

**EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA
TIPOLOGÍA DE ESTRIBOS DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO**

JULIÁN RICARDO FONSECA SEPÚLVEDA

EDUARDO GÓMEZ MEYER

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS**

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

BUCARAMANGA

2014

**EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA
TIPOLOGÍA DE ESTRIBOS DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO**

JULIÁN RICARDO FONSECA SEPÚLVEDA

EDUARDO GÓMEZ MEYER

Trabajo de grado para optar por el título de
ingeniero Civil

Director:

RICARDO ALFREDO CRUZ HERNÁNDEZ

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2014

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a toda mi familia por el apoyo incondicional brindado durante el transcurso de mi carrera profesional, en especial a mi madre y hermana las cuales fueron el soporte de esta etapa.

A cada uno de los profesores que hicieron parte de este proceso para desarrollar satisfactoriamente la investigación.

A mis amigos y compañeros, siendo un gran apoyo para el desarrollo de esta investigación.

Julián Ricardo Fonseca Sepúlveda

Quiero dar las gracias a mis padres por ser mi fuente principal de apoyo y motivación, por creer en mí, por la formación que desde pequeño me dieron, por los valores que me inculcaron y por el amor que me brindaron. Sin ustedes no sería la persona que soy ni habría alcanzado los logros que tengo.

A mis hermanos, que me ayudaron muchas veces y siempre han sido amigos en quienes puedo confiar.

A los profesores que confiaron en mis capacidades y ayudaron a desarrollar el proyecto.

A mis compañeros y amigos de la Universidad.

Eduardo Gómez Meyer

Tabla de Contenido

INTRODUCCIÓN	16
1. METODOLOGÍA	18
1.1 Validación de los resultados numéricos.....	18
1.1.1 Modelos de elementos finitos	19
1.2 Variación del tipo de geotextil y la distancia de separación en el modelo numérico	21
1.2.1 Modelo con refuerzo cada 20 cm.....	22
1.2.2 Modelo con refuerzo cada 40 cm.....	23
1.2.3 Modelo con refuerzo principal cada 20 centímetros, y refuerzo adicional en las últimas cinco (5) capas cada 10 centímetros	24
1.3 Modelo adaptado al laboratorio de estructuras de la UIS.....	24
2. RESULTADOS Y ANÁLISIS	28
2.1 Comportamiento del estribo a escala real y del espécimen de prueba	28
2.2 Influencia de la separación del geotextil en el comportamiento de la estructura.	30
2.3 Influencia de la resistencia del geotextil en el comportamiento de la estructura.....	33
2.4 Modelo adaptado al laboratorio UIS.....	36
3. CONCLUSIONES	39
BIBLIOGRAFÍA	41
ANEXOS	43

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Fotografía del puente Bowman en servicio. Fuente: <i>Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide</i> [1].	18
Figura 2. Modelamiento numérico del estribo del puente y la prueba de laboratorio.	19
Figura 3. Comparación del prototipo de laboratorio con el modelo numérico del estribo.	20
Figura 4. Comparación del prototipo experimental con el modelo numérico.	21
Figura 5. Refuerzo cada 20cm, Modelo 1.	22
Figura 6. Refuerzo cada 40cm, Modelo 2.	23
Figura 7. Refuerzo principal cada 20 centímetros, y refuerzo adicional en las últimas cinco (5) capas cada 10 centímetros, Modelo 3.	24
Figura 8. Marco de carga del laboratorio de estructuras de la UIS.	25
Figura 9. Dimensiones prueba original y escalada.	27
Figura 10. Asentamientos reales del puente Bowman vs tiempo. Fuente: <i>Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Synthesis Report</i> [10].	28
Figura 11. Estado de esfuerzos al aplicar la carga última	29
Figura 12. Desplazamientos horizontales bajo una carga de 2700kN/m ² .	30
Figura 13. Envolvente de falla de los tres modelos usando el refuerzo TR4000.	30
Figura 14. Capacidad portante última para el geotextil TR4000.	31
Figura 15. Comparación carga aplicada con respecto a elongación horizontal. Refuerzo TR4000.	32
Figura 16. Comparación esfuerzos verticales efectivos. Sv=20 [cm] a la izquierda y Sv=40 [cm] a la derecha, TR4000.	33
Figura 17. Comparación carga aplicada con respecto a la elongación vertical, Modelo 1.	33
Figura 18. Comparación de la relación entre la resistencia a la tracción del refuerzo y la distancia de separación.	34
Figura 19. Capacidad portante última para Sv=20 centímetros.	34
Figura 20. Comparación carga aplicada con respecto al desplazamiento horizontal, Modelo 1.	35
Figura 21. Comparación esfuerzos verticales efectivos. TR 3000 a la izquierda y TR6000 a la derecha, Sv=20 [cm].	35
Figura 22. Comparación de los modelos realizados a escala real y el prototipo escalado, Sv=20 [cm] - TR4000.	36

