Figura 5.26 muestra la comparación entre las mediciones en terreno, el modelamiento mediante elementos finitos y las metodologías de cálculo para la estabilidad interna desarrolladas en el capítulo 3. A partir de esta figura es posible observar como la linealidad de las metodologías de cálculo no son capaces de captar la variación de carga que se genera entre la medición #2 (Refuerzo 15) y la medición #3 (Refuerzo 11); variación que si es reproducida por el modelamiento mediante elementos finitos. No obstante las metodologías de cálculo proporcionan un resultado mas satisfactorio en la medición #5 (Refuerzo 3) en términos comparativos, además de ser rápidas y sencillas de utilizar. Con el objetivo de mejorar las predicciones en la medición #1 (Refuerzo 19) se analizará en el capítulo 7 diversos parámetros que afecten las cargas en los refuerzos debido al proceso de compactación.

6. Análisis de sensibilidad de parámetros en muro Minnow Creek

El objetivo principal de este capítulo es estudiar la influencia de distintos elementos en el comportamiento del muro mecánicamente estabilizado Minnow Creek, a partir de la validación realizada en el capítulo anterior. Es de gran interés para esta investigación poder cuantificar la influencia de parámetros que no son considerados en los métodos de cálculo semi-empíricos; como es el caso del suelo de fundación.

Diversos factores controlan el comportamiento de un muro mecánicamente estabilizado; incluyendo la altura del muro, sobrecargas permanentes y transitorias, distintas condiciones en el suelo de fundación, tipos de fachada con variadas inclinaciones, tipos de refuerzos y sus respectivos valores de rigidez, espaciamiento entre los refuerzos, características del suelo de relleno, esfuerzos inducidos en el suelo de relleno por el proceso de compactación y resistencia impuesta en el pie del muro mediante diversas configuraciones de empotramiento. En las décadas recientes, se han realizado diversas investigaciones tanto experimental como numéricamente con el propósito de determinar la preponderancia de cada uno de estos factores, así como su efecto combinado en el comportamiento de muros mecánicamente estabilizados.

Huang et al. (2010) estudiaron el efecto combinado de la rigidez en la interfaz entre paneles y la resistencia en el pie del muro utilizando el programa de diferencia finitas FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca 2005), encontrando que un aumento en la rigidez de la interfaz entre paneles y la rigidez del pie del muro genera una reducción en las cargas de los refuerzos. Ehrlich and Mirmoradi (2013) consideran el efecto de la rigidez de la fachada con una combinación de valores para la resistencia del pie del muro utilizando modelos realizados en elementos finitos. Estos estudios concluyeron que el efecto en las cargas de los refuerzos se debe más bien a esfuerzos de corte movilizado entre la base de los paneles de fachada y el suelo de fundación. Utilizando una analogía para el modelamiento de la interfaz entre los paneles de fachada y el suelo de fundación mediante resortes Bathurst et al. (2007) demostraron la influencia de la combinación de la rigidez de la fachada y la resistencia generada por el suelo de fundación en el pie del muro.

Considerando lo mencionado anteriormente, el análisis de sensibilidad abordará modificaciones en el suelo de fundación, rigidez de los refuerzos, rigidez de los cojinetes y modelamiento de la interfaz suelo-panel. Para llevar a cabo este análisis, consideraremos el modelo de elementos finitos realizado al Minnow Creek - el cual fue validado en el capítulo 5 - como base para realizar las modificaciones de los parámetros y de esta forma analizar su influencia en la respuesta global. De esta manera un análisis de sensibilidad, nos permitirá cuantificar las variaciones en el estado de carga de los distintos elementos estructurales.

6.1. Rigidez del suelo de fundación

Los métodos de cálculo semi-empíricos mencionados en el capítulo 3, basan su análisis en el supuesto que un muro mecánicamente estabilizado es construido en un suelo de fundación competente que restringe los asentamientos de manera que estos sean los menores posibles.

El análisis realizado mostrará 3 tipos de suelo de fundación; el caso base que corresponde a un módulo de elasticidad del suelo de fundación de 110 MPa y dos modificaciones, un suelo rígido representado por un módulo de elasticidad de 1100 MPa y un suelo blando representado por un módulo de elasticidad de 11MPa.

De los resultados obtenidos, cabe mencionar que tal como se esperaba, la disminución en el modulo de rigidez afecta directamente los asentamientos del muro existiendo una directa relación entre el asentamiento final en el pie del muro y la rigidez del suelo de fundación (27 mm para el caso $E=110$ MPa en comparación con 290 mm en el suelo de fundación más blando $E=11$ MPa).

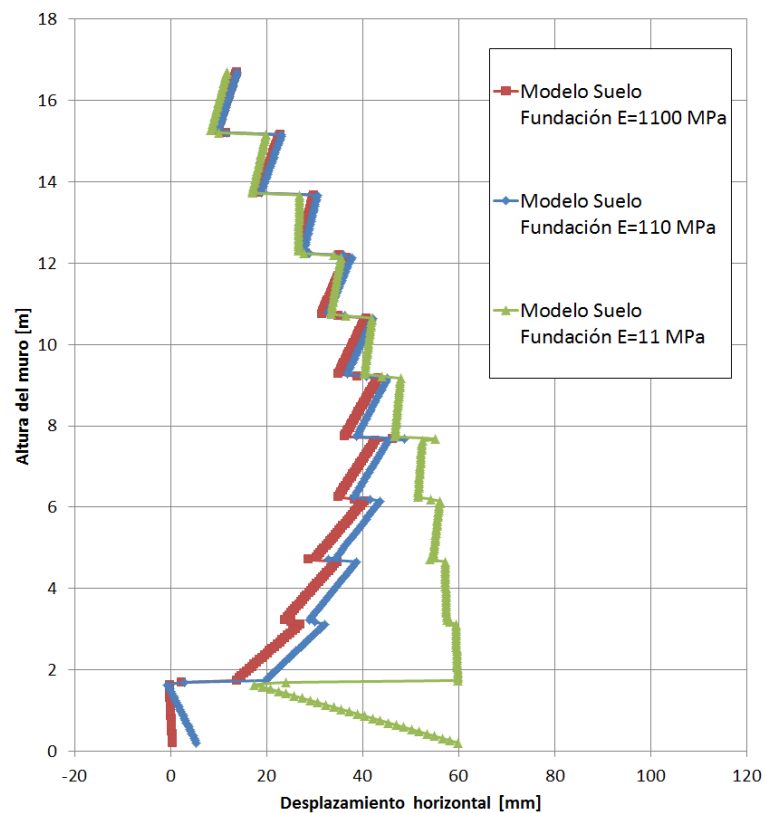


Figura 6.1 Deformación lateral de la fachada para distintos suelos de fundación.

La deformación lateral observada en la Figura 6.1 muestra una leve modificación en términos del desplazamiento horizontal cuando el módulo de elasticidad del suelo de fundación asume un orden de magnitud mayor en comparación al caso base ($E=1100$ MPa). Esto indica que el modelamiento realizado al Minnow Creek ($E=110$ MPa) corresponde a un suelo competente para resistir las deformaciones laterales. Por otro

lado, al disminuir el módulo de elasticidad del suelo de fundación en un orden de magnitud con respecto al caso base ($E= 11 \text{ MPa}$) - lo que correspondería más bien a un suelo compresible - el aumento de las deformaciones laterales se hace visiblemente más notorio en la zona de empotramiento del muro, que es donde existe un contacto directo entre el suelo de fundación y el muro propiamente tal. La influencia de este suelo más compresible triplica las deformaciones laterales a una altura de 1.5m aproximadamente, posteriormente decrece convergiendo al comportamiento de los otros suelos de fundación.

Para el caso de las deformaciones laterales, las mayores diferencias se encuentran más cerca de la zona de empotramiento del muro, donde estas deformaciones se ven fuertemente afectadas por el suelo más compresible. En el caso de las cargas verticales en los paneles de fachada existe un aumento significativo de cargas a medida que el suelo de fundación se vuelve más compresible.

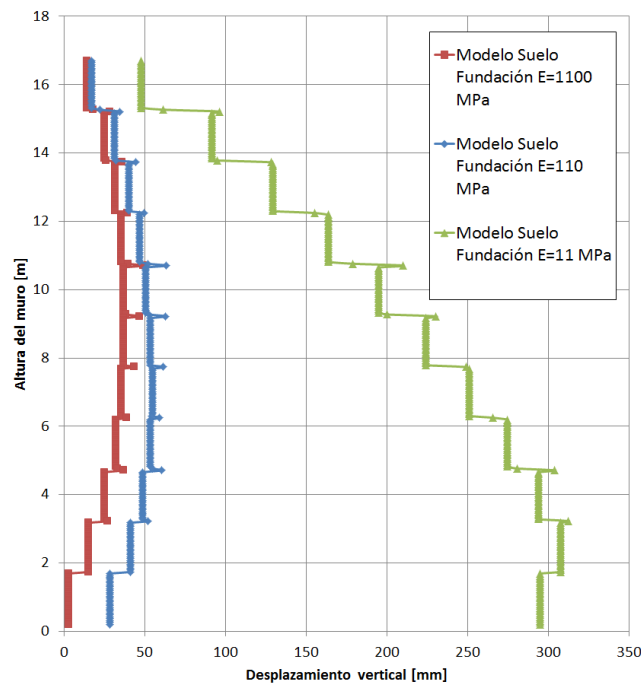


Figura 6.2 Asentamientos de la fachada para distintos suelos de fundación.

Los asentamientos mostrados en la Figura 6.2 corresponden al desplazamiento vertical de la fachada para distintos valores del módulo de elasticidad del suelo de fundación. Como era esperable, el suelo con menor módulo de elasticidad presentó los mayores asentamientos y, tal como se mencionó anteriormente, los valores de los asentamientos en el pie del muro se relacionan directamente con el módulo de elasticidad del suelo de fundación. Los valores de los asentamientos, desde el más rígido al más compresible, corresponden a 3mm, 28mm y 285mm, respectivamente.

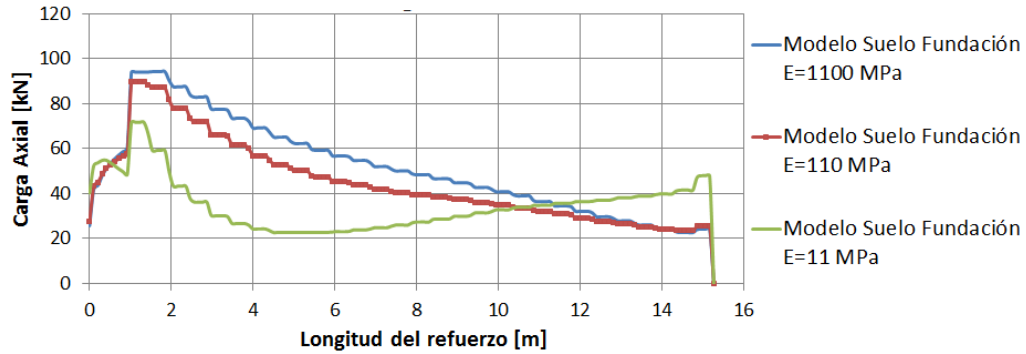


Figura 6.3 Cargas en el refuerzo 3 para distintos suelos de fundación.

Las cargas en el refuerzo 3 (Figura 6.3) muestran la directa influencia del suelo de fundación en el refuerzo de referencia más cercano a la base. Es posible notar la disminución de carga que toma el refuerzo 3 en la condición de suelo de fundación más compresible. A su vez, existe un aumento de cargas menor para el caso de suelo más rígido.

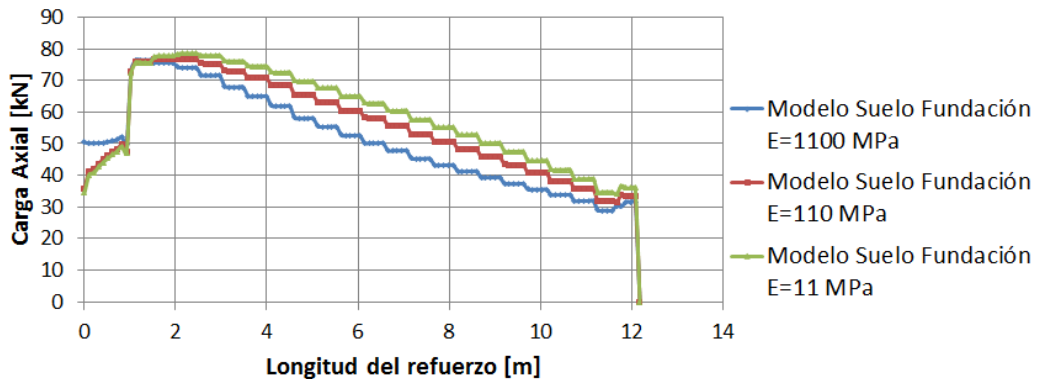


Figura 6.4 Cargas en el refuerzo 7 para distintos suelos de fundación.

La distribución de cargas para el refuerzo 7 (Figura 6.4) muestra como se invierte el estado de cargas, con respecto al refuerzo 3, para los distintos suelos de fundación. El suelo de fundación más rígido presenta un mayor valor de carga desde la conexión hasta el primer metro de longitud del refuerzo. Posteriormente, la distribución de carga disminuye de mayor manera que en los otros casos. En el caso del suelo más compresible, se observa una distribución semejante al caso base en el primer metro de longitud del refuerzo, para posteriormente reportar los mayores valores de carga axial.

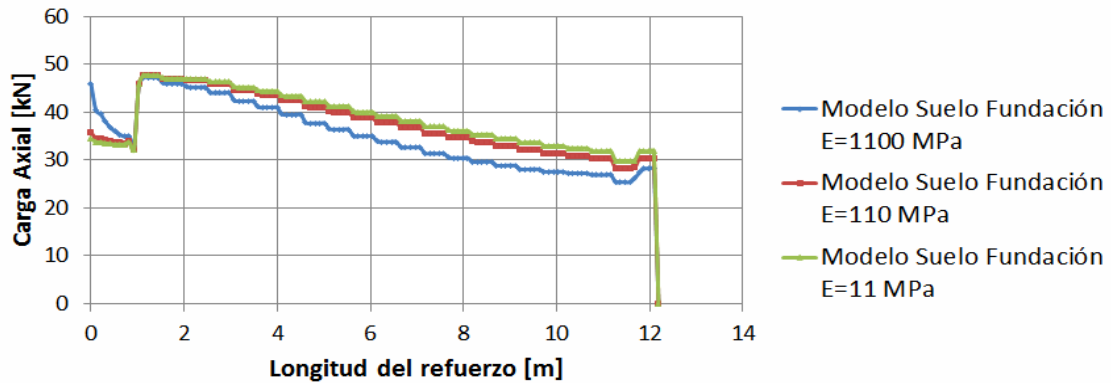


Figura 6.5 Cargas en el refuerzo 11 para distintos suelos de fundación.

La Figura 6.5 muestra la distribución de cargas para el refuerzo 11. En este caso es posible observar como la distribución para los tres casos de suelo de fundación estudiados, presenta una similitud apreciable a partir de lo cual se puede concluir que el efecto del suelo de fundación comienza a tener menor importancia en los refuerzos más cercanos a la superficie.

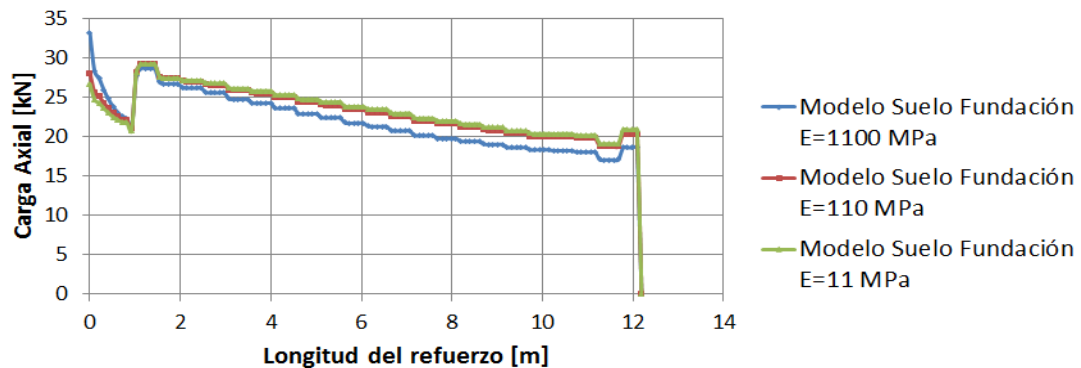


Figura 6.6 Cargas en el refuerzo 15 para distintos suelos de fundación.

La distribución de cargas para el refuerzo 15 (Figura 6.6) muestra un elevado grado de similitud para los distintos casos de suelo de fundación. La única diferencia se aprecia en el valor de la carga en la conexión para el suelo más rígido el cual es mayor que en los otros dos casos.

La influencia de la rigidez del suelo de fundación en las cargas de refuerzos tiene mayor efecto en los refuerzos más cercanos a la base. Para el caso del suelo de fundación mas compresible existe un aumento de carga en la conexión en comparación a los suelos de fundación más rígidos, luego un comportamiento que se asemeja en términos de forma hasta los 6m aproximadamente donde vuelve a tener una tendencia creciente. Las cargas en los refuerzos superiores muestran que el suelo de fundación no influye en el estado de cargas de los refuerzos de manera prioritaria. Pueden observarse leves aumentos en las cargas de las conexiones para el suelo de fundación con mayor rigidez.

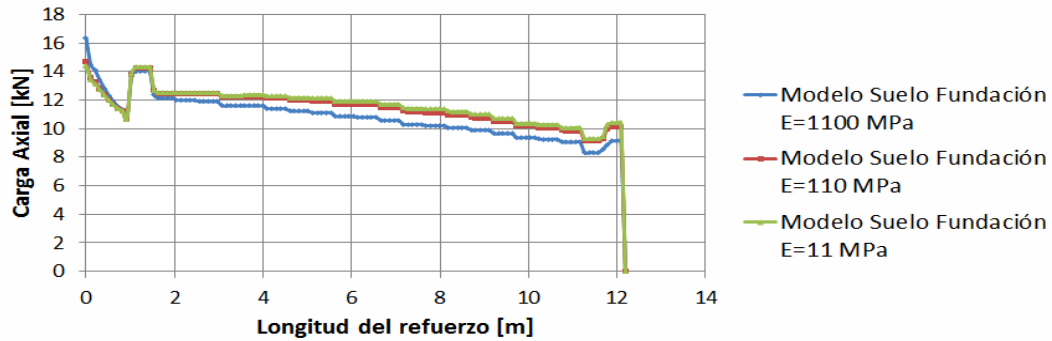


Figura 6.7 Cargas en el refuerzo 19 para distintos suelos de fundación.

Las cargas en el refuerzo 19 (Figura 6.7) presentan la tendencia antes mencionada por los refuerzos, donde las distribuciones de cargas muestran una gran similitud entre los distintos suelos de fundación evaluados.

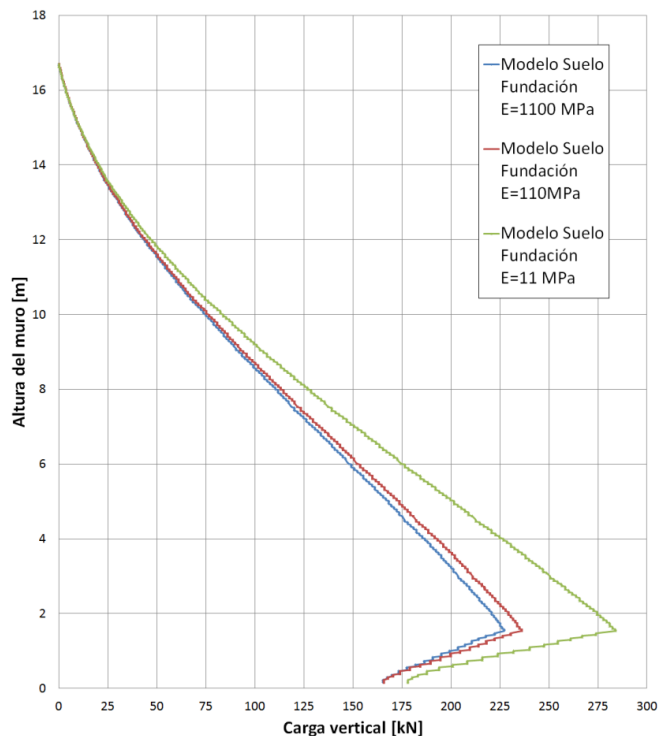


Figura 6.8 Carga vertical sobre los paneles de fachada para distintos suelos de fundación.

La distribución de cargas verticales sobre los paneles de fachada mostrada en la Figura 6.8 muestra una directa relación entre la compresibilidad del suelo y las cargas que soportan los paneles de fachada. Este comportamiento, donde la carga que toman los paneles aumenta cuando decrece el modulo de elasticidad del suelo de fundación, ha sido reportado con anterioridad por Damians et al.(2013). Este estudio realiza un análisis paramétrico de las cargas verticales sobre los paneles de fachada, en el que se muestra la sensibilidad de las cargas verticales al ser modificado el valor de la rigidez del suelo de fundación.

6.2. Rigidez del refuerzo

Los muros mecánicamente estabilizados pueden ser construidos con diversos tipos de refuerzos, como se describió en el Capítulo 2, estos pueden considerarse desde tiras de acero inextensible con una gran resistencia hasta geosintéticos con un alto grado de flexibilidad.

El modelamiento en este apartado se realizó considerando el caso base de la modelación realizada en el capítulo 5, donde se utilizan refuerzos de acero con un módulo de elasticidad $E=210$ GPa y distintas áreas para representar la rigidez axial equivalente como muestra la Tabla 5.2. Los resultados mostrados a continuación corresponden a dos reducciones en el orden de magnitud del módulo de elasticidad (E) de los refuerzos, considerando como punto de partida el caso base ($E=210$ GPa), el segundo caso con un módulo de elasticidad $E=21$ GPa que puede representar un geosintético de alta resistencia y el tercer caso corresponde a un refuerzo con un módulo de elasticidad $E= 2.1$ GPa (Abdelouhab et al. 2010) que supone un típico valor de refuerzo de geosintéticos.

La influencia de la rigidez del refuerzo en el comportamiento global de muros mecánicamente estabilizados ha sido reportada por diversos autores (Hatami et al., 2006; Kibria et al., 2013; Damians et al., 2015 y Mirmoradi and Ehrlich 2016), mostrando entre los resultados más importantes la directa relación existente entre la rigidez del refuerzo y la deformación lateral que experimentan los muros. Considerando que los refuerzos son el elemento fundamental en el desempeño satisfactorio de estas estructuras, se ha intentado establecer, a través del contraste entre modelos numéricos y observaciones realizadas tanto en modelos a escala como muros mecánicamente estabilizados debidamente construidos e instrumentados, los diversos estados de cargas que se generan en los refuerzos considerando distintos tipos de materiales de refuerzo.