Figura 23. Comparación de los modelos realizados a escala real (izquierda) y el prototipo escalado (derecha), concentración de esfuerzos verticales efectivos, $S_v=20$ [cm] -

TR4000..... 37

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Características de los geotextiles usados en los análisis.	21
Tabla 2. Variables utilizadas en el análisis dimensional.	25
Tabla 3. Factores de escala empleados en la prueba de laboratorio.	26
Tabla 4. Características de la prueba escalada y la prueba original.....	27
Tabla 1. Geometría general del estribo modelo	44
Tabla 2. Propiedades de la fundación y el material retenido.	44
Tabla 3. Propiedades del material de relleno	45
Tabla 4. Propiedades de la base granular de la carretera.....	45
Tabla 5. Cargas de diseño del puente Bowman.....	45
Tabla 6. Factores de capacidad de carga [12].	49

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DE LA ESTRUCTURA.....	44
ANEXO B. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA	50
ANEXO C. MODELAMIENTO PRUEBA DE LABORATORIO	56
ANEXO D: RESULTADOS DE LOS MODELOS NUMÉRICOS	61
ANEXO E: ADAPTACIÓN DE LA PRUEBA AL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DE LA UIS.....	64

RESUMEN

TÍTULO	EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA TIPOLOGÍA DE ESTRIBOS DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICO*
AUTORES	Eduardo Gómez Meyer, Julián Ricardo Fonseca Sepúlveda.**
PALABRAS CLAVE	Estribos para puentes, suelo reforzado con geosintético, Mini-pier, capacidad portante.

Descripción:

En busca de una mejor comprensión del comportamiento de una nueva tecnología de estribos de Suelo Reforzado con Geosintético (SRG), se plantearon diferentes modelos en un programa de elementos finitos para evaluar la capacidad portante y la relación carga-deformación de la estructura. La capacidad de soporte de los estribos de SRG depende principalmente de las características del material de relleno, las propiedades físicas del refuerzo y la distancia de separación del mismo [2]. Como primera fase de este proyecto se planteó un modelo a escala real de un estribo de SRG para predecir el comportamiento de un puente construido en el Condado de Defiance, Ohio. Con los resultados obtenidos en la primera fase se adaptó un modelo de una prueba de laboratorio conocida como Mini-pier [3], la cual fue diseñada y empleada por la *Federal Highway Administration* (FHWA) de Estados Unidos y tiene como objeto determinar empíricamente la capacidad portante de los estribos de SRG [9]. La segunda fase de la investigación consistió en el análisis del modelo simplificado variando el tipo de geosintético y la distancia de separación. De los resultados obtenidos, se evidencia una alta capacidad de soporte de esta tipología de estribos y una mejora al reducir la distancia de separación del refuerzo.

* Trabajo de grado para optar por el título de Ingeniero Civil.

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director Ricardo Alfredo Cruz Hernández.

ABSTRACT

TITLE	ANALYTICAL EVALUATION OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF A TYPE OF GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL ABUTMENTS *
AUTORES	Eduardo Gómez Meyer, Julián Ricardo Fonseca Sepúlveda.**
PALABRAS CLAVE	Abutments, geosynthetic reinforced soil, Mini-pier, bearing capacity

Description:

While searching for a better understanding of the behavior of a new technology of Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) abutments, different models were proposed using a finite element program, to evaluate the bearing capacity and axial load deformation relationships. The bearing capacity of a GRS mass depends mainly of the properties of the granular fill, and the physical properties and spacing of the reinforcement [2]. As a first phase of this project a full scale model of a GRS abutment was established to predict the behavior of an existing bridge located in Defiance County, Ohio. With the results obtained in the first phase an analytical model of a performance test called Mini-Pier [3] was adapted. This experiment was design and used by the Federal Highway Administration (FHWA) of the United States, and its target is to determine empirically the bearing capacity of the GRS abutments [9]. The second phase of the research consists of the analysis of the simplified model while varying the type and spacing of geosynthetic. The result shows that the GRS abutments provide a high bearing capacity and an improvement by reducing the reinforcement spacing.

* Bachelor Thesis.

** Department of Physical Mechanics Engineering, School of Civil Engineering, Director Ricardo Alfredo Cruz Hernández.

INTRODUCCIÓN

Las estructuras de Suelo Reforzado con Geosintético (SRG) han sido ampliamente implementadas por ingenieros y especialistas en soluciones geotécnicas en los últimos años. Las estructuras de contención tuvieron una revolución en los años 60s, gracias a la invención de la tierra reforzada como una nueva alternativa a los muros de gravedad y en voladizo que se venían construyendo [11]. El francés Henri Vidal, propuso un sistema de refuerzo de tiras metálicas, las cuales servían de anclaje de las pantallas externas y a su vez restringían los desplazamientos laterales del muro mediante la fuerza de fricción presente entre el material seleccionado de relleno y el refuerzo [7]. Desde Vidal, nuevos sistemas de construcción y materiales de refuerzo se han propuesto, lo que ha aumentado su rango de aplicación y confiabilidad.