Con respecto a las cargas en los refuerzos es posible indicar que la magnitud está directamente relacionada con el valor de la rigidez axial de sus componentes. Es importante apreciar también la relación inversa que existe en cuanto a cargas en las conexiones, es decir, a menor rigidez axial de los refuerzos, mayor será la carga en las conexiones. Esto último posiblemente se deba a la gran deformación lateral que inducen los refuerzos de menor rigidez.

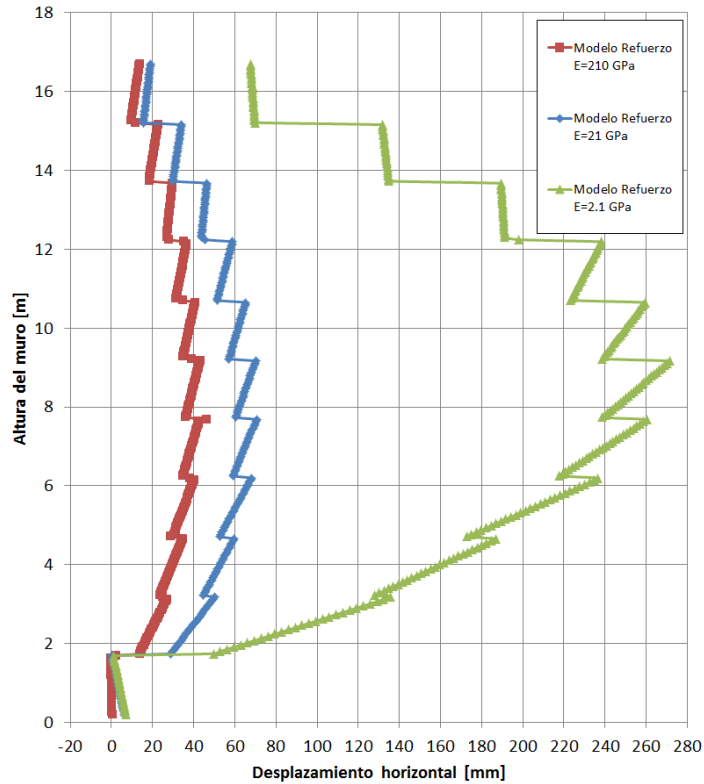


Figura 6.9 Deformación lateral para distintos tipos de refuerzos.

La Figura 6.9 muestra la deformación lateral para distintos tipos de refuerzos, donde es posible observar como la disminución en la rigidez del refuerzo tiene una directa relación con la deformación lateral que experimenta el muro. En el caso del modelo con módulo de elasticidad $E=21$ GPa, el desplazamiento lateral máximo corresponde a 70mm aproximadamente. Esto corresponde a un aumento aproximado del 35% en comparación con el caso base en que se utiliza un refuerzo más rígido. Para el modelo realizado con el refuerzo de menor rigidez $E=2.1$ MPa, el incremento en las deformaciones laterales se amplifica de manera drástica llegando a un máximo de 270mm. Esto sugiere que este tipo de refuerzo no es lo suficientemente competente para resistir las cargas del sistema. Por lo tanto, para realizar un diseño satisfactorio con un refuerzo de esta rigidez, posiblemente sea necesario disminuir de manera considerable el espaciamiento entre los refuerzos.

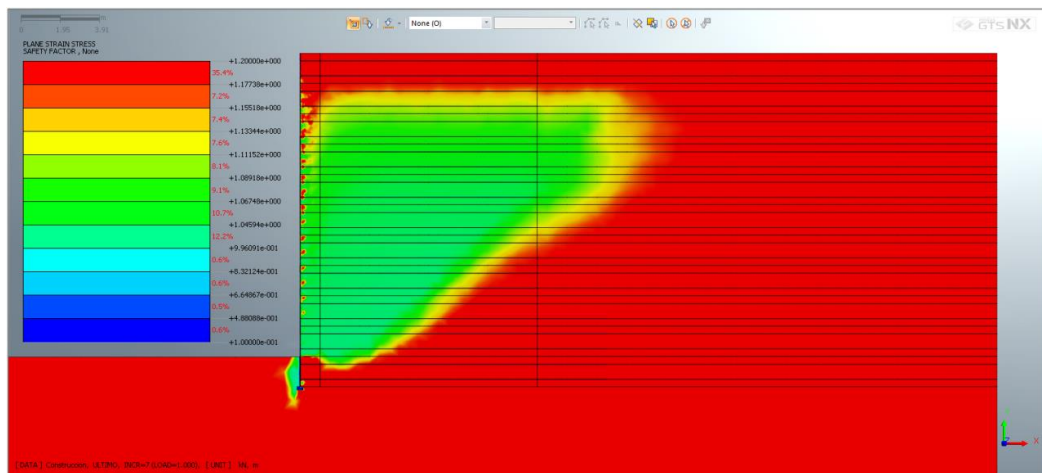


Figura 6.10 Superficie de falla, caso refuerzo E=2.1GPa.

La Figura 6.10 muestra la superficie de falla que se genera cuando se utilizan refuerzos con una rigidez inadecuada para el estado de carga que afecta al sistema. Dicha superficie de falla puede apreciarse en las zonas en verde, la cual se ajusta a la noción clásica de superficie de falla descrita por Rankine (1857).

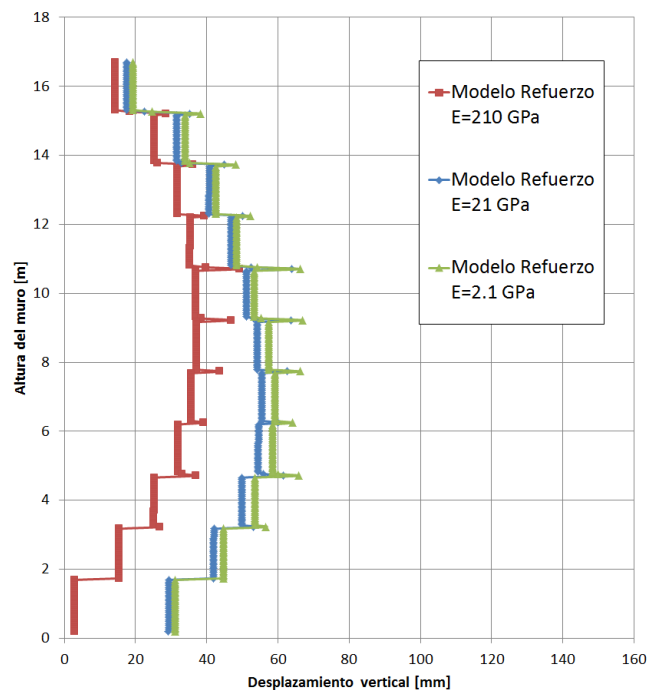


Figura 6.11 Asentamientos de la fachada para distintos refuerzo.

Los asentamientos mostrados en la Figura 6.11 muestran la nula influencia de la rigidez de los refuerzos en los desplazamientos verticales que experimenta la fachada del muro. Esto muestra cómo no existe relación entre el desplazamiento lateral y los asentamientos para el caso de la rigidez del refuerzo.

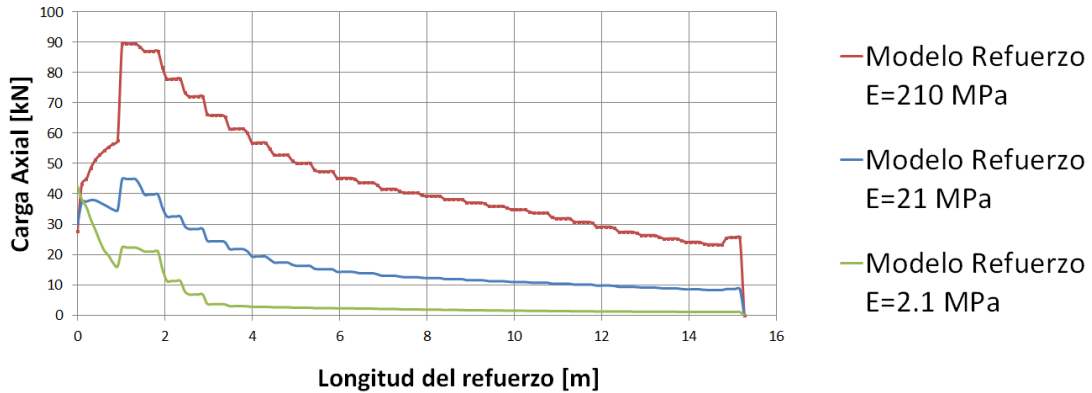


Figura 6.12 Cargas en el refuerzo 3 para distintos refuerzos.

Las cargas en el refuerzo 3 (Figura 6.12) muestran diferencias significativas en los niveles de carga. En el caso de las cargas en las conexiones no se aprecian diferencias significativas entre los modelos. Sin embargo, los niveles de cargas se ven influenciados por la rigidez del refuerzo, mostrando una directa relación entre la rigidez del refuerzo y la carga soportada.

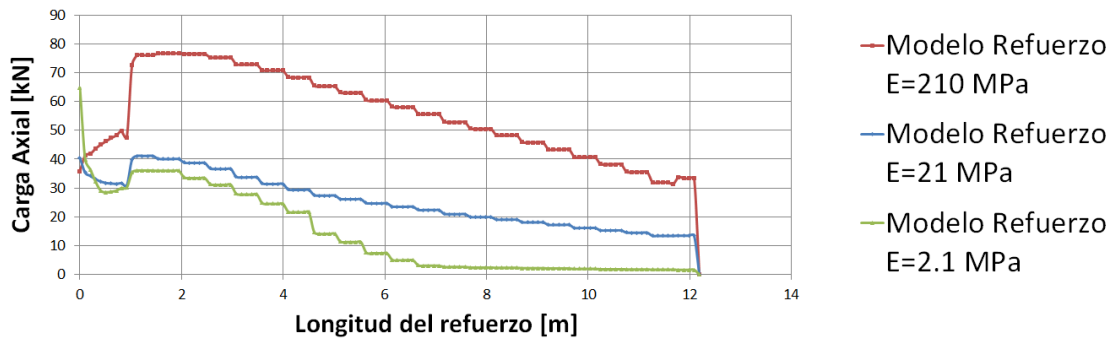


Figura 6.13 Cargas en el refuerzo 7 para distintos refuerzos.

La distribución de cargas para el refuerzo 7 (Figura 6.13) muestra cómo las cargas en las conexiones aumentan en relación inversa a la rigidez de los refuerzos. Posteriormente, la distribución de cargas disminuye en el caso de los refuerzos de menor rigidez. Por otro lado, se observa cómo la tendencia de los refuerzos de menor rigidez se asemeja en el rango de 1 a 4m de longitud del refuerzo.

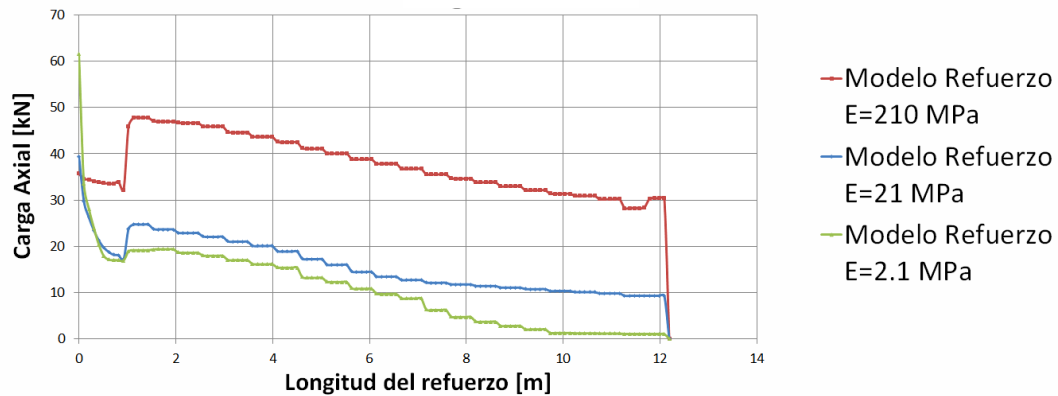


Figura 6.14 Cargas en el refuerzo 11 para distintos refuerzos.

La Figura 6.14 muestra la distribución de cargas para el refuerzo 11. A partir de esta figura es posible mencionar cómo la diferencia en las cargas en la conexión aumenta. Para el caso del modelo con menor rigidez, la conexión aumenta a prácticamente el doble con respecto al modelo con refuerzo más rígido. Finalmente, las cargas para los dos refuerzos de menor rigidez disminuyen en comparación al caso de refuerzo más rígido, asemejando su comportamiento.

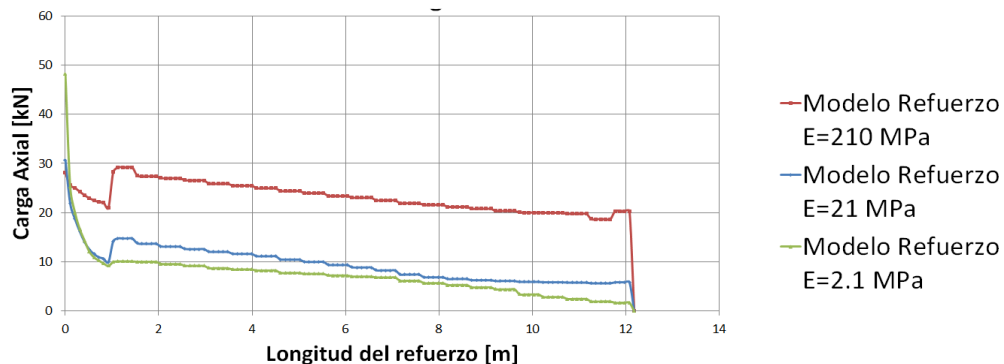


Figura 6.15 Cargas en el refuerzo 15 para distintos refuerzos.

La distribución de cargas para el refuerzo 15 (Figura 6.15) muestra la misma tendencia que los refuerzos descritos anteriormente. Estas diferencias se aprecian en las cargas en las conexiones, las que luego decrecen rápidamente en los casos de refuerzo con menor rigidez para posteriormente asemejar su distribución de cargas.

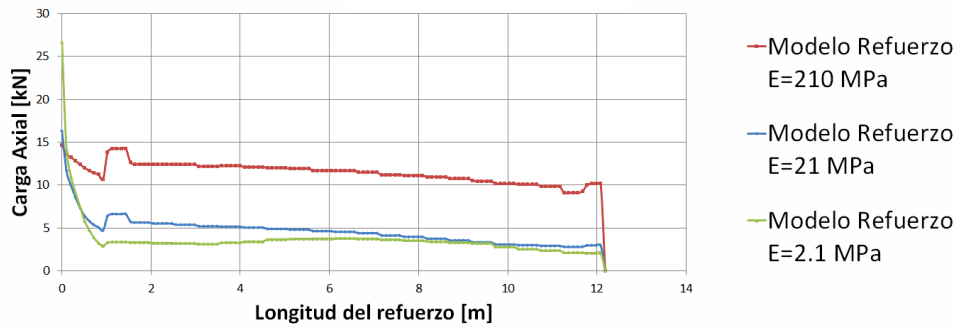


Figura 6.16 Cargas en el refuerzo 19 para distintos refuerzos.

Las cargas en el refuerzo 19 (Figura 6.16) muestran la misma tendencia que las distribuciones mencionadas anteriormente.

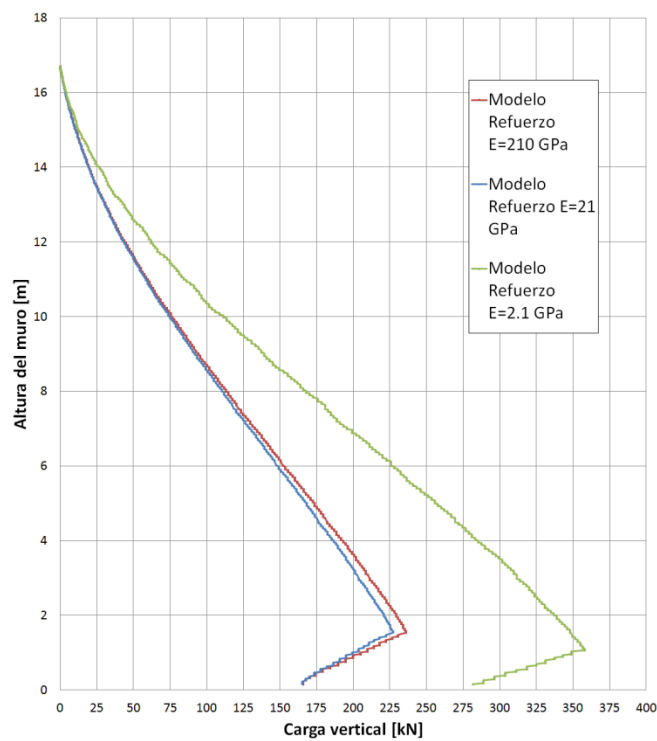


Figura 6.17 Carga vertical sobre los paneles de fachada para distintos refuerzos.

La distribución de cargas verticales mostradas en la Figura 6.17 muestra una particularidad bastante interesante de analizar. Se trata de una leve disminución de las cargas verticales en los paneles de fachada en el caso del refuerzo de rigidez intermedia en comparación con el caso base de refuerzo más rígido. Esto puede explicarse considerando que la rigidez del suelo de relleno puede asemejarse más con la de la rigidez del refuerzo intermedio, produciendo así un movimiento solidario entre el bloque de suelo reforzado y los paneles. Para el caso del refuerzo menos rígido se aprecia un aumento considerable de las cargas verticales a lo largo de los paneles de fachada.

6.3. Rigidez de los cojinetes

La funcionalidad de los cojinetes consiste básicamente en transmitir las cargas verticales entre los paneles de hormigón, permitir posibles asentamientos diferenciales entre el suelo utilizado para el refuerzo y los paneles de hormigón y, por último, prevenir el contacto entre dichos paneles. Por lo tanto, mantener un espaciamiento adecuado es clave para el diseño de este tipo de estructuras.

En la última década diversos autores han intentado cuantificar el espaciamiento de los cojinetes. Choufani et al. (2011) reportó 20mm de espaciamiento para un muro de 20 m de alto construido con cojinetes de 25 mm de espesor. Berg et al. (2009) por su parte, estableció recomendaciones de espaciamiento mínimo que se constituyen en torno a los 12mm.

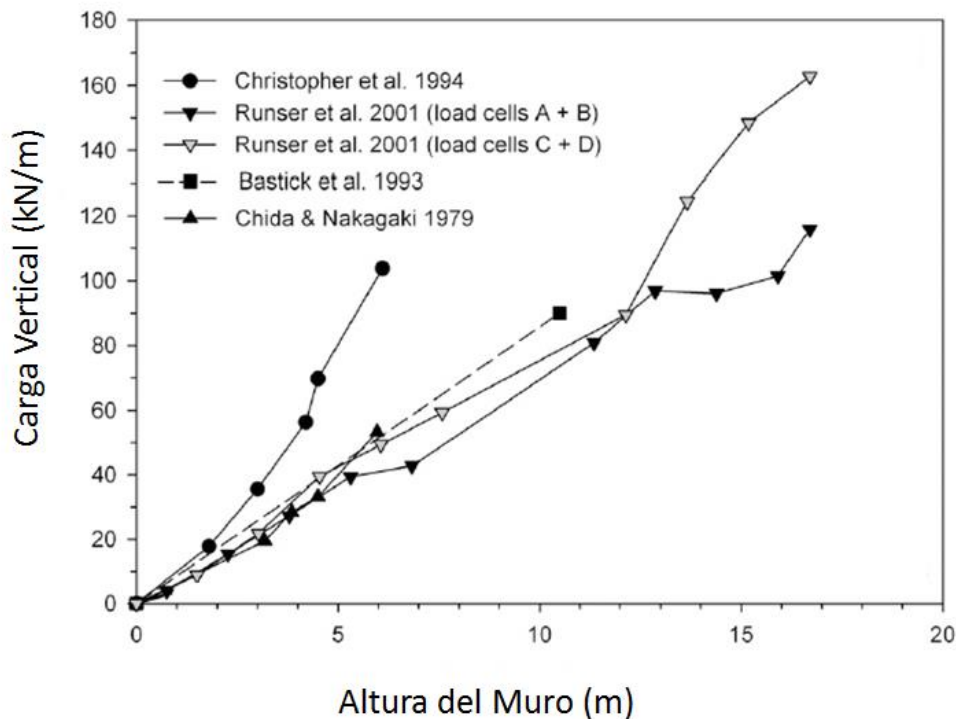


Figura 6.18 Cargas verticales en la base del muro medidas en muros instrumentados (Adaptada Damians et.al 2013).

Los paneles de fachada son un importante elemento estructural dentro de los muros mecánicamente estabilizados. Deben diseñarse para cargas mayores a su peso propio. Damians et al. (2013) recopilaron información de una serie de muros mecánicamente estabilizados con refuerzo de acero inextensible y encontró que el rango medido para el factor de carga vertical (carga total dividido el peso propio) oscila entre 2 y 4 aproximadamente (Figura 6.18). Este nivel de cargas se produce por la suma de cargas generadas en la interfaz de corte suelo-panel, la contribución de la carga vertical de la conexión refuerzo-panel y el peso propio de los paneles (Figura 6.19).

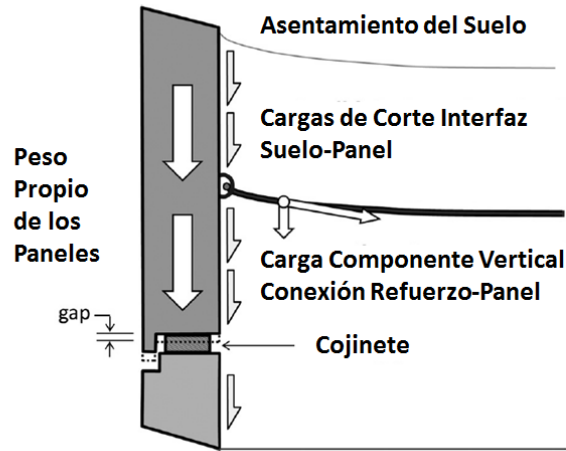


Figura 6.19 Descomposición de cargas verticales aplicadas a la fachada del muro (Damians et.al 2016).