Una de las innovaciones de SRG más recientes es la construcción de una tipología de estribos que consiste en capas estrechamente espaciadas de material granular compactado y geotextil tejido como refuerzo. Desde el 2005 más de 50 puentes con estribos de SRG se han construido con éxito en los Estados Unidos [4]. La mayoría de estos puentes tienen una luz entre 20 y 27 metros y cuentan con los tres componentes que caracterizan esta tecnología; la vía de acceso integrada, el estribo de SRG y una Cimentación superficial de Suelo Reforzado (CSR) [2].

En el Condado de Defiance, Ohio, se construyó el primer puente de SRG, ubicado sobre la carretera Bowman, y el cual fue construido en 47 días y monitoreado durante año y medio. El proyecto consiste en un puente de 24 metros de luz y estribos de 4.6 metros de alto y 10.4 metros de ancho. Las vigas de la superestructura se apoyan directamente sobre los estribos de SRG, sin ningún tipo de estructura de apoyo adicional. A la fecha no se han reportado fisuras en el pavimento o daños en la subestructura [12].

La capacidad portante del estribo se determinó empíricamente mediante la realización de la prueba Mini-pier, que brinda una aproximación del comportamiento estructural del compuesto de suelo reforzado con geosintético. La prueba ha sido realizada en múltiples ocasiones para determinar la capacidad portante de proyectos particulares [2] o para estudiar los cambios en la respuesta al variar el refuerzo, su distancia de separación y el agregado [9, 13]. Este experimento consiste en un espécimen de sección cuadrada de lados de 4.5 pies (1.37 metros) y altura de 6.4 pies (1.95 metros), el cual mediante dos (2) gatos

hidráulicos se le aplica carga axial gradualmente mientras, mediante transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT por sus siglas en Inglés), se realizan mediciones de desplazamientos verticales y laterales. El montaje de la prueba se realiza con el mismo agregado granular que se utiliza en el puente, el mismo geotextil, los mismos bloques de concreto de la fachada y una separación de 8 pulgadas (0.2032m) (tabla 1).

En el presente proyecto se planteó un modelo a escala real en el programa de elementos finitos Plaxis V.8.2 del estribo de SRG construido en el puente Bowman. Con este modelo se analizó el comportamiento de la estructura al sufrir las cargas de servicio y se comparó con datos de deformación registrados. Así mismo se determinó la envolvente de falla del modelo analítico, la cual fue comparada con la usada en el diseño original del estribo. La curva teórica fue determinada mediante la realización de la prueba experimental Mini-pier, como sugieren en las guías de la FHWA [2, 6, 1].

El comportamiento del modelo a escala real y la prueba de laboratorio realizada por el Condado de Defiance y la FHWA presentaron una alta similitud, como se esperaba. Es por esto que basados en los resultados obtenidos del modelo a escala real y las pruebas realizadas en Estados Unidos [9], se realizaron modelos en Plaxis V.8.2 de la prueba Mini-pier, para simular el comportamiento de una estructura de SRG construida con geotextiles nacionales. La disponibilidad de geotextiles en el país es limitada en comparación con Estados Unidos, es por esto que el estudio del comportamiento se realizó con las características de los materiales disponibles en la región. Se implementaron 3 tipos de geotextiles tejidos con diferentes resistencias a la tracción.

Para el futuro queda la comparación de los resultados obtenidos realizando las pruebas de laboratorio. Sin embargo, la carga de aplicación necesaria para obtener una representación clara del comportamiento de la prueba supera las características del marco de carga del laboratorio de la Universidad Industrial de Santander (UIS). Es por esto que se realizó un análisis dimensional y se redujeron las dimensiones del prototipo a un (1) metro de ancho por 1.2 metros de alto. La prueba fue analizada y comparada analíticamente dando como resultado una representación acertada del comportamiento.

1. METODOLOGÍA

Con el fin de establecer los parámetros y comportamiento teórico se optó por adecuar el estribo del puente *Bowman Road* (figura 1) como fuente teórica de esta investigación.



Figura 1. Fotografía del puente Bowman en servicio. **Fuente:** *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide*[2].

1.1 Validación de los resultados numéricos.

Los resultados obtenidos mediante el análisis numérico fueron comparados con la información de asentamientos disponible del puente Bowman tras año y medio de seguimiento [2]. Además se generó la envolvente de falla de los modelos numéricos del estribo de SRG, para verificar qué tan acertada es la representación del comportamiento obtenido mediante la prueba de laboratorio Mini-pier, la cual es base para determinar la capacidad portante de los estribos de SRG. Posteriormente se realizó la simulación de la misma prueba de laboratorio en el programa de elementos finitos, con el fin de contar con un modelo analítico, donde se pueda estudiar el comportamiento al cambiar las propiedades de los materiales y predecir analíticamente su respuesta estructural.

1.1.1 Modelos de elementos finitos

El modelamiento del estribo y el prototipo se realizó en el programa de elementos finitos Plaxis V.8.2. En la realización de los modelos se tuvo en cuenta el proceso constructivo y la carga de compactación (ver figura 2). El agregado granular se definió en el programa como un material endurecido, ya que este cambia sus propiedades al simular la carga de compactación y es ideal para estudios de estructuras de contención lateral (Anexo C).

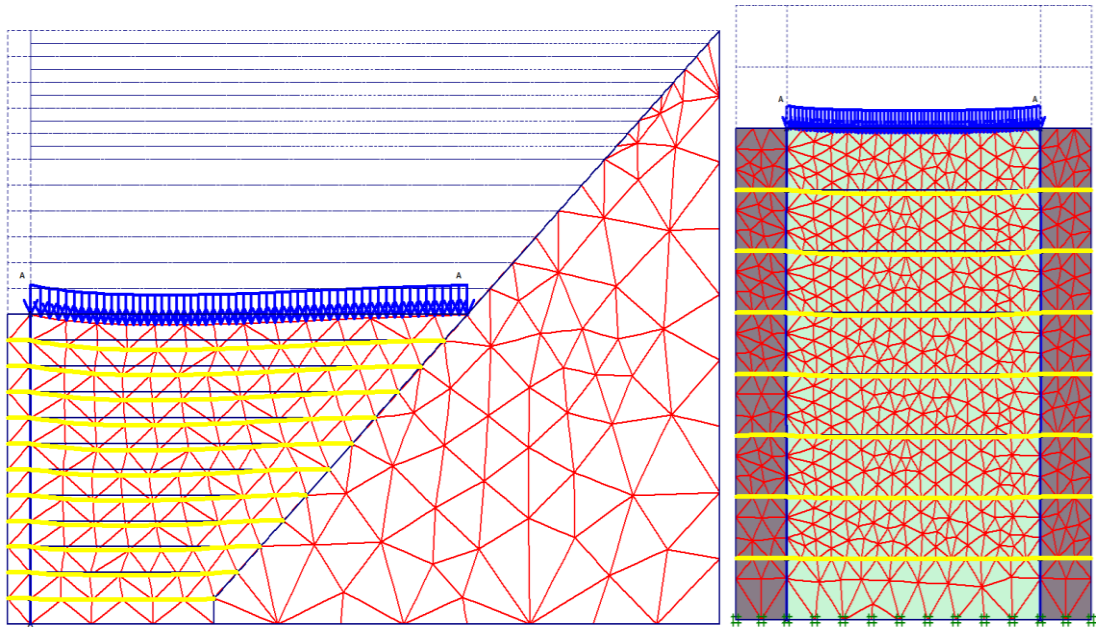


Figura 2. Modelamiento numérico del estribo del puente y la prueba de laboratorio.

Se realizaron dos modelos numéricos del estribo del puente. Uno con refuerzo adicional cada 10 centímetros en las últimas 5 capas, como se especifica en los diseños originales y otro sin ese refuerzo. Se asignaron diferentes valores de carga para generar la envolvente de falla.

Las curvas carga-deformación de los modelos fueron comparadas con las obtenidas en la prueba Mini-pier realizadas por el Condado de Defiance (ver figura 3). Se encontró que la prueba de laboratorio representa correctamente el fenómeno hasta cargas de alrededor de 800 kN/m². Para cargas mayores, el modelo del puente a escala real presenta menores deformaciones que las registradas en la prueba de laboratorio. Esto se debe a que las dimensiones de la prueba de laboratorio son menores que la del estribo a escala real. Sin embargo

es una muy buena aproximación para predecir el comportamiento y determinar la capacidad portante última y admisible del estribo del puente.