Para analizar la influencia de los cojinetes se someterá a ensayos de compresión a los cojinetes mostrados en la Figura 6.20 utilizando los montajes implementados en la Figura 6.21 a una velocidad de carga de 1mm/min (DICTUC, 2009). Los ensayos realizados a las muestras N°1, N°2, N°3 y N°5 fueron efectuados con platos de compresión de áreas superiores a las muestras. El ensayo N°4 se efectuó con un plato superior de ancho 3mm inferior al ancho de la muestra y 3mm de longitud inferior al largo de la muestra. El ensayo N°5 se efectuó con dos cojinetes superpuestos

Las muestras N°1, N°2, N°3 y N°4 tienen un espesor común de 20 mm y distintas áreas de contacto. La muestra N°5 tiene un espesor de 30mm

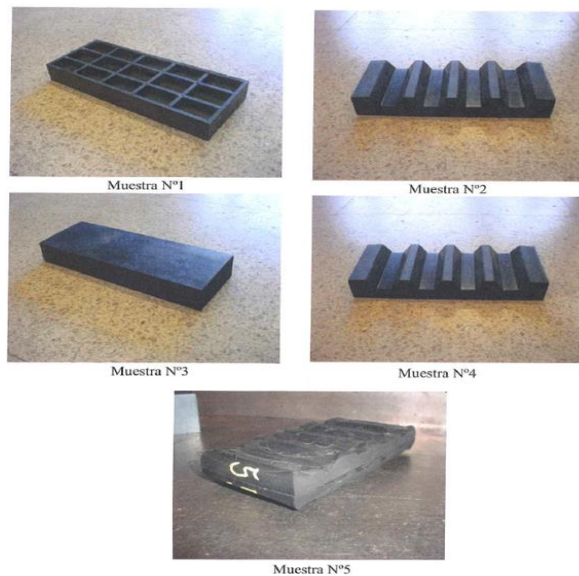


Figura 6.20 Tipos de cojinetes sometidos a ensayos, DICTUC 2009.



Montaje de ensayo de muestra N°1



Montaje de ensayo de muestra N°2



Montaje de ensayo de muestra N°4

Figura 6.21 Montajes realizados a cojinetes de prueba, DICTUC 2009.

Los resultados de los ensayos de compresión son mostrados en la Figura 6.22 donde es posible observar la directa relación que existe entre el área de contacto y la deformación que experimentan los distintos cojinetes. Es interesante notar la gran no-linealidad de la curva, presentando un tramo de rápida compresión ante cargas menores y posteriormente un aumento de rigidez cuando el nivel de deformación ha superado el 40-45% de su espesor inicial. Para esta investigación consideraremos la muestra N°3 la cual tiene un espesor de 20mm y un área de contacto de 90 cm².

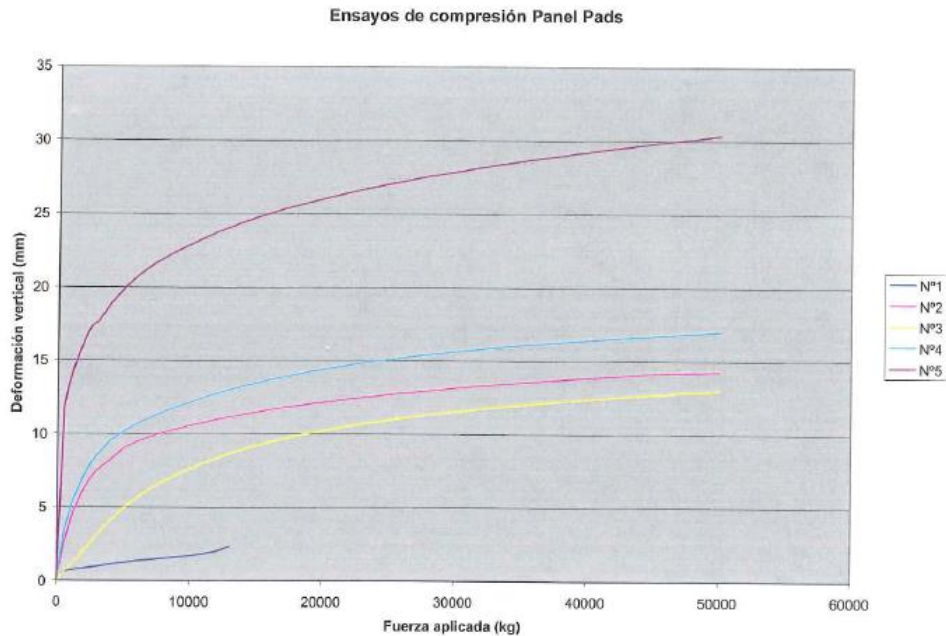


Figura 6.22 Resultados ensayos realizados para diferentes muestras de cojinetes, DICTUC 2009.

La muestra N°3 es implementada en el modelo simulando en un caso la condición de un cojinete por junta entre paneles de fachada y en el otro caso cuatro cojinetes por junta. Esta rigidez axial a la compresión queda descrita mediante la Figura 6.22 donde se observa el comportamiento fuerza-deformación para cada una de las condiciones implementadas en el análisis.

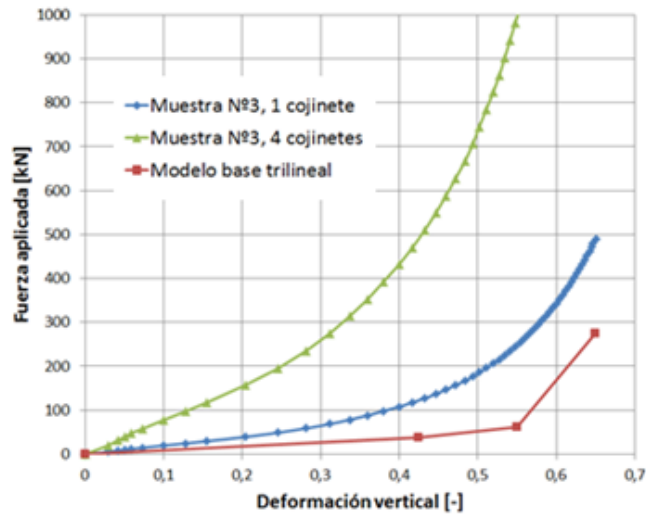


Figura 6.23 Comportamiento fuerza-deformación para 3 condiciones de cojinetes.

Los resultados obtenidos para la compresión cojinete n°2 en el modelo realizado en el Capítulo 5 fueron comparados con las compresiones obtenidas por los cojinetes de la muestra N°3 implementadas de las dos formas anteriormente descritas (Figura 6.23).

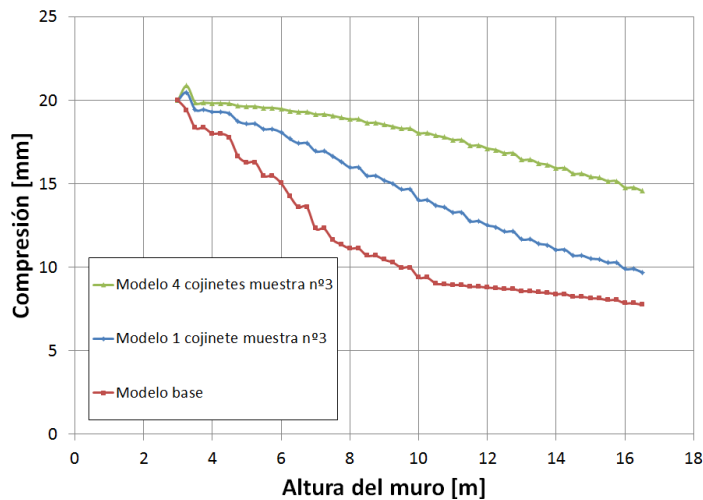


Figura 6.24 Comparación compresión 2do cojinete durante el proceso constructivo.

Los resultados de la compresión del cojinete n°2 (Figura 6.24) muestran variaciones significativas para el caso de un cojinete de la muestra N°3, donde se aprecia un comportamiento de deformación continua alcanzando similares niveles de compresión con respecto al modelo base al término de la construcción. En el caso del modelo con 4 cojinetes de la muestra N°3 el aumento de rigidez axial es notorio, lo que reduce la compresión final en un 50% aproximadamente.

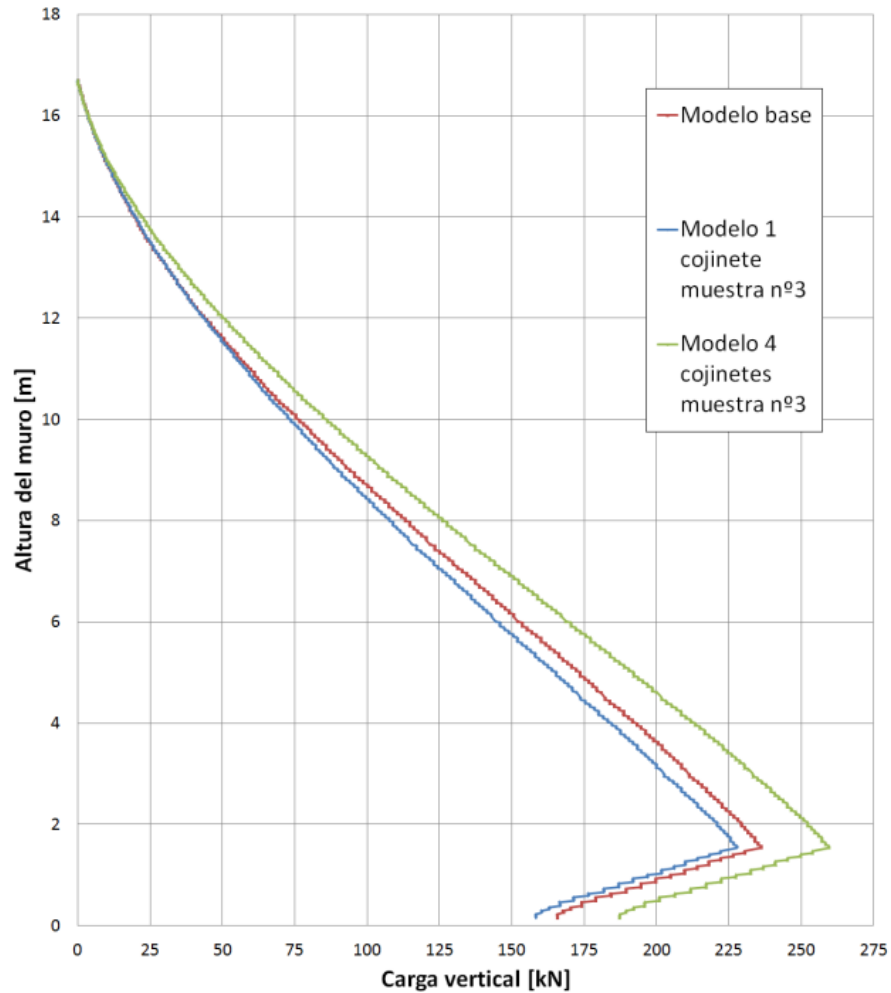


Figura 6.25 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada.

La Figura 6.25 muestra las cargas verticales en los paneles de fachada para las distintas configuraciones de cojinetes entre paneles, donde es posible observar variaciones menores en torno a la carga vertical reportada al término de la construcción. Como era esperable la configuración de cojinetes más rígida presenta los mayores niveles de carga vertical sobre los paneles de fachada.

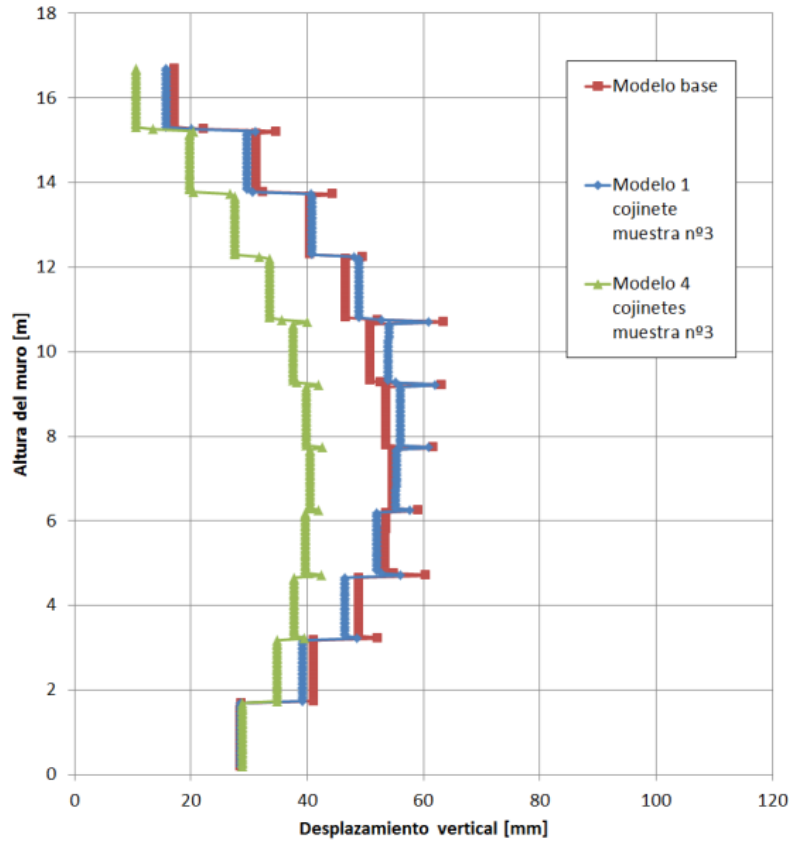


Figura 6.26 Asentamiento para distintos tipos de cojinetes.

Los resultados de los asentamientos son mostrados en la Figura 6.26 donde se observa la reducción del desplazamiento vertical de la fachada, que genera una condición más rígida de cojinetes. Como es de suponer, a través de los resultados de cargas verticales y asentamientos en la fachada, mayores cargas verticales generan mayores asentamientos en la fachada del muro.

6.4. Refinamiento del mallado

Los resultados entregados por el modelamiento realizado en elementos finitos depende en gran medida de la cantidad de nodos utilizados en el modelamiento. En el Capítulo 5 se mostraron los resultados obtenidos en el modelo con un mallado optimizado en la zona de refuerzo (Figura 6.27a). En esta sección se compara los resultados obtenidos por dicho modelo con los que entrega un mallado refinado en la zona de refuerzo (Figura 6.27b). Realizar un modelo con una cantidad considerablemente mayor de nodos, a priori, entregará mejores resultados. Sin embargo el tiempo de cálculo y los problemas de convergencia tienden a aumentar. Por lo tanto verificar un óptimo mallado es parte importante en el modelamiento mediante elementos finitos.

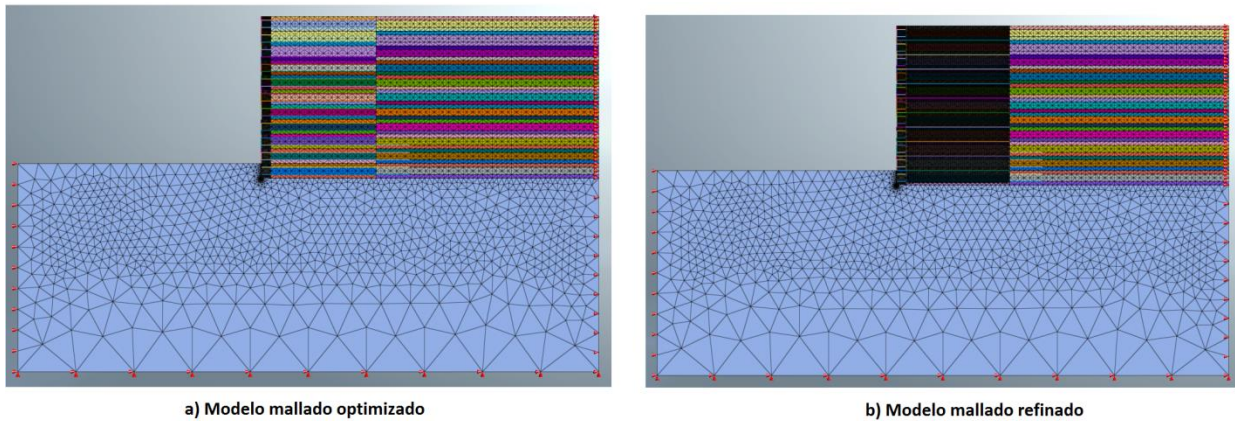


Figura 6.27 Modelos implementados con distinto número de nodos

Para mostrar la diferencia en los resultados de los elementos estructurales entre modelos utilizando una cantidad de nodos diferente (Figura 6.28), se realizará un mallado más fino en la zona de refuerzo, de manera de cuantificar la variación en los resultados entregados por los modelos.

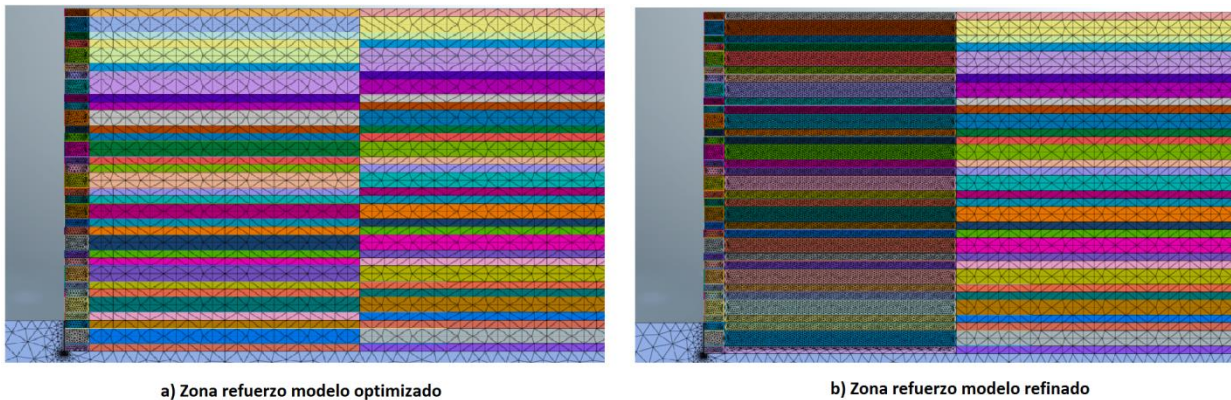


Figura 6.28 Zona de refuerzo ampliada

Tabla 6.1 Resumen número de nodos y tiempo de cálculo

Parámetros	Modelo mallado optimizado	Modelo mallado refinado
Número de nodos [-]	9648	31322
Tiempo de cálculo [s]	1309	181

Los resultados obtenidos en esta sección muestran como la diferencia en el número de nodos aumenta de manera considerable el tiempo de cálculo (Tabla 6.1) entre cada uno de los modelos. Sin embargo los resultados obtenidos no muestran mayores diferencias

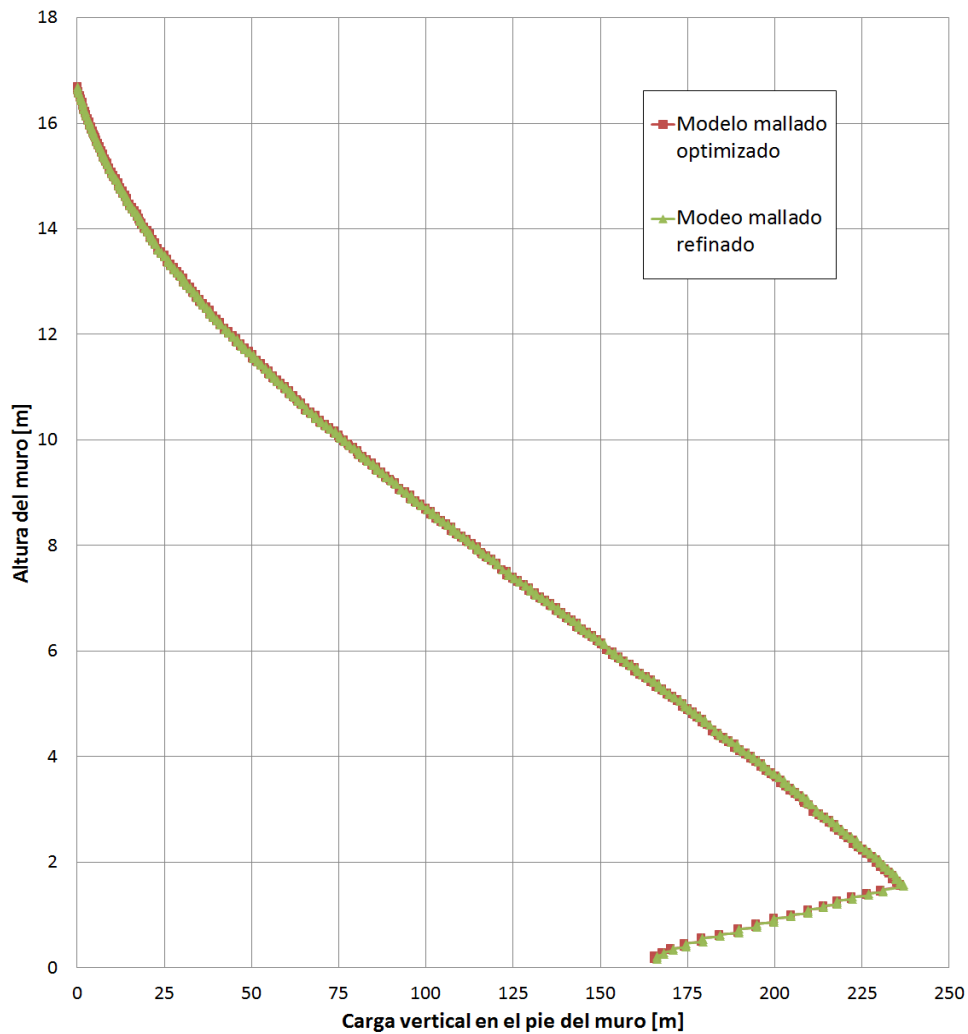


Figura 6.29 Cargas verticales sobre los paneles de fachada para distintos mallados

En el caso de las cargas verticales sobre los paneles de fachada (Figura 6.29) se observa como la modificación del mallado no afecta la distribución de cargas verticales.