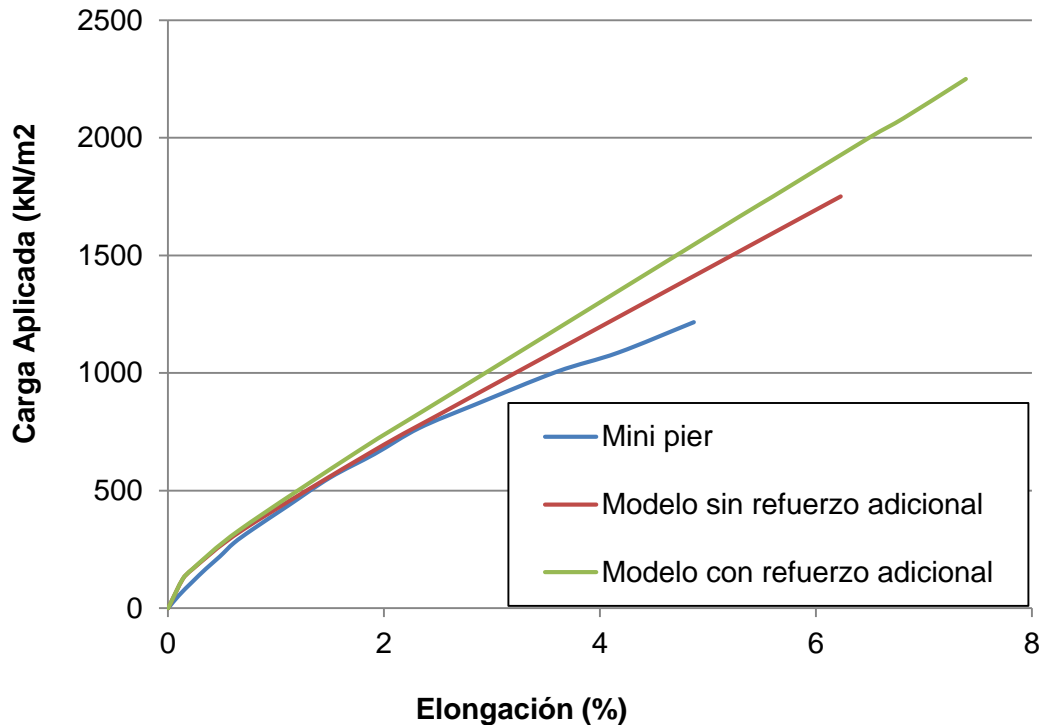


Figura 3. Comparación del prototipo de laboratorio con el modelo numérico del estribo.

Después de comprobar que la prueba de laboratorio representa el comportamiento del estribo real, se propuso un modelo analítico del experimento. Se conservaron las características de los materiales usados y se determinaron las deformaciones al aumentar la carga gradualmente. En la figura 4 se ve la alta similitud entre la prueba Mini-pier realizada para el puente Bowman, y el modelo analítico propuesto.

El modelo analítico se utilizó para realizar el estudio del comportamiento de la estructura al usar tres (3) tipos de geotextiles nacionales y variar la separación del refuerzo. El comportamiento se evaluó hasta que el geotextil fallara por tracción.

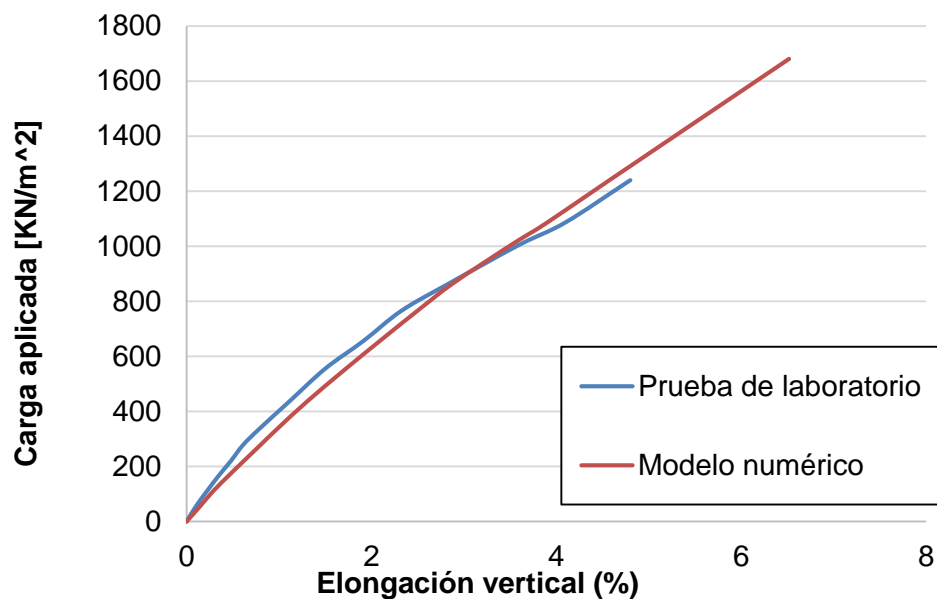


Figura 4. Comparación del prototipo experimental con el modelo numérico.

1.2 Variación del tipo de geotextil y la distancia de separación en el modelo numérico

Se analizó el comportamiento de la estructura dadas las características de tres (3) geotextiles tejidos fabricados por la empresa PAVCO (tabla 1). Se eligió un geotextil tejido, que ha sido utilizado en la construcción de la tipología de estribos comúnmente. Este tipo de material polimérico es ideal debido a su bajo costo, facilidad de transporte, corte in situ, y compatibilidad con el sistema de conexión por fricción entre los bloques de concreto y la masa de SRG [2].

Tabla 1. Características de los geotextiles usados en los análisis.

Geotextil	Polímero	Resistencia A la tracción (Tf)			
		Elongación (%)	MD (kN/m)	Elongación (%)	XMD (kN/m)
PAVCO TR 3000	Poliéster	29	56	17	55
PAVCO TR 4000	Poliéster	28	75	17	65
PAVCO TR 6000	Poliéster	19	95	18	95

1. Dirección de las fábricas del geotextil paralelas a la máquina de fabricación.
2. Dirección de las fábricas del geotextil perpendiculares a la máquina de fabricación.

Las características del agregado se mantuvieron constantes en los nueve (9) modelos. En el programa de elementos finitos se asignó un comportamiento como material endurecido para simular los efectos de compactación. Se realizaron tres (3) montajes diferentes del modelo en el programa Plaxis V.8.2, donde las variables fueron la distancia de separación y el tipo de refuerzo.

Se escogieron distancias de separación de 10, 20 y 40 centímetros. Estas distancias se definieron por las dimensiones del bloque de concreto implementado (20 centímetros de alto), con el fin de que existiera una conexión por fricción entre el geotextil y el bloque y además de facilitar la construcción y compactación de la estructura.

Se realizaron los tres modelos con cada uno de los tres tipos de geosintéticos disponibles: TR 3000, TR 4000 y TR 6000, con el objetivo de comparar el comportamiento del SRG. El mismo procedimiento se realizó para los demás modelos.

1.2.1 Modelo con refuerzo cada 20 cm

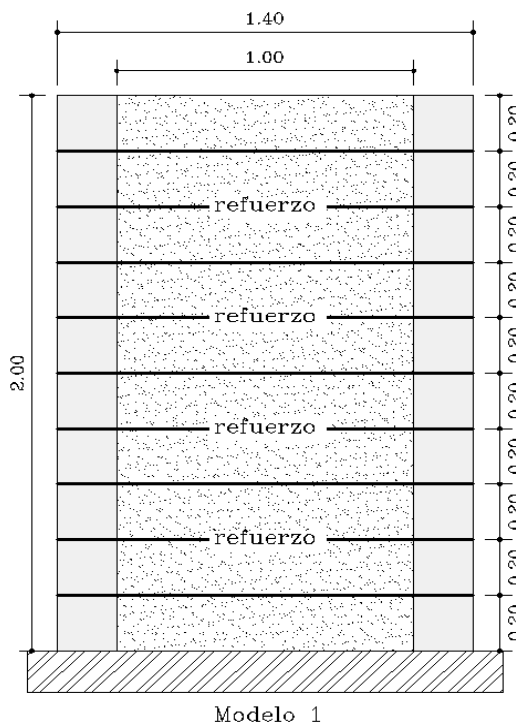


Figura 5. Refuerzo cada 20cm, Modelo 1.

La distancia de separación de 20 cm, es la sugerida por FHWA [2] para la tipología de estribos. En esta investigación se busca determinar qué pasa al aumentar o disminuir tal distancia. En este modelo y los especificados en los numerales 2.2.2 y 2.2.3, se variará el geotextil y la distancia de separación. Las características del agregado de refuerzo y los bloques de concreto se mantendrán constantes durante todo el análisis. La compactación fue simulada mediante cargas distribuidas y fueron asignadas durante las etapas constructivas en el programa de elementos finitos Plaxis V.8.2.

1.2.2 Modelo con refuerzo cada 40 cm

Se eligió una distancia de separación de 40cm ya que es el doble de la altura de los bloques de concreto. De esta forma el geotextil sigue conectado mediante fuerzas de fricción entre los bloques y el material. Así mismo al ser el doble de la separación permite obtener más información con fines comparativos

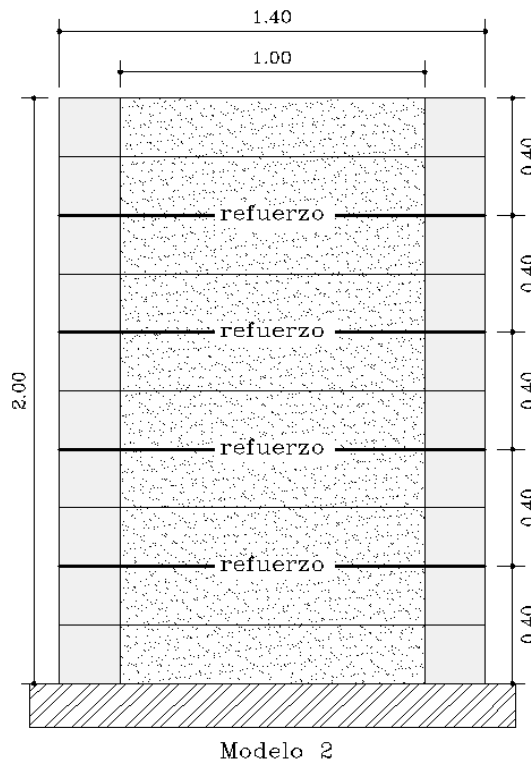


Figura 6. Refuerzo cada 40cm, Modelo 2.