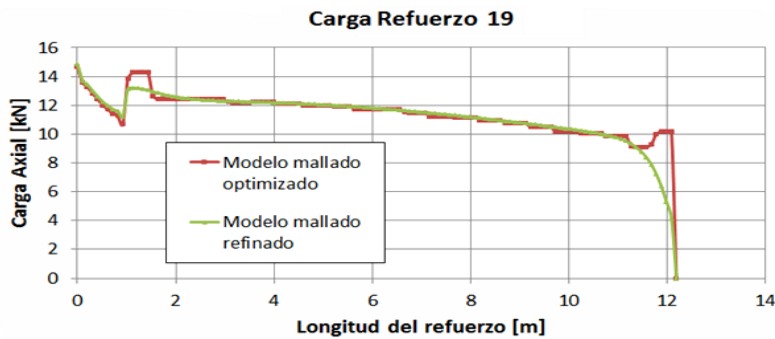
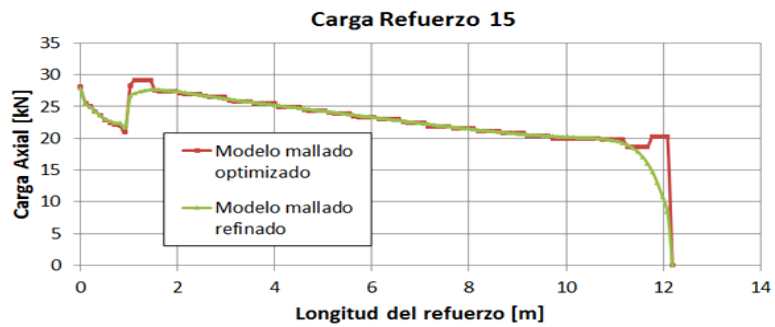
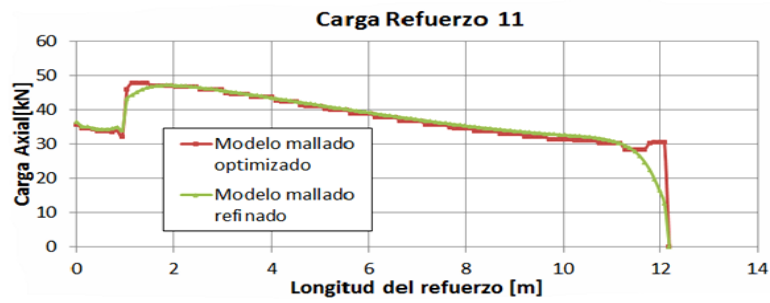
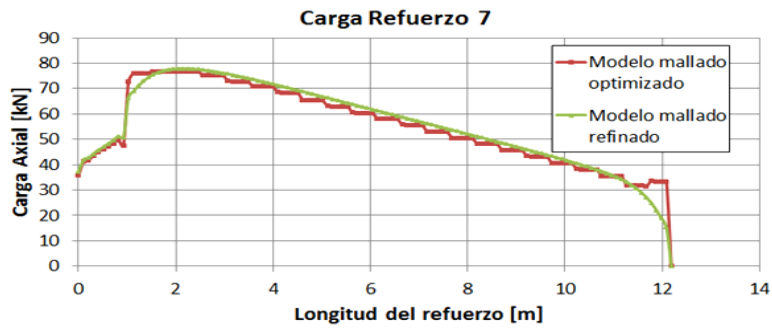
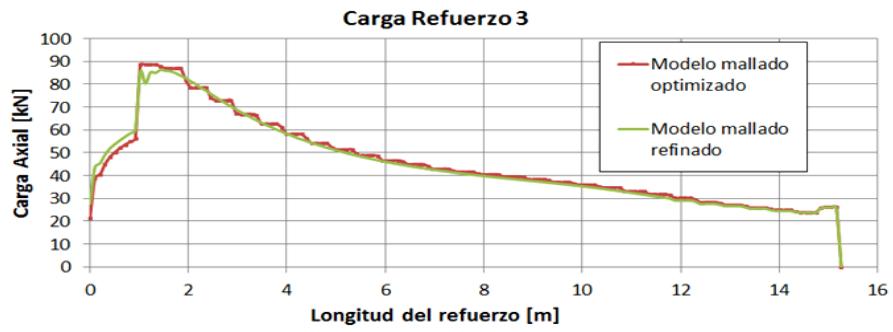


Figura 6.30 Cargas en los refuerzos para distintos mallados

Las cargas en los refuerzos (Figura 6.30) muestran como el refinamiento del mallado suaviza de manera menos significativa los resultados entregados por el modelo con mallado optimizado en la zona de refuerzo.

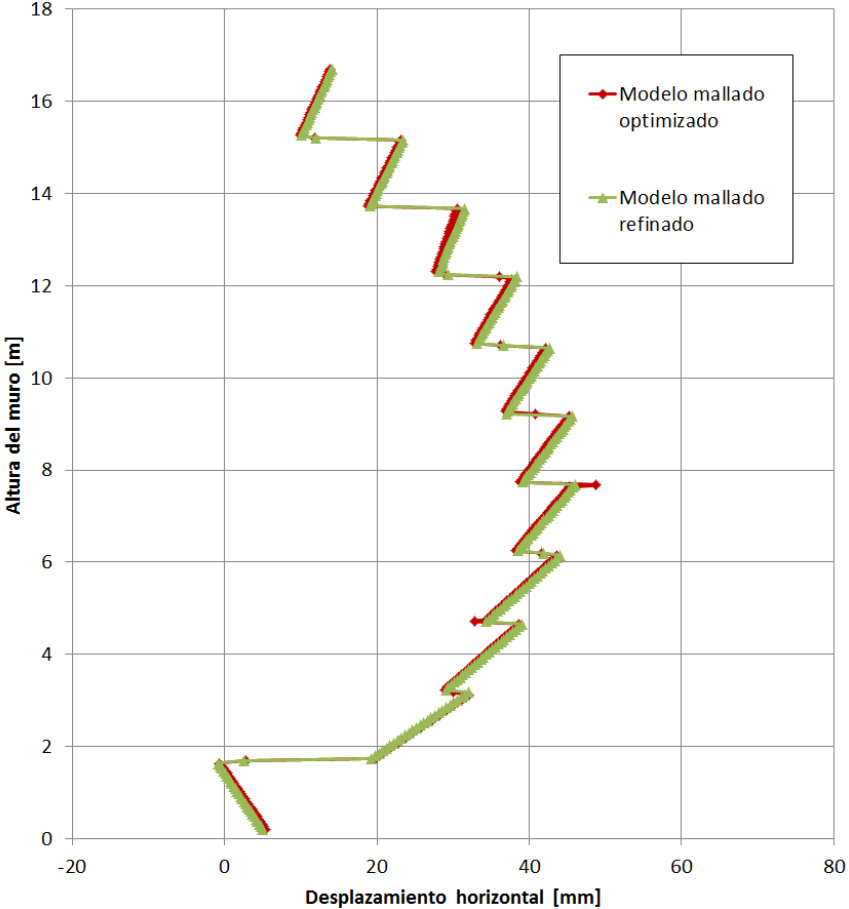


Figura 6.31 Deformación lateral para distintos mallados

En el caso de las deformaciones laterales (Figura 6.31) entre ambos modelos es posible apreciar un elevado grado de similitud entre modelos, mostrándose invariante frente al refinamiento del mallado.

6.5. Modificación del espaciamiento vertical del refuerzo

Parte importante del desempeño de un muro mecánicamente estabilizado se relaciona con la disposición de los refuerzos. En general los refuerzos inextensibles son puestos verticalmente de manera constante entre 0.6 y 0.75m (Berg et al.2009) para asegurar un buen desempeño y soportar las cargas laterales generadas por el suelo retenido. Hatami et al. (2001) realizaron modelos numéricos mediante diferencias finitas con distintos espaciamientos verticales. Los resultados obtenidos muestran una disminución en el desplazamiento horizontal en la fachada del muro y una reducción significativa del nivel de cargas en los refuerzos.

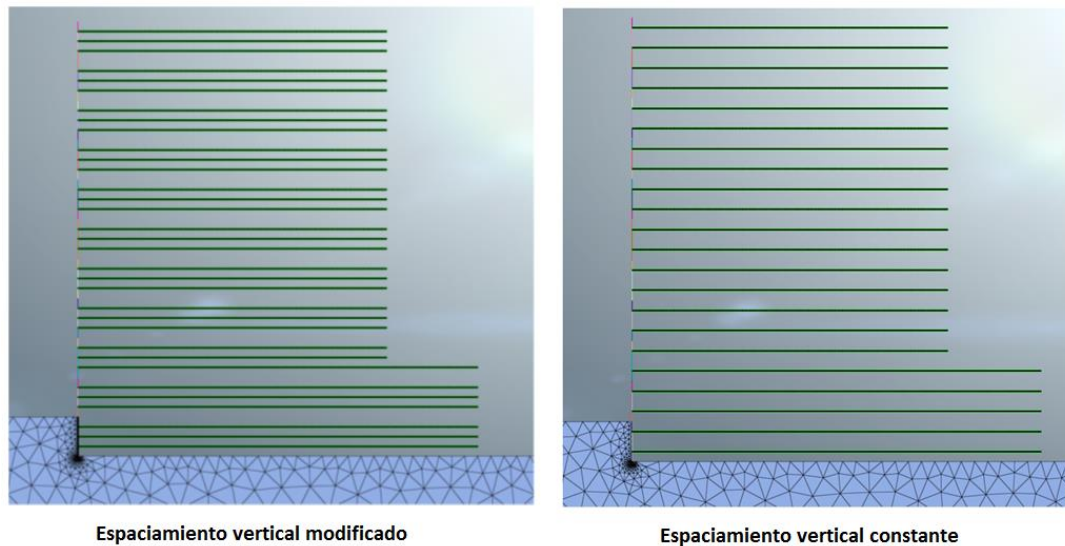


Figura 6.32 Modelos implementados con distinto espaciamiento vertical de refuerzos

En esta sección se compara el espaciamiento vertical modificado con el espaciamiento vertical constante utilizado en el Capítulo 5 (Figura 6.32). Para realizar el espaciamiento modificado se incorporaron 11 refuerzos adicionales ubicados entre los refuerzos originales como muestra la Figura 6.33.

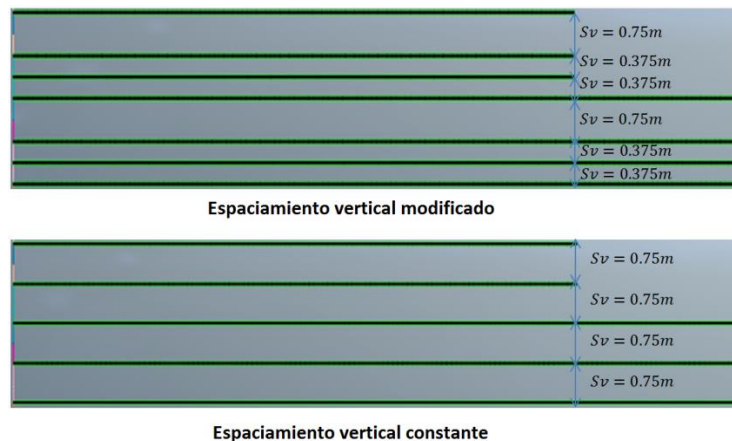


Figura 6.33 Espaciamiento vertical para cada caso de estudio

El número de refuerzos al término de la construcción corresponde a un 50% más que en el caso original. Esta modificación en términos prácticos aumenta de manera considerable el costo de construcción de un muro mecánicamente estabilizado.

Tabla 6.2 Resumen de propiedades de los modelos

Parámetros	Modelo espaciamiento vertical constante	Modelo espaciamiento vertical modificado
Espaciamiento [m]	Todos los refuerzos ubicados a 0.75m entre sí	Intercalados 2 refuerzos a 0.375m y 1 refuerzo a 0.75m
Número de refuerzos [-]	22	33

Los resultados obtenidos mediante esta modificación son presentados a continuación. En términos de cargas verticales sobre los paneles de fachada (Figura 6.34) las diferencias entre modelos muestran pequeñas variaciones, siendo menor en el pie del muro las cargas reportadas por el modelo con espaciamiento vertical modificado.

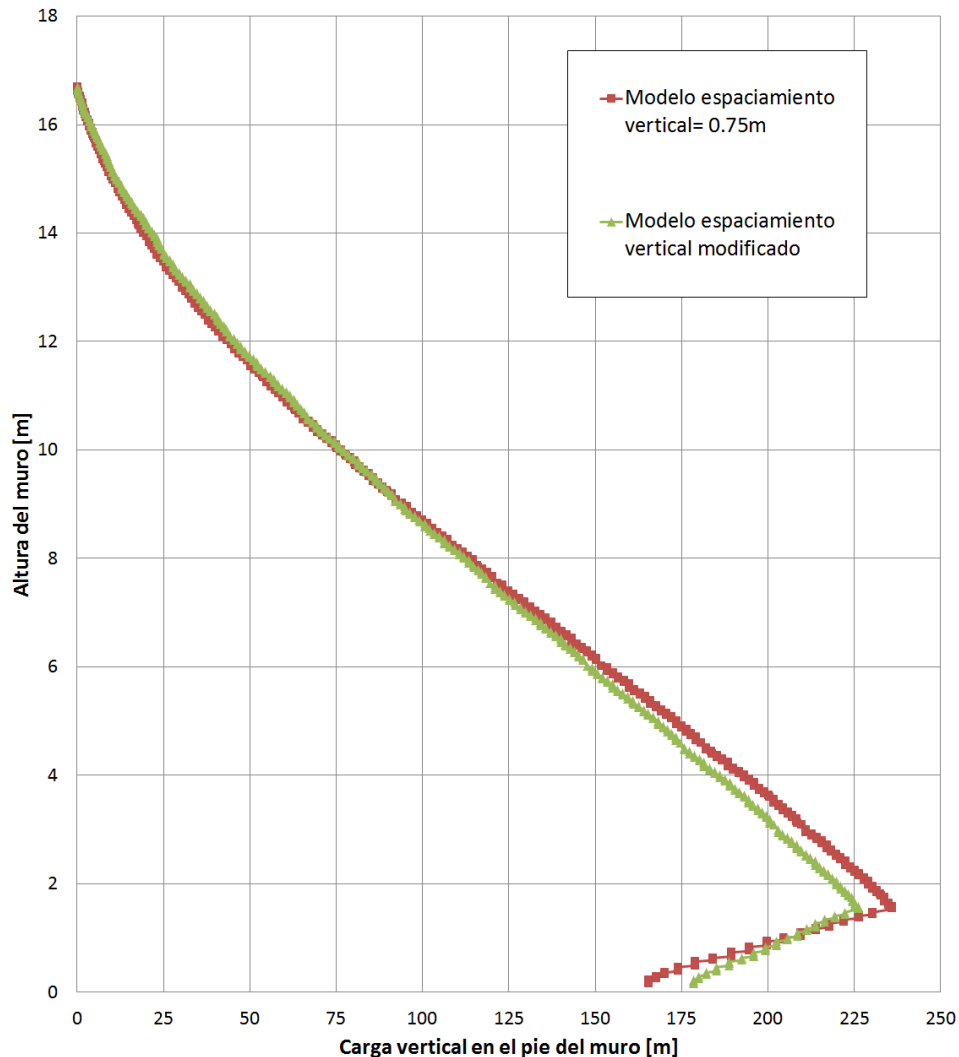


Figura 6.34 Cargas verticales sobre los paneles de fachada para distintos espaciamientos

Las cargas reportadas en el refuerzo 3 (Figura 6.35) muestran diferencias significativas en términos de distribución y carga máxima entre ambos modelos. Como era posible de suponer el modelo con mayor cantidad de refuerzos distribuye entre más refuerzos la carga aplicada, de esta manera disminuye la carga que afecta a este refuerzo.

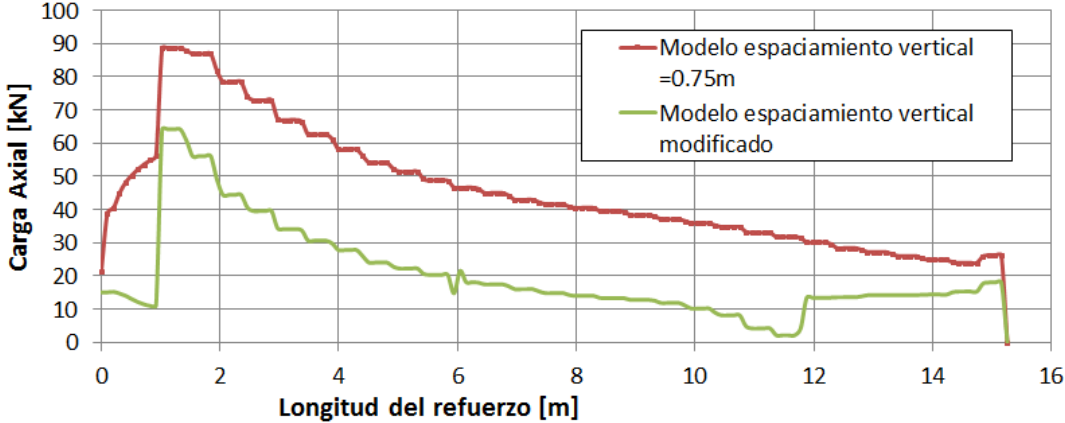


Figura 6.35 Carga refuerzo 3 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo

En el caso del refuerzo 7 (Figura 6.36) es posible apreciar una distribución similar entre ambos refuerzos. Sin embargo la magnitud de cargas soportadas por cada uno de los refuerzos en cada modelo es considerablemente distinta. Los motivos a los que se atribuye dicho comportamiento son los mismos que los mencionados para el refuerzo 3.

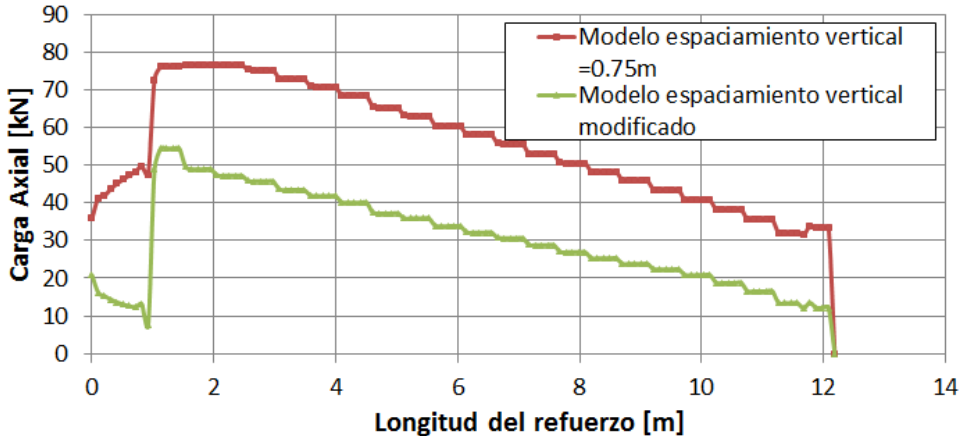


Figura 6.36 Carga refuerzo 7 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo

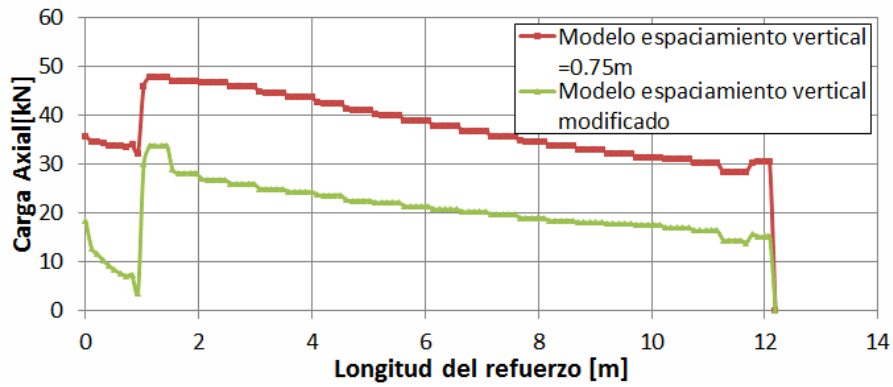


Figura 6.37 Carga refuerzo 11 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo

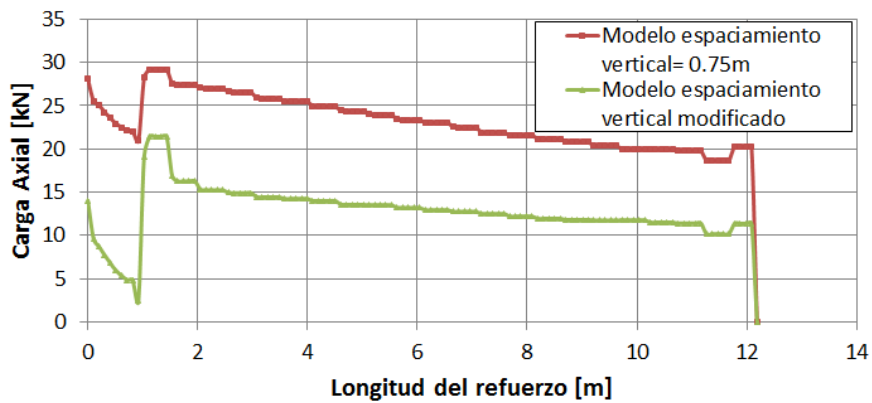


Figura 6.38 Carga refuerzo 15 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo

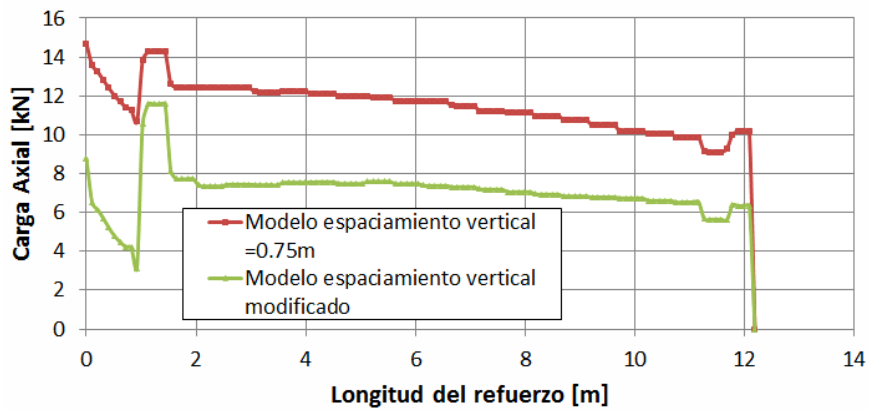


Figura 6.39 Carga refuerzo 19 para distintos espaciamientos verticales del refuerzo

En el caso del refuerzo 11 (Figura 6.37), refuerzo 15 (Figura 6.38) y refuerzo 19 (Figura 6.39) las variaciones mostradas en las cargas en los refuerzos muestran ser bastante significativas. Principalmente las variaciones en las cargas en las conexiones muestran ser particularmente diferentes, siendo menores en el caso del modelo con espaciamiento vertical modificado.