Figura 8. Marco de carga del laboratorio de estructuras de la UIS.

Tabla 2. Variables utilizadas en el análisis dimensional.

Variables	Símbolo	Unidades	Unidades básicas
Longitud	L	<i>m</i>	<i>L</i>
Fuerza	F	<i>kg.m.s⁻²</i>	<i>M.L.t⁻²</i>
Presión	P	<i>kg.m⁻¹.s⁻²</i>	<i>M.L⁻¹.t⁻²</i>
Área	A	<i>m²</i>	<i>L²</i>

Mediante el teorema PI de Buckingham se determinó el número adimensional que relaciona las variables descritas en la tabla 2 (El procedimiento completo se especifica en el Anexo E):

$$\pi = \frac{PL}{F} \sqrt{A}$$

Para determinar el factor de cada una de las variables, se estable una ley de similitud [10] entre las variables de la prueba de laboratorio original, con respecto a las variables del modelo escalado, dando como resultado la siguiente relación:

$$S_F = S_P S_L \sqrt{S_A}$$

Donde,

S_F : factor de escala de la fuerza.

S_p : factor de escala de la presión.
 S_L : factor de escala de la longitud.
 S_A : factor de escala del área.

Para determinar el factor de escala de las variables que afectan la prueba de laboratorio, se asumieron las siguientes hipótesis:

- Los materiales usados en el modelo escalado tienen las mismas propiedades mecánicas que los materiales usados en el espécimen original.
- Las dimensiones del modelo escalado son obtenidas a partir de las dimensiones de la prueba original afectadas por el factor de escala ($L_m = \frac{L_p}{S_L}$).
- El factor de escala del área será igual al factor de escala de la longitud elevado al cuadrado ($S_A = S_L^2$).
- El factor de escala de la presión se supone como uno.

Después de realizados los cálculos a partir de las hipótesis planteadas, se obtienen los factores de escala especificados en la tabla 3.

Tabla 3. Factores de escala empleados en la prueba de laboratorio.

Factor de escalamiento	Dimensión	Factor de empleado
Longitud [S_L]	L	S_L
Presión [S_P]	$M. L^{-1}. t^{-2}$	1
Carga [S_P]	$M. L. t^{-2}$	S_L^2
Área [S_P]	L^2	S_L^2

Las dimensiones del modelo escalado, conservaron la misma relación H/B=2 de la prueba original. Se propuso una altura de 1.2 metros (ver figura 9) con el fin de que fuera constructivamente posible dadas las diferentes distancias de separación del refuerzo de 10, 20 y 40 centímetros especificadas en el Numeral 2.2.

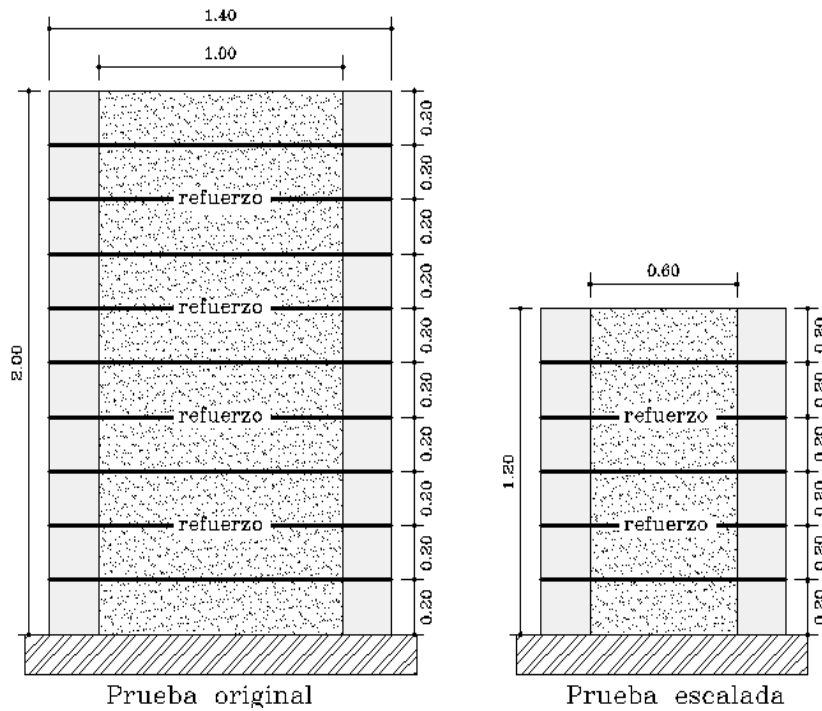


Figura 9. Dimensiones prueba original y escalada.