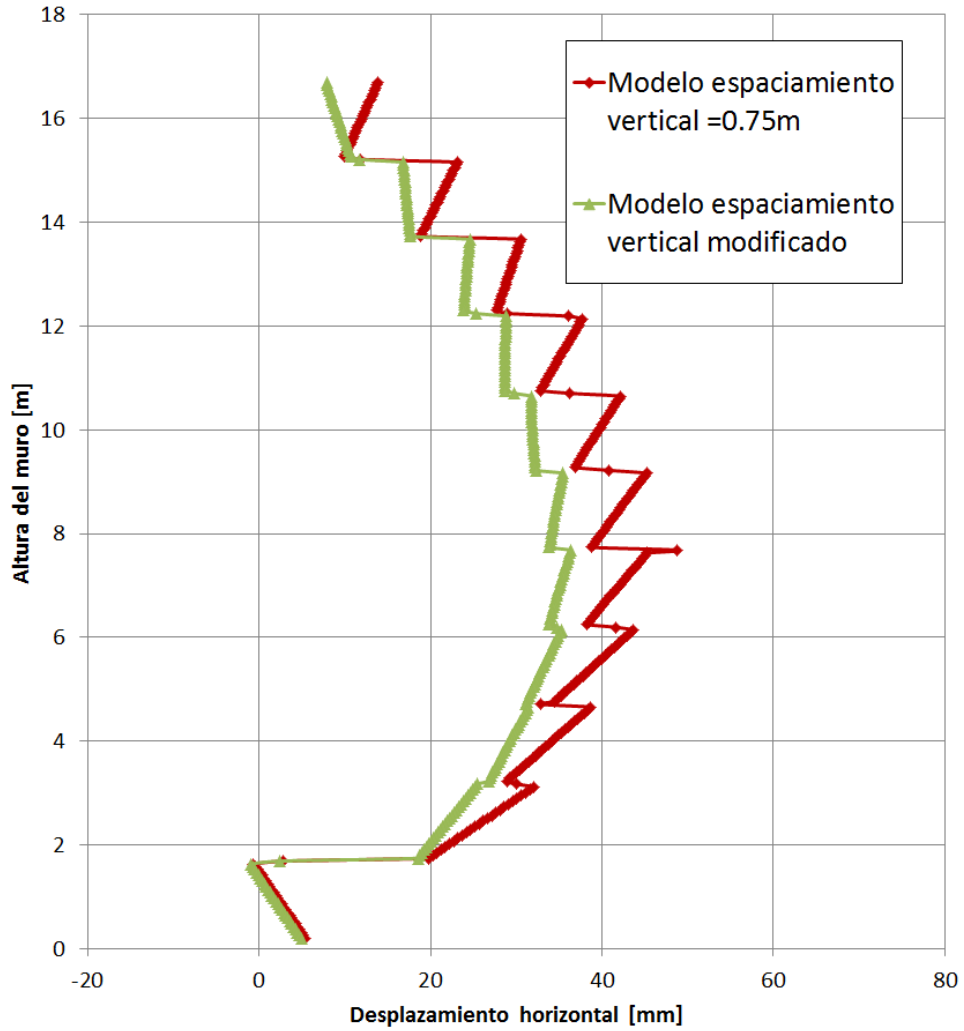


Figura 6.40 Deformación horizontal para distintos espaciamientos verticales del refuerzo

Las deformaciones laterales del muro para distintos espaciamientos verticales del refuerzo (Figura 6.40) muestran disminuciones en los desplazamientos en torno al 15%, llegando en la altura de máximo desplazamiento (7m aproximadamente) una disminución cercana al 30%.

6.6. Modelamiento sin interfaz suelo-panel

Dentro de la complejidad que representa modelar muros mecánicamente estabilizados, realizar consideraciones adecuadas para la interacción suelo-panel contribuye, a priori, en la estimación adecuada de las cargas verticales sobre los paneles de fachada, pudiendo estimar la carga total al término de la construcción para la colocación de cojinetes que impidan su agrietamiento. Sin embargo, la influencia de esta interacción es mucho más potente, controlando de manera significativa las cargas en los refuerzos.

Los factores de cargas verticales mostrados en la figura 6.18 nos entregan un rango de valores al que puede ser ajustado los parámetros de rigidez y resistencia de la interfaz suelo-panel. De manera tal de poder modelar de forma correcta los valores de carga vertical que afectan a la fachada. Valores de fricción suelo-panel utilizados comúnmente ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$) suelen sobreestimar las cargas verticales, ya que este valor no considera la contribución en las cargas verticales que generan los refuerzos.

En esta sección se compara el modelo base con rigidez de corte de la interfaz suelo-panel de $k_s = 0.64$ MPa/m y una resistencia de $\varphi = 18^\circ$, con un modelo sin la implementación de ningún tipo de interfaz o elementos que controlen esta interacción. Los resultados muestran una influencia predominante en las cargas verticales en los paneles de fachada, donde el modelo sin interfaz suelo-panel triplica el nivel de cargas del modelo base en el pie del muro. Una importante observación se realiza al analizar las cargas en los refuerzos, las cuales se ven fuertemente influenciadas por esta interacción. Los niveles de carga en los refuerzos se reducen de manera significativa, en particular en los refuerzos con mayores niveles de carga (refuerzo 3 y refuerzo 7). Con respecto a los asentamientos y las deformaciones, los modelos no muestran mayores diferencias. Por lo tanto, es posible señalar que con un incorrecto modelamiento de la interfaz suelo-panel existe una transferencia de cargas hacia los paneles de fachada en desmedro de los refuerzos, que no representa la realidad del comportamiento de este tipo de estructuras.

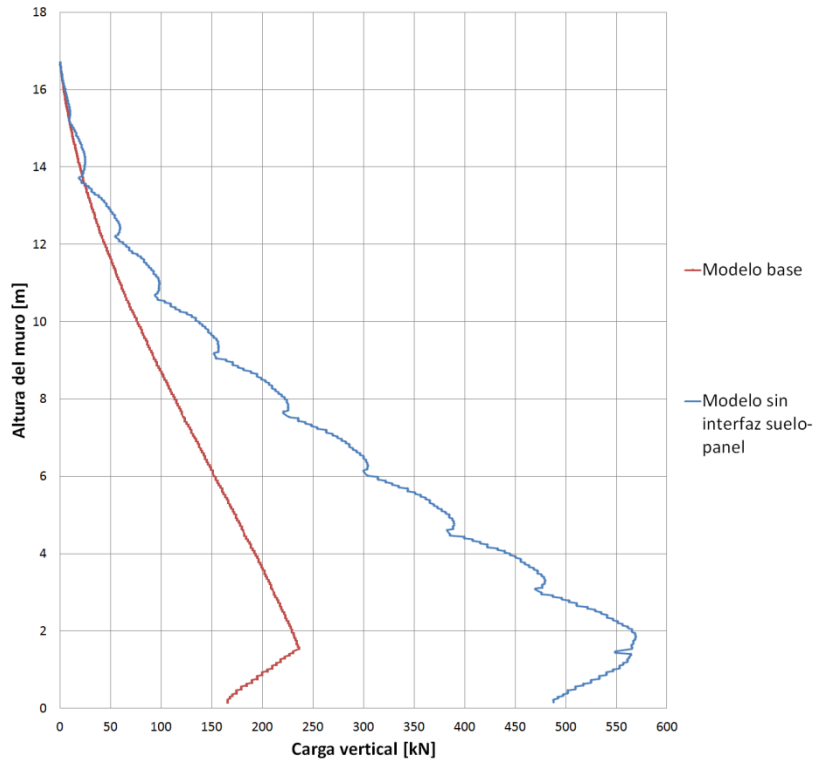


Figura 6.41 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para modelo sin interfaz suelo-panel.

El modelamiento realizado (Figura 6.41), sin considerar una interfaz suelo-panel, muestra cómo la magnitud y la forma de la distribución se ven fuertemente afectadas. En el caso del modelamiento sin una interfaz que controle el comportamiento suelo-panel, las cargas verticales al término de la construcción en el pie del muro se ven triplicadas. Este resultado muestra la necesidad de modelar de manera correcta la interacción suelo-panel.

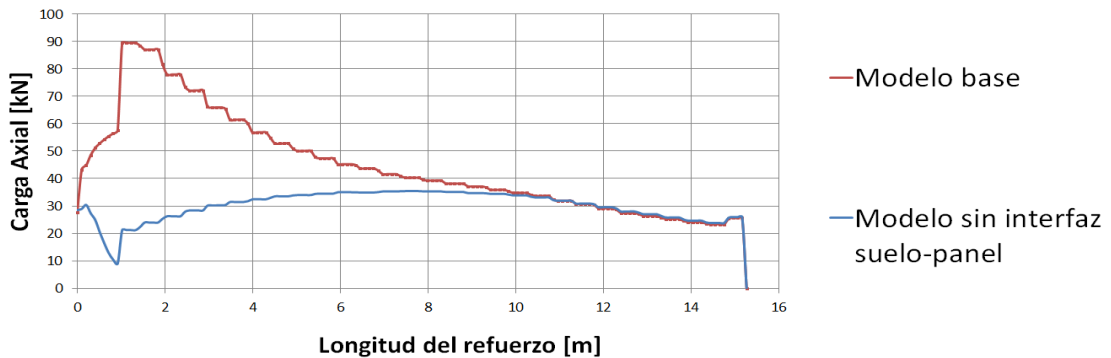


Figura 6.42 Cargas en el refuerzo 3 modelo sin interfaz suelo-panel.

El estado de carga en los refuerzos se ve directamente influenciado al no considerar una interfaz suelo panel. La carga en el refuerzo 3 (Figura 6.42) muestra un cambio pronunciado en la distribución y carga máxima de los refuerzos. Este resultado muestra cuán importante es un buen modelamiento de la interfaz suelo-panel y cuánto condiciona el comportamiento de otros elementos estructurales

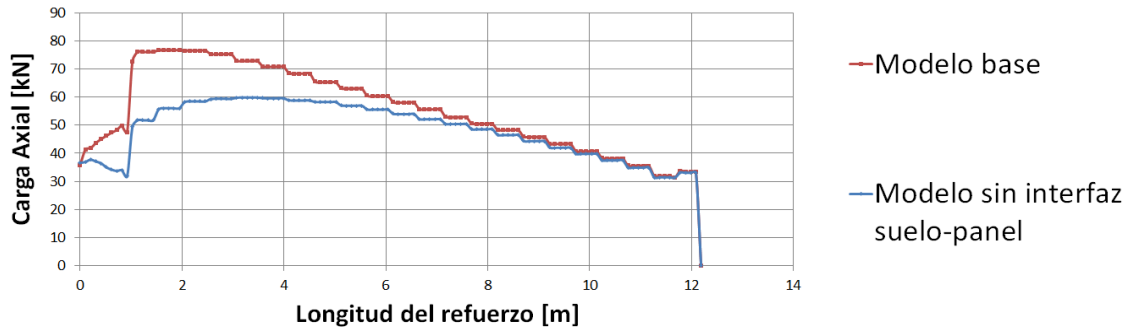


Figura 6.43 Cargas en el refuerzo 7 modelo sin interfaz suelo-panel.

A medida que el proceso constructivo se va realizando, el estado de cargas en los refuerzos se asemeja en menor medida al caso base. Para el caso del refuerzo 7 (Figura 6.43), la comparación entre el modelo base y el modelo sin interfaz muestra un grado de similitud mayor en términos de forma. Sin embargo, muestra diferencias notorias en la carga máxima estimada.

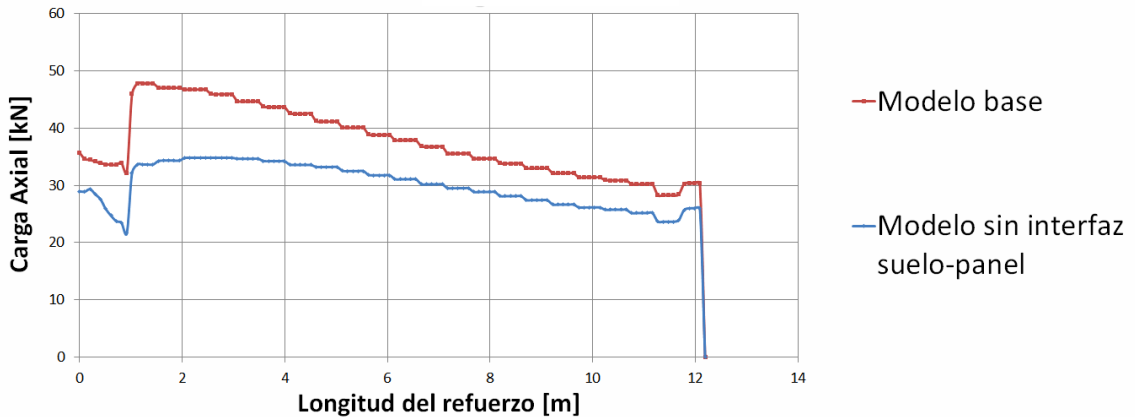


Figura 6.44 Cargas en el refuerzo 11 modelo sin interfaz suelo-panel.

Para el caso del refuerzo 11 (Figura 6.44) el comportamiento de ambos modelos muestra una tendencia similar. Sin embargo, las cargas en el refuerzo del modelo sin una interfaz suelo-panel tienden a ser subestimadas.

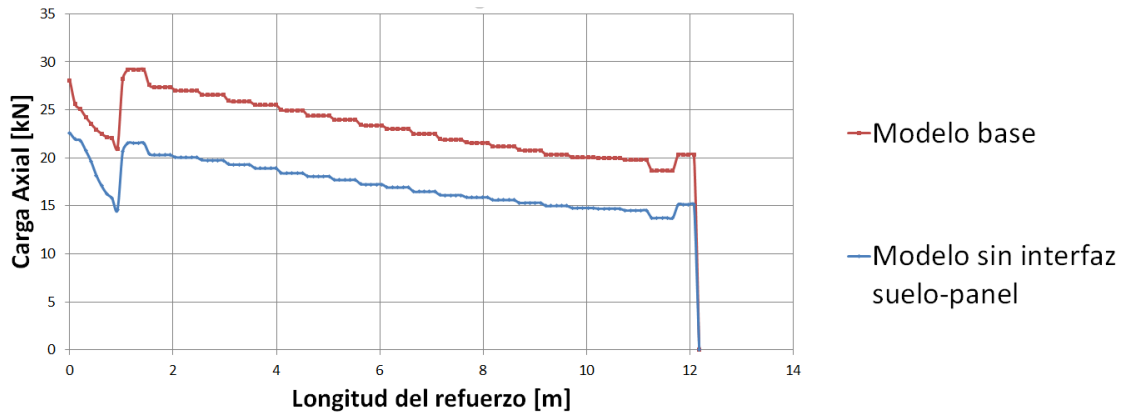


Figura 6.45 Cargas en el refuerzo 15 modelo sin interfaz suelo-panel.

Para el caso del refuerzo 15 (Figura 6.45) la distribución entre ambos modelos muestra una semejanza considerable. Los valores máximos continúan siendo menores en el caso que no existe modelamiento de la interfaz suelo-panel, pero la tendencia hacia el mismo comportamiento es notoria.

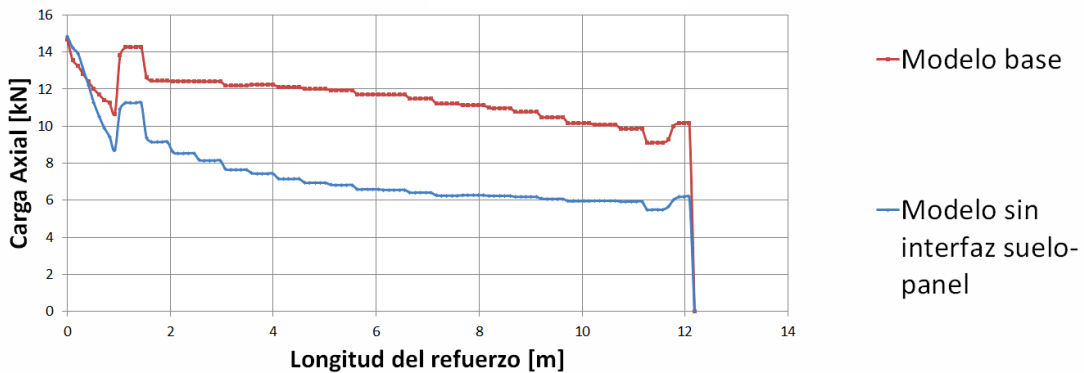


Figura 6.46 Cargas en el refuerzo 19 modelo sin interfaz suelo-panel.

Finalmente, para el caso del refuerzo 19 (Figura 6.46) se aprecia la misma tendencia que para los refuerzos 15 y 11, exceptuando las cargas en la conexión que tienden a asemejarse al caso base.

7. Simulación de proceso de compactación

7.1. Esfuerzos inducidos mediante el proceso de compactación en suelos reforzados

El efecto de una sobrecarga o un proceso repetitivo de aplicación de cargas en un estrato de suelo y su impacto en las propiedades y estado tensional del suelo, ha sido del interés de estudios de diversos investigadores e ingenieros a lo largo del tiempo. Broms (1971) calculó las presiones laterales de suelos no cohesivos en muros considerando el efecto de compactación. Seed (1983) y Seed and Duncan (1986) desarrollaron un procedimiento llamado “Modelo bilineal histerético carga/descarga (Figura 7.1)” para simular el proceso de compactación vertical en estructuras rígidas. Duncan and Seed (1980) y Duncan et al. (1986) además desarrollaron un método para determinar las presiones laterales debido a un proceso de compactación.

Los esfuerzos inducidos mediante compactación en estructuras con refuerzo eran ignorados completamente. Posteriormente se concluyó que los esfuerzos inducidos por procesos de compactación eran mucho más pronunciados en estructuras de suelo reforzadas, esto debido a que la interfaz suelo-refuerzo tiende a restringir el movimiento lateral lo cual repercute en un aumento de esfuerzos de corte. Diversos investigadores e ingenieros (Ehrlich and Mitchell 1994, Hatami and Bathurst 2006) han sugerido que si un suelo granular utilizado como suelo de refuerzo es bien compactado será capaz de soportar grandes cargas experimentando pequeñas deformaciones. Diversos estudios del comportamiento de estructuras de suelo reforzado han utilizado procedimientos simplificados para incorporar el efecto de la compactación en el suelo de relleno.

Ehrlich and Mitchell (1994) desarrollaron un procedimiento para incluir los esfuerzos inducidos mediante la compactación en el análisis de muros mecánicamente estabilizados. Las principales implicancias de este procedimiento radican en el mayor efecto que tiene sobre las cargas de refuerzo.

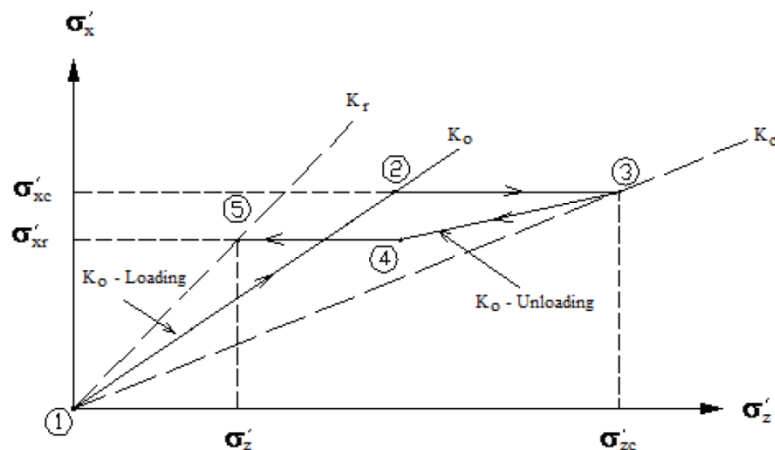


Figura 7.1 Patrón de esfuerzos laterales inducidos por la compactación, (Duncan and Seed 1980).

Mediante el modelamiento numérico, Hatami and Bathurst (2006) notaron que el proceso de compactación sobre el suelo de relleno tiene dos efectos; incrementa la presión lateral de suelo y disminuye el coeficiente de Poisson. El primer efecto fue

modelado mediante la aplicación directa de una sobrecarga vertical (8 o 16 kPa dependiendo del caso) a lo largo del suelo de relleno cada vez que se pusiera una capa de suelo y posteriormente se retirara, continuando con la secuencia hasta el final de la construcción.

El segundo efecto de compactación, fue modelado por Hatami and Bathurst (2006) utilizando modelos en diferencias finitas para encontrar el mínimo valor de coeficiente de Poisson que se ajustase a los valores obtenidos mediante modelos instrumentados. Los resultados (deformaciones laterales y cargas en los refuerzos) obtenidos en el análisis numéricos, incluyendo los efectos de compactación, presentaron una gran similitud con los valores medidos en modelos a escala.

7.2. Implementación Inicial

7.2.1 Modelo base adaptado

Para incorporar el efecto de la compactación se han considerado algunos métodos simplificados que han sido añadidos en las metodologías de cálculo semi-empíricas mediante la variación del coeficiente de empuje lateral (Figura 7.2). Para incluir esta recomendación en el modelo de elementos finitos supondremos que en la zona de suelo reforzado pueden considerarse deformaciones en la dirección longitudinal nulas $\varepsilon_{xx} = 0$.

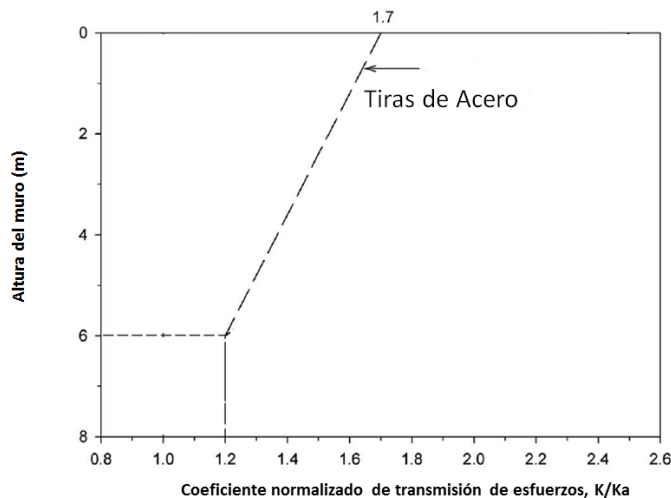


Figura 7.2 Variación coeficiente de empuje lateral para tiras de acero, (AASHTO 2012).

Luego la relación entre las deformaciones y los esfuerzos puede escribirse como:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})) \quad (7.1)$$

Considerando $\varepsilon_{xx} = 0$, tenemos:

$$\sigma_{xx} = \frac{1 - \nu}{\nu} \sigma_{yy} = K_0 \sigma_{yy} \quad (7.2)$$

Por lo tanto,

$$K_0 = \frac{1 - \nu}{\nu} \quad (7.3)$$

De esta forma podemos generar una relación entre el coeficiente de empuje lateral y el coeficiente de Poisson. Así, aumentado el coeficiente de Poisson lograremos reproducir un mayor coeficiente de empuje lateral (Figura 7.3).

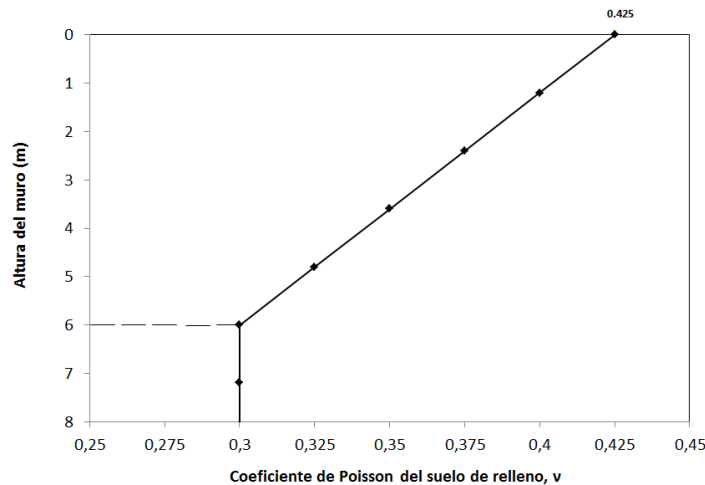


Figura 7.3 Variación coeficiente de Poisson.

7.2.2 Modelo Hiperbólico: Mohr-Coulomb Modificado

Cuando una probeta de suelo se somete a una tensión desviadora, el suelo muestra un decrecimiento de rigidez y simultáneamente el desarrollo de deformaciones plásticas irreversibles. En el caso especial de un ensayo triaxial drenado, la relación observada entre la deformación axial y el esfuerzo desviador puede ser aproximada a una hipérbola. Esta relación fue formulada en primer lugar por Kondner (1963) y usada posteriormente en el modelo de Duncan and Chang (1970).

La idea básica para la formulación del modelo Mohr-Coulomb Modificado esta basado en el trabajo realizado por Schanz et al., (2000) donde la relación hiperbólica entre la deformación axial ε_a y el esfuerzo desviador q , que se muestra en la Figura 7.4. En los ensayos triaxiales drenados esta relación puede ser descrita mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{2E_{50}} * \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (7.4)$$

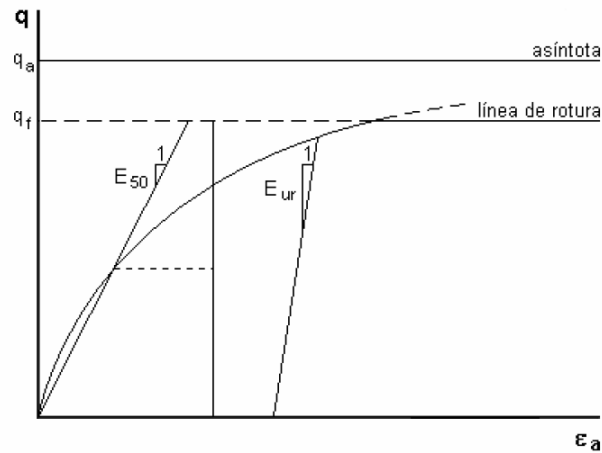


Figura 7.4 Relación hiperbólica tensión-deformación para ensayos triaxiales drenados.

En la expresión anterior q_a es el valor asintótico de resistencia y E_{50} es el módulo de Young correspondiente al 50 % del esfuerzo desviador de rotura q_f . La expresión para determinar el esfuerzo desviador de falla q_f se deriva del criterio de falla de Mohr-Coulomb, que utiliza los valores de resistencia de c y φ , mientras que q_a es una fracción de q_f , tal como se muestra en las siguientes expresiones:

$$q_f = (p + c * \cot \varphi) \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (7.5)$$

$$q = \frac{q_f}{R_f} \quad (7.6)$$

Cuando $q = q_f$, el criterio de falla se satisface y ocurre la plasticidad perfecta de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb. En la expresión (7.7), el valor de E_{50} es dependiente de la presión de confinamiento σ'_3 , considerando la expresión derivada de Janbu (1964), donde E_{50}^{ref} es el módulo de rigidez de referencia correspondiente a la presión de confinamiento de referencia σ'_{ref} , tenemos que:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c * \cot \varphi}{\sigma'_{ref} + c * \cot \varphi} \right)^m \quad (7.7)$$

La dependencia potencial de la rigidez respecto de la presión de confinamiento es una característica básica del modelo hiperbólico modificado. Además, para describir la rigidez del suelo de forma mucha más precisa que el modelo de Mohr-Coulomb, el modelo Mohr-Coulomb Modificado tiene en cuenta la rigidez que presenta el suelo en las trayectorias de carga-descarga mediante el módulo elástico E_{ur}

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c * \cot \varphi}{\sigma'_{ref} + c * \cot \varphi} \right)^m \quad (7.8)$$

La misma dependencia potencial se presenta de nuevo para obtener la rigidez respecto a compresiones unidimensionales mediante el módulo edométrico donde hay que notar que se utiliza la variable σ'_1 en vez de σ'_3 , pues en un ensayo edométrico, ésta es el

esfuerzo conocido. El valor del parámetro, según se muestra en la Figura 7.5 , es la pendiente de la recta tangente a la curva $\sigma'_1 - \varepsilon_a$ para una presión de σ'_{ref} .

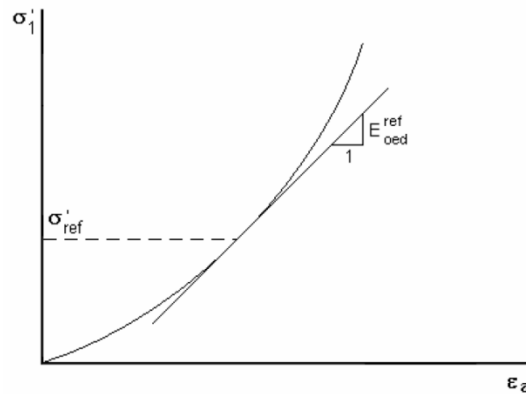


Figura 7.5 Determinación del valor de E_{oed}^{ref} en ensayos oedométricos.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + c * \cot \varphi}{\sigma'_{ref} + c * \cot \varphi} \right)^m \quad (7.13)$$

El modelo Mohr-Coulomb Modificado será implementado en la zona de suelo de refuerzo del modelo utilizado en los capítulos 5) y 6) para estudiar la influencia de un modelo constitutivo que capture la variación en el estado tensional generado por sobrecargas continuas que simulen un proceso de compactación. Para la implementación de este modelo se utilizaron como referencia los valores adoptados por Damians et al. (2014) en la modelación del suelo de refuerzo con un modelo de endurecimiento. Los valores utilizados se resumen en la tabla 7.1:

Tabla 7.1 Valores utilizados en la implementación del modelo Mohr-Coulomb Modificado en el suelo de refuerzo.

Parámetros	Símbolos	Suelo de refuerzo	
		<1m	>1m
Módulo secante	E_{50}^{ref}	3 MPa	10 MPa
Modulo edométrico	E_{oed}	3 MPa	10 MPa
Modulo de descarga	E_{ur}	9 MPa	30 MPa
Ángulo de fricción	φ	44°	44°
Dilatancia	ψ	14°	14°
Cohesión	c	0 kPa	0 kPa
Coeficiente de Poisson	ν	0.2	0.2
Valor exponente potencia	m	0.5	0.5
Razón de falla	R_f	0.75	0.75
Presión de referencia	σ'_{ref}	100 kPa	100 kPa
Modelo constitutivo	—	Mohr-Coulomb Modificado	Mohr-Coulomb Modificado
Tipo de elemento	—	Plane Strain	Plane Strain

7.2.3 Resultados

Los resultados obtenidos mediante la modelación de la compactación simplificada (Modelo base adaptado) y la incorporación del modelo hiperbólico Mohr-Coulomb Modificado, fueron contrastados en primera instancia con el modelo elasto-plástico perfecto con criterio de falla Mohr-Coulomb (modelo base) para poder diferenciar el comportamiento de estas modificaciones con respecto a las cargas verticales sobre los paneles de fachada, cargas en los refuerzos y desplazamientos laterales de la fachada. Cabe mencionar que los tres modelos utilizan la misma interfaz suelo-panel con una rigidez de corte $k_s = 0.64 \text{ MPa/m}$ y un ángulo de fricción $\varphi = 18^\circ$.

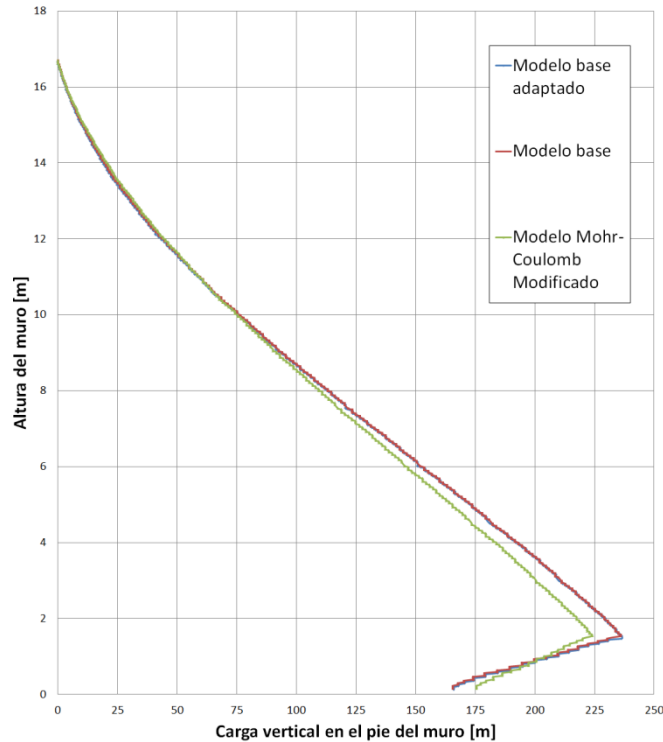


Figura 7.6 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para distintos modelos.

Las cargas verticales en los paneles de fachada son graficadas en la Figura 7.6, en esta puede notarse un leve cambio en las cargas verticales, por lo que se puede inferir que los parámetros de la interfaz suelo-panel controlan el estado de carga. Además, es consistente con modelaciones realizadas con otras leyes constitutivas del suelo de refuerzo (Huang et al., 2009; Damians et al., 2014) donde no se reportan variaciones significativas en las cargas verticales en los paneles de fachada.

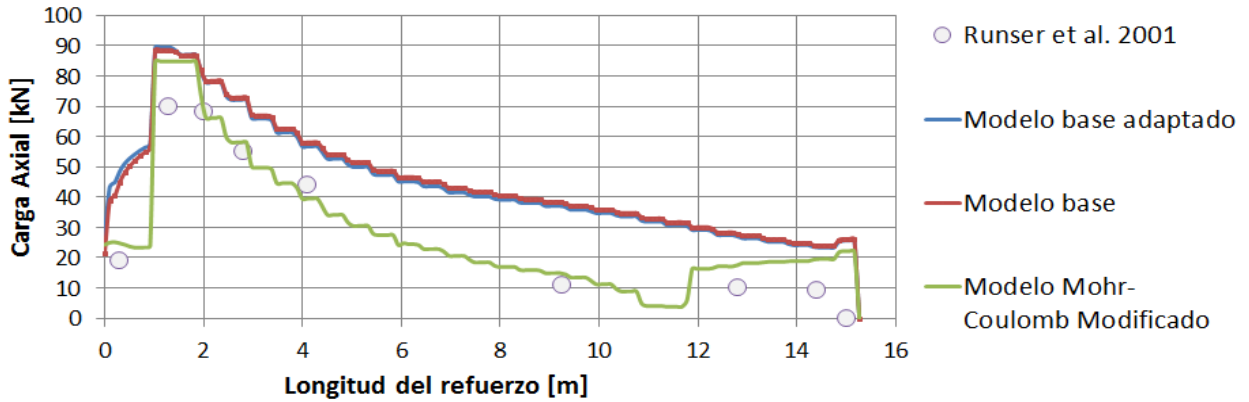


Figura 7.7 Cargas en el refuerzo 3 para distintos modelos.

Las cargas en el refuerzo 3 (Figura 7.7) muestran una distribución que se ajusta de mejor manera, en el caso del Modelo Mohr-Coulomb Modificado, a las mediciones realizadas en terreno. Como es de esperar, el modelo base adaptado no presenta mayores diferencias del nivel de cargas en los refuerzos en las zonas de mayor profundidad.

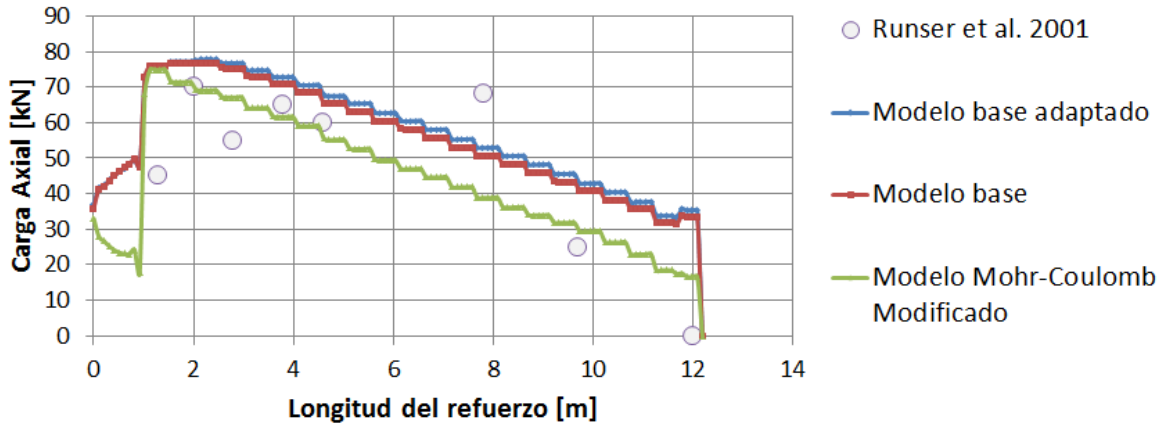


Figura 7.8 Cargas en el refuerzo 7 para distintos modelos.

En el caso del refuerzo 7 (Figura 7.8) la distribución se hace muy similar entre los tres tipos de modelos analizados. Por otra parte, durante el primer metro del suelo de refuerzo se observan las mayores diferencias tanto en magnitud como en la distribución de cargas.

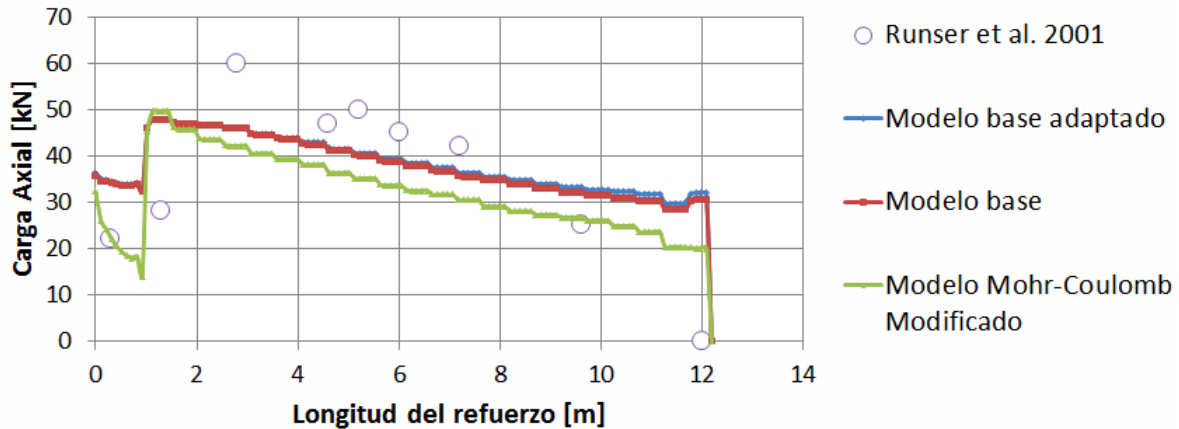


Figura 7.9 Cargas en el refuerzo 11 para distintos modelos.

En el refuerzo 11 (Figura 7.9) el comportamiento continúa dentro del mismo rango para los distintos tipos de modelaciones realizadas. Una observación importante de realizar es cómo el modelo Mohr-Coulomb Modificado captura de mejor manera los resultados en el primer metro de longitud del refuerzo.

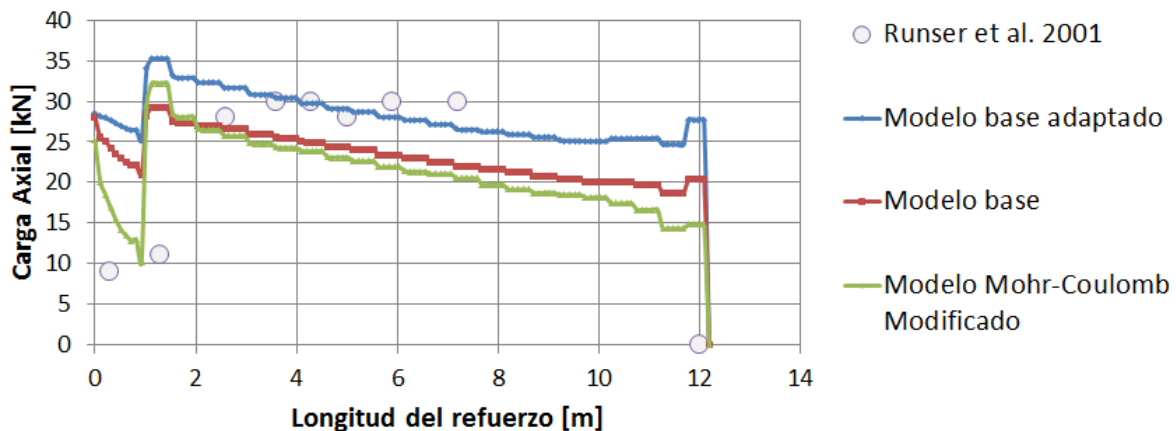


Figura 7.10 Cargas en el refuerzo 15 para distintos modelos.

En el caso del refuerzo 15 (Figura 7.10) la implementación de un coeficiente de Poisson mayor en las capas superiores tiene efecto aumentando de manera significativa las cargas en el refuerzo, logrando una similitud apreciable con las mediciones realizadas. Por otro lado, el modelo Mohr-Coulomb Modificado es capaz de reproducir la variación en el estado de cargas que se produce después del primer metro de longitud del refuerzo.

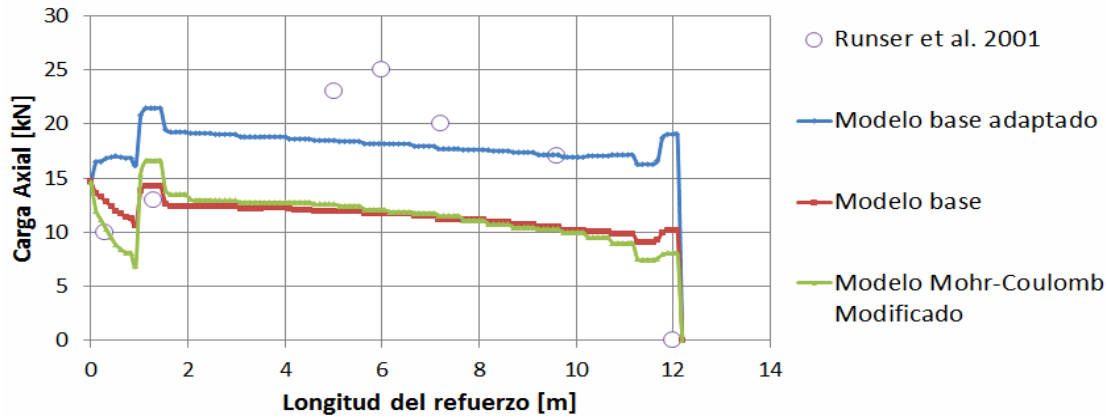


Figura 7.11 Cargas en el refuerzo 19 para distintos modelos.

Para el refuerzo 19 (Figura 7.11) el modelo base adaptado representa de mejor manera las cargas reportadas por Runser et al. (2001). El modelo Mohr-Coulomb Modificado no es capaz de captar este nivel de cargas en el refuerzo 19, por lo que la aplicación de una sobrecarga que simule el proceso de compactación será el próximo paso para analizar si el modelo de elementos de finitos reproduce este aumento en el nivel de cargas.

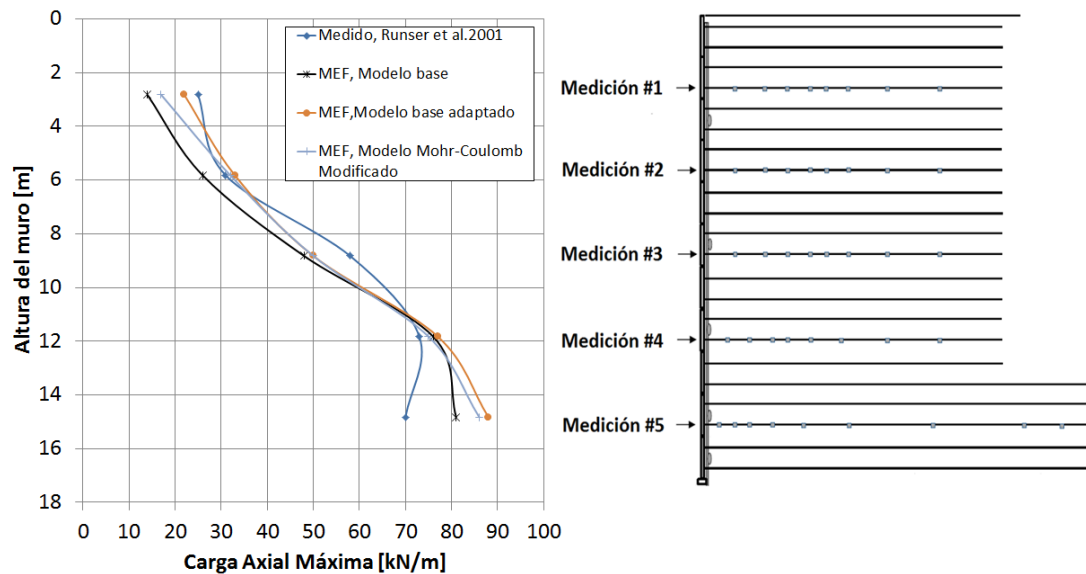


Figura 7.12 Comparación cargas axiales máximas.

Finalmente, se comparan los valores máximos de cada modelación en la Figura 7.12 en términos de las cargas máximas en los refuerzos instrumentados. A partir de esta figura, es posible mencionar como el ajuste se hace más notorio al implementar el modelo base adaptado y el Modelo Mohr-Coulomb Modificado.

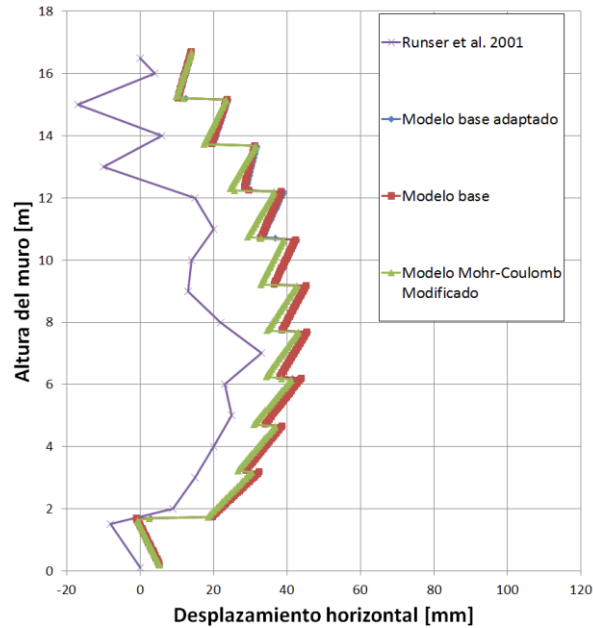


Figura 7.13 Deformación lateral para distintos modelos.

Las deformaciones laterales presentadas en la Figura 7.13 muestran que no existe una variación significativa entre los modelos implementados. En el próximo apartado, al Modelo Mohr-Coulomb Modificado se le aplicará una sobrecarga uniforme capa por capa del suelo de relleno dentro del proceso constructivo, con la finalidad de cuantificar la variación en las cargas de los distintos elementos estructurales del muro.

7.3. Influencia del proceso constructivo y distancia de compactación

El modelamiento de muros mecánicamente estabilizados reportados en la literatura cuenta con un amplio estudio de los distintos factores que influyen en el comportamiento de este tipo de estructuras. En general los factores abordados consideran las interacciones entre elementos estructurales y el suelo, influencia del suelo de fundación, cojinetes entre paneles y otros elementos no incluidos en las metodologías de diseño para estabilidad interna. La implementación de un proceso de compactación por capas de suelo de relleno es, por lo general, no considerado para evitar la complejidad de simular un proceso constructivo y los problemas de convergencia asociados a modelos de elementos finitos.

La información relacionada a la compactación del muro Minnow Creek (Runser 1999) señala que el equipo de compactación utilizado aplicaba una fuerza equivalente de 131 kN/m en 2.1 m de aplicación (Figura 7.14). Este compactador era aplicado en todo el largo de refuerzo (11m), exceptuando el primer metro cercano a la fachada. Por lo que la carga equivalente de este compactador puede estimarse en 1235 kN.

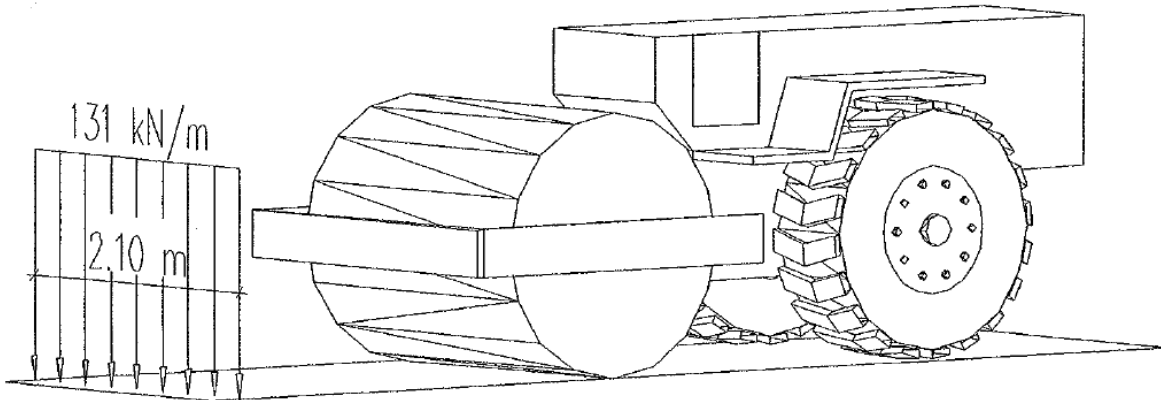


Figura 7.14 Modelación de compactación mediante carga equivalente de compactador Hamm 2410SD, (Runser 1999).

Los modelos realizados en este capítulo consideran cargas de 25kN/m y 100kN/m respectivamente actuando sobre un largo de 11m . Con esto, las cargas equivalentes corresponden a 270 kN y 1080 kN respectivamente. Estas cargas son aplicadas con el objeto de reproducir, en el primer caso, una compactación ligera mientras que en el segundo caso, una compactación más pesada como la representada por el equipo compactador Hamm 2410SD. De todas formas, se considera que la modelación es bastante más conservadora en términos de cargas, ya que la compactación fue realizada en dos capas de 0.375m de espesor, intercaladas con una capa de 0.75m sucesivamente.

7.4. Influencia de la magnitud de la sobrecarga

En la sección anterior se mostró la influencia del proceso constructivo relacionado con la distancia de compactación. A partir de este análisis se verificó la fuerte distorsión que genera en los desplazamientos laterales la aplicación de una sobrecarga cerca de la fachada del muro. Por lo tanto, las recomendaciones de compactación ligera en la zona cercana a la fachada son apropiadas.

El modelamiento presentado en esta sección muestra el proceso de compactación aplicado capa por capa al modelo Mohr-Coulomb Modificado para distintos valores de sobrecarga q , aplicada desde 1m de la fachada. En esta sección se establecerán comparaciones en términos de cargas verticales sobre la fachada y desplazamiento lateral. Además, se estudiará la influencia que genera en las cargas de refuerzo la aplicación de distintas sobrecargas. Los tres modelos utilizan la misma interfaz suelo-panel con una rigidez de corte $k_s = 0.64\text{ MPa/m}$ y una resistencia $\varphi = 18^\circ$.

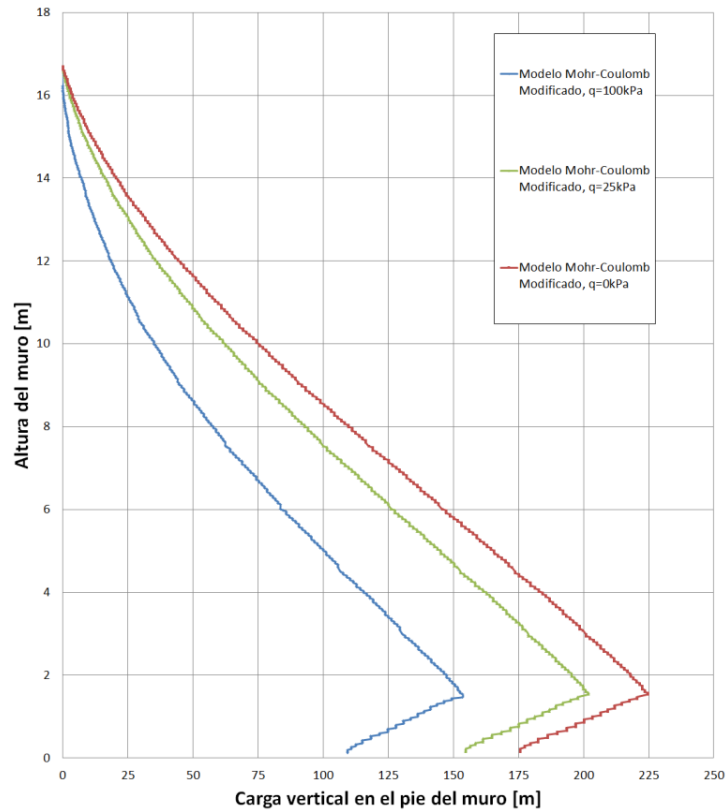


Figura 7.15 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para distintas sobrecargas de compactación.

Los resultados de cargas verticales mostrados en la Figura 7.15 muestran cómo a medida que la sobrecarga de compactación aumenta, las cargas verticales en los paneles de fachada disminuyen considerablemente. Este comportamiento puede explicarse debido a las cargas de momento que genera el proceso constructivo replicado capa por capa. Este momento tiende a estabilizar el muro mecánicamente estabilizado generando en la fachada una disminución de cargas.

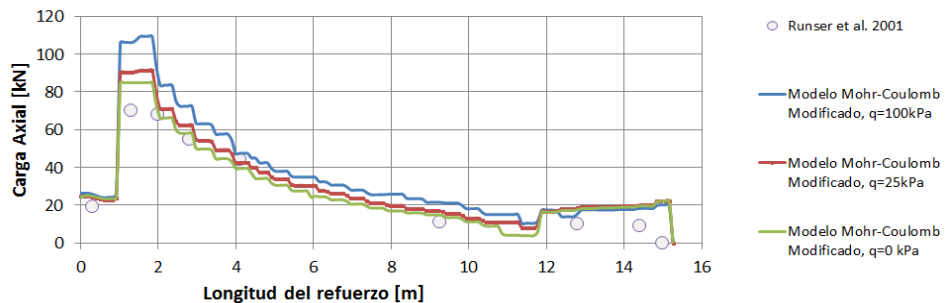


Figura 7.16 Cargas en el refuerzo 3 para distintas sobrecargas de compactación.

La distribución de cargas en el refuerzo 3 (Figura 7.16) muestra cómo el aumento de la magnitud de la sobrecarga genera un aumento de la carga máxima en cada uno de los modelos. Cabe señalar que estos modelos reproducen con gran nivel de precisión el nivel de carga medido en terreno.

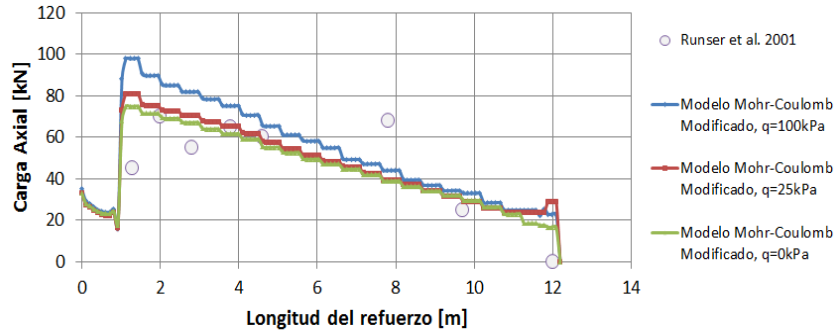


Figura 7.17 Cargas en el refuerzo 7 para distintas sobrecargas de compactación.

Las cargas en el refuerzo 7 (Figura 7.17) muestran un alto grado de similitud con las mediciones en terreno. El modelo con mayor sobrecarga sobreestima la carga máxima en la zona cercana a 1m de la fachada. Los modelos con menores sobrecargas proporcionan buenas estimaciones del estado de carga en este refuerzo.

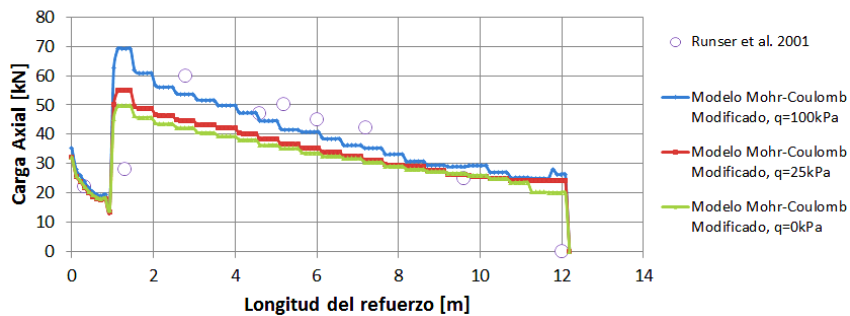


Figura 7.18 Cargas en el refuerzo 11 para distintas sobrecargas de compactación.

Las cargas reportadas por los modelos en el refuerzo 11 (Figura 7.18) muestran cómo estos se ajustan de gran manera en la zona cercana a la conexión suelo-panel, posteriormente muestran un cambio brusco en su distribución, acorde con las mediciones reportadas en terreno.

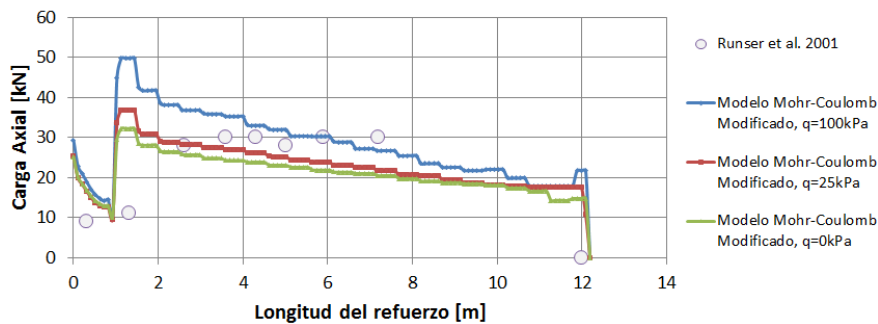


Figura 7.19 Cargas en el refuerzo 15 para distintas sobrecargas de compactación.

La distribución de cargas en el refuerzo 15 (Figura 7.19) muestra una tendencia similar para los tres modelos, presentando el máximo valor de carga axial a 1m de la fachada.

El valor de la carga máxima guarda directa relación con la magnitud de la sobrecarga. Las mediciones en terreno para este refuerzo en particular quedan acotadas por los modelos realizados.

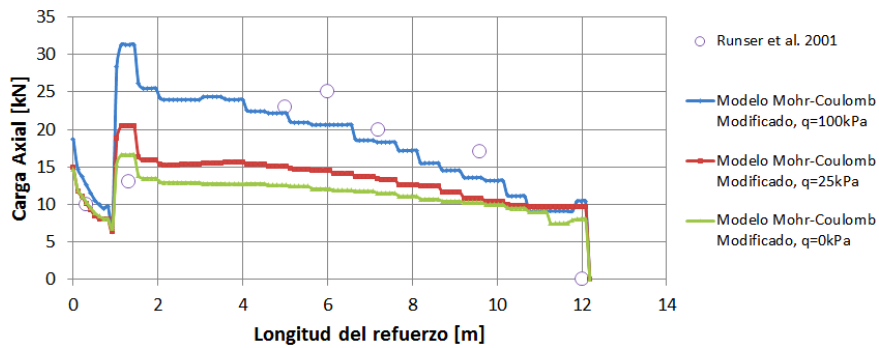


Figura 7.20 Cargas en el refuerzo 19 para distintas sobrecargas de compactación.

Las cargas en el refuerzo 19 (Figura 7.20) muestran un comportamiento similar para los tres modelos. Sin embargo el modelo con mayor sobrecarga es capaz de reproducir de manera más precisa el estado de cargas medido en terreno.

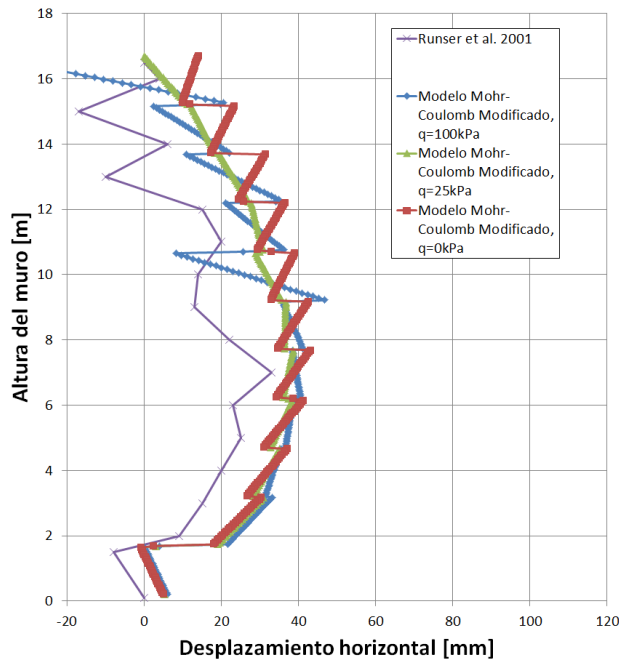


Figura 7.21 Deformación lateral para distintas sobrecargas de compactación.

Las deformaciones laterales para las distintas sobrecargas (Figura 7.21) muestran, cómo a medida que aumenta el valor la sobrecarga, los modelos entregan mejores resultados, mejorando el grado de similitud de las curvas con las mediciones reportadas en terreno mediante inclinómetros.

7.5. Modelamiento final

El modelamiento en esta sección intenta reproducir, considerando los modelos antes realizados, de manera precisa y completa el comportamiento reportado en el Minnow Creek con los parámetros más representativos. Para realizar este objetivo se procede a realizar la compactación capa por capa con una sobrecarga de $q=25$ kPa, aplicando dicha carga en todo el largo del refuerzo, dejando al primer metro próximo la fachada sin sobrecarga y considerando el proceso de compactación 1 definido anteriormente. Este modelamiento contrastará los modelos obtenidos en el capítulo 5 con el modelo Mohr-Coulomb Modificado considerando los mismos tres valores de interfaz de rigidez de corte del capítulo 5.

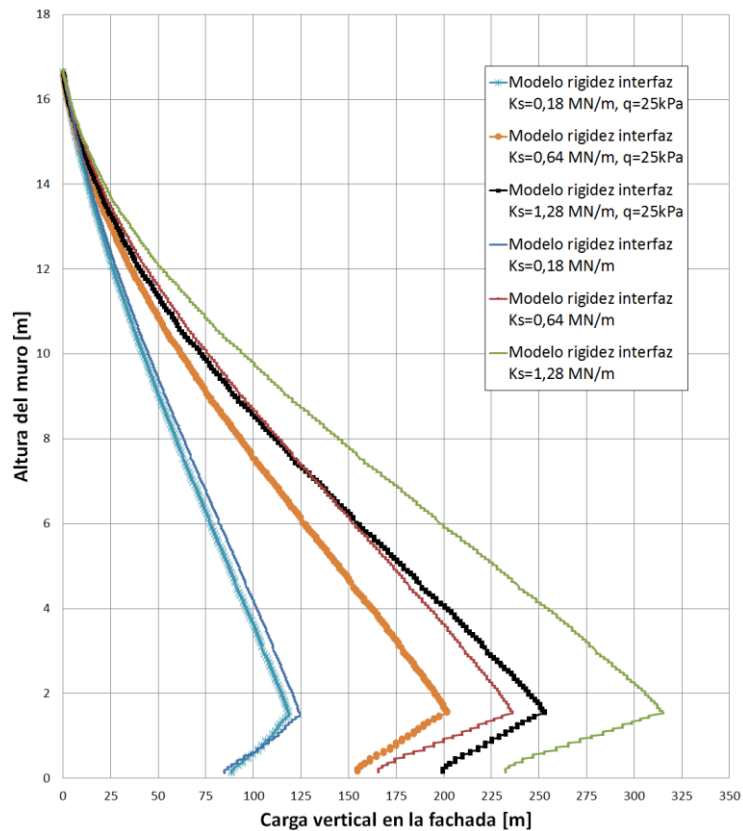


Figura 7.22 Comparación cargas verticales en los paneles de fachada para distintos valores de la rigidez de corte de la interfaz.

Las cargas verticales presentadas en la Figura 7.22 muestran como el proceso constructivo reduce las cargas verticales en los paneles de fachada. A medida que la rigidez de la interfaz de corte aumenta, este efecto se amplificado. Por lo tanto, es posible concluir que un proceso de compactación aplicado capa por capa tiende a disminuir las cargas verticales en los paneles de fachada, además de las mejoras relacionadas a la adherencia entre el suelo y el refuerzo, por lo que un proceso de compactación realizado a una distancia mínima de la fachada mejora el desempeño del muro.

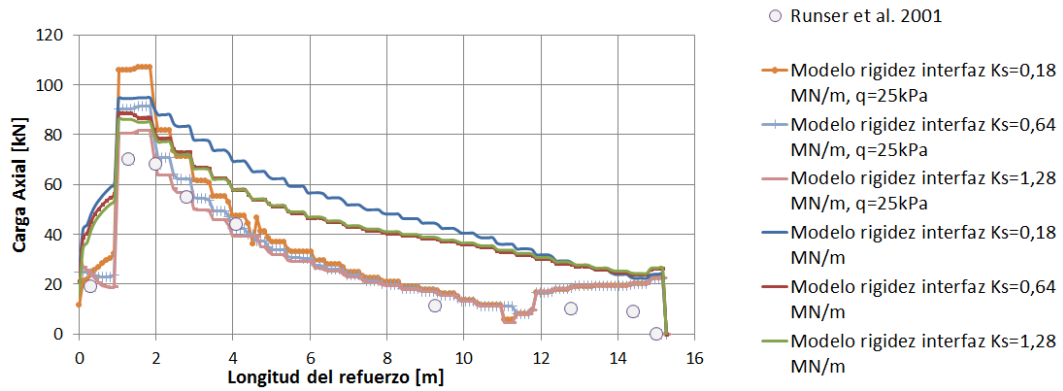


Figura 7.23 Cargas en el refuerzo 3 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz

Las cargas en el refuerzo 3 (Figura 7.23) muestran como el modelo Modificado Mohr-Coulomb con un proceso de compactación aplicado reproduce de mejor manera el estado de carga de este refuerzo, capturando de manera precisa los cambios de distribución que se generan a lo largo del refuerzo.

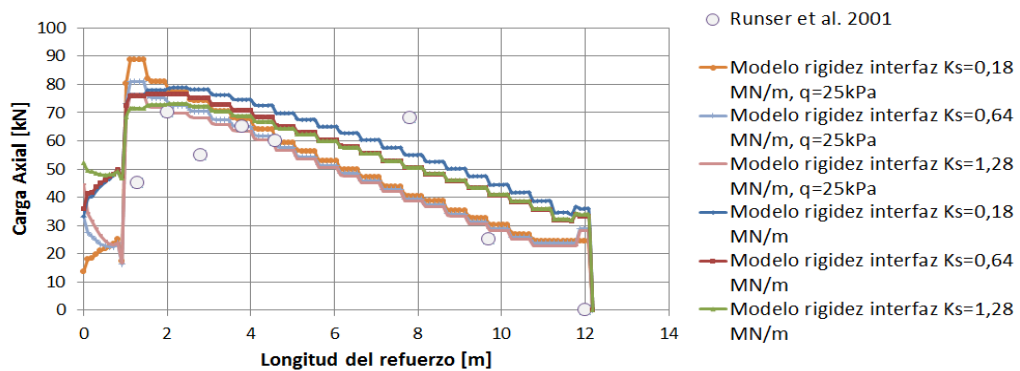


Figura 7.24 Cargas en el refuerzo 7 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz

La distribución de cargas del refuerzo 7 (Figura 7.24) muestra un ajuste de mejor manera por parte de los modelos realizados mediante un proceso de compactación. Es importante notar como las variaciones más significativas se producen próximas a la conexión refuerzo-panel. Posteriormente las distribuciones de todos los modelos se asemejan.

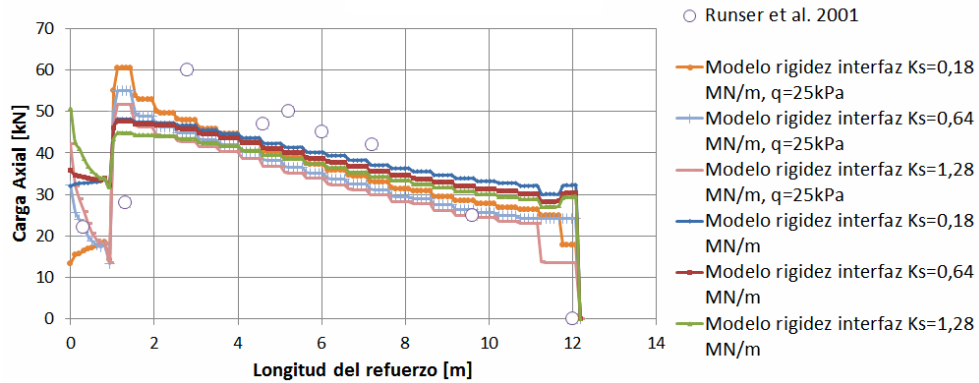


Figura 7.25 Cargas en el refuerzo 11 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz

Las cargas en el refuerzo 11 (Figura 7.25) muestran una tendencia similar para todos los modelos realizados. Las principales diferencias radican en la carga en las conexiones donde los modelos con mayor rigidez de la interfaz de corte, sumado al proceso de compactación, muestran los mayores niveles de carga.

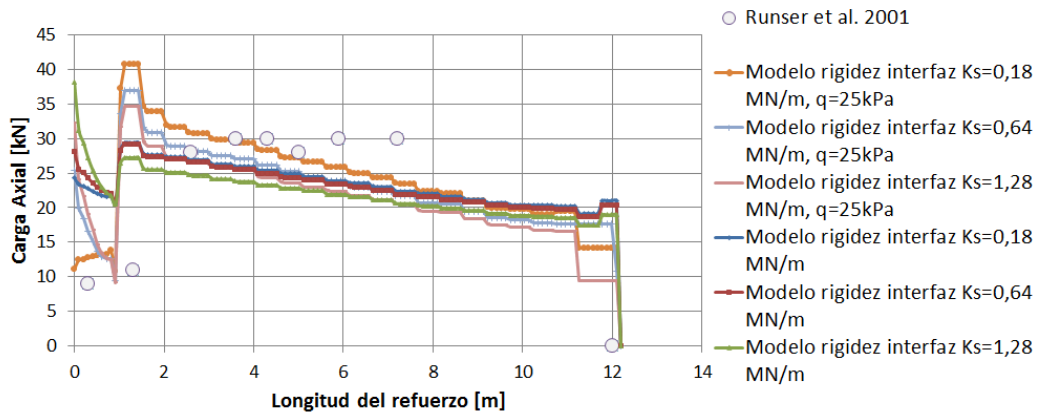


Figura 7.26 Cargas en el refuerzo 15 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz

La distribución de cargas del refuerzo 15 (Figura 7.26) exhibe un comportamiento similar para todos los modelos. Es interesante notar como el refuerzo de menor rigidez de la interfaz de corte suelo-panel, presenta el mejor ajuste con la distribución de cargas reportada.

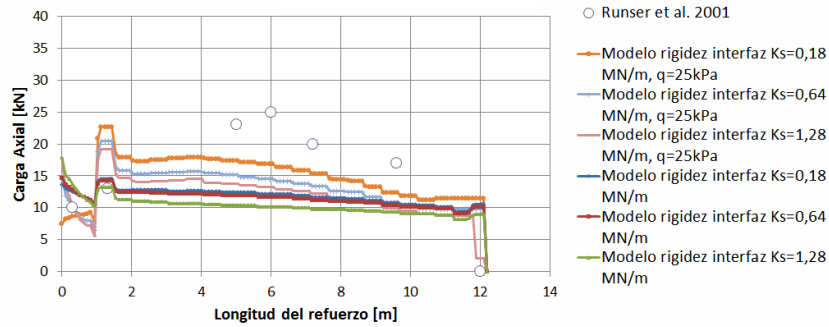


Figura 7.27 Cargas en el refuerzo 19 para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz

Las cargas en el refuerzo 19 (Figura 7.27) muestran como el modelo con menor rigidez de la interfaz de corte, sometido a un proceso de compactación, es capaz de reproducir con un aceptable grado de precisión las cargas reportadas por el refuerzo 19. Los modelos realizados sin un proceso de compactación, tienden a subestimar de manera significativa las cargas en este refuerzo.

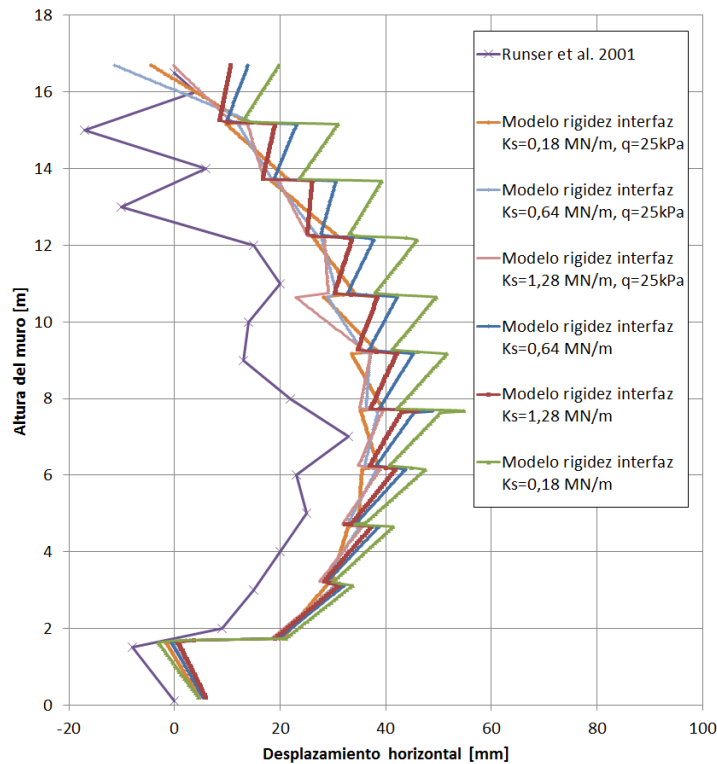


Figura 7.28 Deformación lateral para distintos valores de rigidez de corte de la interfaz

Las deformaciones laterales presentadas en la Figura 7.28 muestran como el proceso de compactación mejora de manera significativa las predicciones en cuanto a los desplazamientos horizontales. La distribución de la curva de deformaciones laterales se ve notoriamente mejor ajustada con la aplicación del proceso constructivo.

8. Conclusiones

El modelamiento utilizando elementos finitos resulta un método útil para estimar el comportamiento de muros mecánicamente estabilizados mediante la utilización de elementos continuos en la interfaz suelo-panel que permitan controlar los parámetros de rigidez y resistencia de esta interacción.

El comportamiento de muros mecánicamente estabilizados es difícil de caracterizar debido a la complejidad de las interacciones entre sus elementos, las características geométricas y los efectos generados por el proceso constructivo. Sin embargo, las metodologías de diseño actuales están basadas en nociones clásicas de resistencia última, sin considerar ningún tipo de análisis de cargas operacionales. Además, las metodologías simplificadas de diseño para la estabilidad interna suponen que la compresibilidad del suelo de fundación, la rigidez de los cojinetes y la interfaz suelo-panel no influyen las cargas en los refuerzos.

Las metodologías de cálculo para la verificación de estabilidad interna proporcionan un buen punto de partida en el caso de muros mecánicamente estabilizados con refuerzo inextensible, para estimar las cargas máximas en los refuerzos. Sin embargo, no proporcionan información adicional útil para caracterizar este tipo de estructuras.

Los programas computacionales basados en elementos finitos utilizados en esta investigación, PLAXIS y GTS-NX, implementados con modelos constitutivos simples para caracterizar el suelo, sumado a debidos supuestos para las interacciones entre elementos estructurales y el suelo, proporcionan una robusta herramienta para el estudio de muros mecánicamente estabilizados y su comportamiento.

La influencia de la fachada y su interacción con el suelo de relleno quedan demostradas en esta investigación. Utilizando tres valores distintos de rigidez al corte de la interfaz suelo-panel, es posible caracterizar este tipo de estructuras de manera sencilla y eficaz.

Las cargas verticales en los paneles de fachada son mayores a su peso propio, esto se debe a la contribución de la transferencia de esfuerzos de corte que se genera en la interfaz suelo-panel, sumado al aporte que genera la componente vertical de las cargas de refuerzo en la conexión del refuerzo con el panel.

El modelamiento numérico realizado a un modelo validado a través del contraste con mediciones en terreno, fue utilizado para estudiar la influencia de distintos parámetros. De acuerdo a esto, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Suelo de fundación: La utilización de un módulo de elasticidad que represente un suelo compresible (10 MPa), afecta de manera significativa las cargas en los refuerzos cercanos a la base del muro. A medida que nos acercamos a la superficie, la influencia de un suelo de fundación compresible en las cargas axiales de los refuerzos se atenúa. Además, este parámetro controla de manera significativa tanto las deformaciones laterales como los asentamientos de la fachada. Por último las cargas verticales sobre los paneles de fachada se ven incrementadas significativamente en un suelo más compresible.

- Rigidez del refuerzo: La modificación de la rigidez del refuerzo mostró cambios significativos en el estado de cargas de los refuerzos. Las deformaciones laterales se ven fuertemente influenciadas por el valor de la rigidez de los refuerzos, no así los asentamientos. Las cargas verticales en los paneles de fachada se ven incrementadas con el uso de refuerzos de menor rigidez. Por lo tanto es posible concluir que un muro de tales características geométricas es seguro de construir mediante la implementación de refuerzos inextensibles de tiras de acero por sobre otros refuerzos existentes.
- Rigidez de los cojinetes: La implementación de ensayos realizados a materiales utilizados como cojinetes muestran como la no-linealidad de la rigidez axial de este tipo de elementos, influencia de manera considerable las cargas verticales sobre los paneles de fachada y los asentamientos del muro.
- Refinamiento del mallado: La optimización del mallado permitió generar modelos lo suficientemente precisos en términos del estado de carga de los elementos estructurales del muro mecánicamente estabilizado en un tiempo, en promedio, siete veces menor que con un mallado refinado en la zona de refuerzo.
- Espaciamiento vertical de los refuerzos: El aumento en la cantidad de refuerzos mostró disminuir de manera significativa la carga en cada uno de los refuerzos estudiados, así como, las deformaciones laterales del muro. No obstante este aumento en la cantidad de refuerzos implicaría directamente en un mayor costo de este tipo de estructuras.
- Parámetros de interfaz suelo-panel: El modelamiento realizado sin considerar adecuadamente los parámetros de rigidez y resistencia de la interfaz suelo-panel, muestran como este factor cumple un rol determinante, no sólo en las cargas verticales sobre los paneles de fachada, los cuales se ven directamente afectados, sino también influencia de manera significativa el estado de cargas en los refuerzos.

Finalmente, el proceso de compactación modelado incorporando una ley constitutiva hiperbólica con criterio de falla Mohr-Coulomb que considera la sobrecarga en cada etapa constructiva muestra mejoras apreciables a los modelos realizados en primera instancia. Sin embargo, la complejidad asociada a la determinación de los parámetros del modelo hiperbólico, la implementación del proceso constructivo con sobrecarga capa por capa, un aumento considerable en el tiempo de cálculo y problemas de convergencia pueden suponer obstáculos lo suficientemente grandes para llevar a cabo una correcta modelación de este tipo de estructuras.

9. Recomendaciones

Continuando con la línea de investigación de este trabajo se recomienda:

- Evaluar en primera instancia mediante el método Simplified Method los estados de carga máximo en los refuerzos con la finalidad de tener un punto de partida con un buen grado de precisión de las cargas en los refuerzos
- Realizar modelos mediante elementos finitos con un mallado optimizado en la zona de refuerzo y modelos constitutivos sencillos para los elementos de suelo, entrega buenas predicciones de resultados en el comportamiento de muros mecánicamente estabilizados disminuyendo de manera significativa el tiempo de cálculo y problemas de convergencia asociados.
- Comparar la metodología realizada en términos de interfaces de elementos continuos en la interacción suelo-panel utilizando un espesor diferente y parámetros de rigidez y resistencia con los que puedan realizarse equivalencias en términos de rigidez de corte de la interfaz.
- Estudiar el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras mediante simulaciones numéricas que incorporen la aplicación de un registro de aceleraciones en la base de la estructura.

10. Bibliografía

AASHTO. 2012. LRFD bridge design specifications, 4th Ed., AASHTO, Washington, D.C

Abdelouhab,A. ,Dias,D., Freitag,N.,2011. Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types ofstrips. Geotext. Geomembr. 29,116–129.

Allen, T., Christopher, B., Elias, V., and DeMaggio, J. 2001. “Development of the simplified method for internal stability.” Rep. No. WA-RD 513.1, Washington State Dept. of Transportation, Olympia, Wash.

Allen, T. M., Bathurst, R. J., Holtz, R. D., Lee, W. F., and Walters, D. L. 2004. “A new working stress method for prediction of loads in steel reinforced soil walls.” J. Geotech. Geoenviron. Eng., 13011, 1109– 1120.

Armour, T. A., Bickford, J. and Pfeister, T. (2004) ‘Repair of Failing MSE Railroad Bridge Abutment’, pp. 1–15.

Bathurst, R.J., Benjamin, D.J., 1990. Failure of a geogrid-reinforced soil wall.Transportation Research Record No. 1288. Transportation Research Board, 109–116.

Bathurst, R. J., Nernheim, A., and Allen, T. M. (2008). “Predicted and measured loads using the coherent gravity method.” Ground Improv., 161(3), 113–120.

Bathurst, R. J., Nernheim, A., and Allen, T. M. (2009). “Predicted loads in steel reinforced soil walls using the AASHTO simplified method.” J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135: 2(177), 177–184.

Berg, R. R., Christopher, B. R., and Samtani, N. C. (2009). “Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes.” FHWA GEC 011, Vol. I, National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. DOT, Washington, DC.

Bowles, J. E. (1997) *Foundation Analysis and Design Fifth Edition, Engineering Geology*. doi: 10.1016/0013-7952(84)90010-3.

British Standards Institution (BSI). (2010). Code of practice for strengthened/ reinforced soil and other fills, Milton Keynes, U.K.

Carter, J. P., Desai, C. S., Potts, D. M., Schweiger, H. F., and Sloan, S. W. (2000). “Computing and computer modelling in geotechnical engineering.” Proc., GeoEng 2000, Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering, Technomic, Lancaster, PA, 1157–1252

Chen, D.-H., Nazarian, S. and Bilyeu, J. (2007) ‘Failure analysis of a bridge embankment with cracked approach slabs and leaking sand’, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 21(5), pp. 375–381. doi: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:5(375).

Choufani, C., Wu, P., Gagnon, G., and Macintosh, M. (2011). "A precast faced mechanical stabilized earth solution for a 20 metre high mining crusher wall with various technical and site challenges." Proc., 2011 Pan-Am Canadian Geotechnical Conf. (CD-ROM), Canadian Geotechnical Society, Richmond, BC, Canada, 625.

Christopher, B. R. 1993. "Deformation response and wall stiffness in relation to reinforced soil wall design." Ph.D. thesis, Purdue Univ.

Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., Lloret, A., and Albuquerque, P. J. R. (2013). "Vertical-facing loads in steel-reinforced soil walls." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000874, 1419–1432.

Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., and Lloret, A. (2014). "Numerical analysis of an instrumented steel-reinforced soil wall." *Int. J. Geomech.*, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000394, 04014037.

Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., and Lloret, A. (2015). "Numerical study of the influence of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls." *Int. J. Geotech. Eng.*, 8(3), 247–259.

Elias, V., Christopher, B., & Berg, R. 2001. *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*. National Highway Institute - Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, USA

Ehrlich, M., and Mitchell, J. K. 1994. "Working stress design method for reinforced soil walls." *J. Geotech. Engrg.*, 1204, 625–645.

Gonzalo Andrés Jara Mori (2010). "Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria". Tesis doctoral, Departamento de ingeniería y morfología del terreno, Universidad Politécnica de Madrid.

Hatami, K., and Bathurst, R. J. (2005). "Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions." *Can. Geotech. J.*, 42(4), 1066–1085.

Hatami, K., and Bathurst, R. J. (2006). "Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:6(673), 673–684.

Hatami, K., Bathurst, R. J., and Di Pietro, P. (2001). "Static response of reinforced soil retaining walls with nonuniform reinforcement." *Int. J. Geomech.*, 10.1061/(ASCE)1532-3641(2001)1:4(477), 477–506.

Hellinger, E., "Der allgemeine Ansatz der Mechanik der Kontinua," *Encyclopadie der Mathernafischen Wissenschaften*, Vol. 4, 1914

Holtz, R. D. and Lee, W. F. (2002) 'Internal Stability Analyses of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls - Volume 1, Report Number:WA-RD 532.1, National Highway Institute, Federal Highway Administration. Arlington VA.', (January 2002).

Hu, H.C., “On some variational principles in the theory of elasticity and the theory of plasticity,” *Scintia Sinica*, Vol. 4, 1955.

Huang, B., Bathurst, R. J., and Allen, T. M. (2012). “LRFD calibration for steel strip reinforced soil walls.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000665, 922–933.

Huang, B., Bathurst, R. J., and Hatami, K. (2009). “Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000092, 1486–1498.

Itasca, 2011.FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version7.0 [computer program]..Itasca Consulting Group,Inc.,Minneapolis,Minn

Kibria, G., Hossain, M. S., and Khan, M. S. (2014). “Influence of soil reinforcement on horizontal displacement of MSE wall.” *Int. J. Geomech.*, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000297, 130–141..

Karpurapu,R.G.,Bathurst,R.J.,1995.Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method.*Comput.Geotech.*17 (3), 279–299.

Lajevardi, S. H., Dias, D. and Racinais, J. (2013) ‘Analysis of soil-welded steel mesh reinforcement interface interaction by pull-out tests’, *Geotextiles and Geomembranes*. Elsevier Ltd, 40, pp. 48–57. doi: 10.1016/j.geotexmem.2013.08.002.

Lee, K. L., Adams, B. D., and Vagneron, J. J. 1973. “Reinforced earth retaining walls.” *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 9910, 745–764.

Miguel Alonso Pinedo Arévalo (2012). “Comparación entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles”. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Miyata, Y., and Bathurst, R. J. (2012). “Analysis and calibration of default steel strip pullout models used in Japan.” *Soils Found.*, 52(3), 481–497.

Miyata, Y., and Bathurst, R. J. (2013). “Measured and predicted loads in steel strip reinforced c-f soil walls in Japan.” *Soils Found.*, 52(1), 1–17.

Neely, W. J. (2005). “Calculated and measured axial loads on bearing pads in MSE retaining walls.” *Proc.*, Western Bridge Engineer’s Seminar, Portland, OR.

Neely, W. J., and Tan, S. L. (2010). “Effects of second-order design factors on the behavior of MSE walls.” *Proc.*, Earth Retention Conf., R. Finno, Y. M. A. Hashash, and P. Arduino, eds., ASCE, Reston, VA, 522–530.

Ochiai, H.,2007.Earth reinforcement technique a role of new geotechnical solutions—memory of ISK yushu. In: Proceeding soft he International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu2007,A.A.Balkema, Fukuoka, Kyushu,Japan,pp.1–23.

Public Works Research Center (PWRC). (2003). Design method, construction manual and specifications for steel strip reinforced retaining walls, 3rd Ed., Tsukuba, Ibaraki, Japan (in Japanese).

Rankine, W. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.

Reissner, E., "On a variational theorem in elasticity," Journal of Mathematical Physics, Vol. 29, 1950.

Runser, D. J. (1999). "Instrumentation and experimental evaluation of a 17 m tall reinforced earth retaining wall." M.S. thesis, School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, IN.

Runser, D. J., Fox, P. J., and Bourdeau, P. L. (2001). "Field performance of a 17 m-high reinforced soil retaining wall." Geosynthet. Int., 8(5), 367–391.

Sadd, M. H. (2014) *Elasticity: Theory, Applications and Numerics Third edition*.

Saez, E. (2011) *Fundamentos de Geotecnia. 2.0*. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Scarborough, J. (2005) 'GSP 140 Slopes and Retaining Structures under Seismic and Static Conditions', (216), pp. 1–12.

Schanz T, Vermeer PA, Bonnier PG (1999) Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. Beyond 2000 in computational geotechnics, Balkema, Rotterdam, pp 281–290

Schmidt, J. M. and Harpstead, D. L. (2011) 'MSE Wall Engineering – A New Look at Contracting, Design, and Construction', (719).

Skok, D. (2010) *Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado*. Universidad Nacional de La Plata.

Schlosser, F. 1978. "History, current development, and future developments of reinforced earth." Proc. Symp. on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, Sydney, New South Wales, Australia.

Stuedlein, A.W., Bailey, M.J., Lindquist, D.D., Sankey, J., Neely, W.J., 2010. Design and performance of a 46-m-high MSE wall. ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng. 136(6), 786–796.

Tiznado, J. (2010) *Comportamiento sísmico de estructuras rígidas de contención de suelos*. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Vidal, H. 1966. La Terre Armée, un Matériau Nouveau Pour les Travaux Publics. Annales de l'I.T.B.T.P., Paris, France, 223/224: 887-936

Washizu, K., On the Variational Principles of Elasticity, Aeroelastic and Structural Research Laboratory, MIT, Technical Report, 1955.

Wu, J., Pham, T. and Adams, M. (2013) 'Composite Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Mass', (july).

Yu, Y., Bathurst, R. J., and Miyata, Y. (2015). "Numerical analysis of a mechanically stabilized earth wall reinforced with steel strips." *Soils Found.*, 55(3), 536–547.

Yu, Y., Damians, I. P., and Bathurst, R. J. (2014). "Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structure interactions." *Comput. Geotech.*, 65, 164–174.