Determinadas las condiciones de borde, se realizaron los cálculos pertinentes para la obtención del factor de escala de la prueba de laboratorio, el cual dio de $\frac{5}{3}$.

Determinado el factor de escala se calculan los factores dimensionales de cada una de las variables involucradas en la prueba de laboratorio. En la tabla 4 se muestran las características del experimento adaptado al laboratorio UIS.

Tabla 4. Características de la prueba escalada y la prueba original.

	Prueba original	Prueba escalada
Altura	2 [m]	1.2
Base (Sin bloque)	1 [m]	0.8
Área de aplicación de la carga	0.7 [m ²]	0.25 [m ²]
Carga máxima	-	30 [ton]
Presión máxima	-	1200 [kPa]

Con el fin de corroborar que la prueba escalada representa adecuadamente el comportamiento de un compuesto de SRG, se realizaron diferentes modelos numéricos y se compararon con los resultados obtenidos de la prueba original.

2. RESULTADOS Y ANÁLISIS

2.1 Comportamiento del estribo a escala real y del espécimen de prueba

El comportamiento estructural de la tipología de estribos resultó ser mejor de lo esperado. El puente Bowman se diseñó para soportar una carga muerta de 125kN/m^2 y una carga viva de 76kN/m^2 con una elongación vertical admisible del 1 %. Los resultados obtenidos muestran que a una presión de 200 kN/m^2 la estructura está trabajando al 9% de su capacidad última, la cual es de 2250 kN/m^2 . Así mismo, se determinó mediante el modelo analítico un asentamiento total de 14.34 milímetros dando una elongación vertical del 0.225 %, la cual es cuatro (4) veces menos que la permisible. La carga necesaria para que la estructura tenga una elongación del 1 %, es de 436kN/m^2 , la cual es más del doble de la del diseño.

Los valores de asentamientos reales se presentan en la figura 10. Se observa que los mayores asentamientos registrados ocurren justo después de posicionar las vigas de la superestructura y son de alrededor de 15.24 milímetros (0.05 pies). En el modelo analítico se predijo un asentamiento de 14.34 milímetros, es decir se obtuvo un error del 6%.

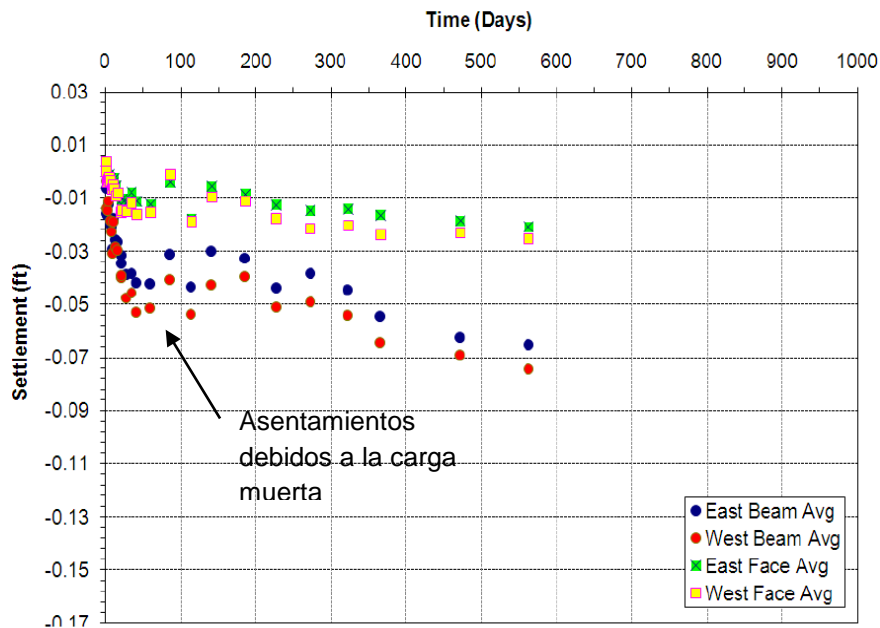


Figura 10. Asentamientos reales del puente Bowman vs tiempo.

Fuente: *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Synthesis Report [10].*

Al remover el refuerzo adicional en las cinco (5) capas superiores la capacidad portante se vio reducida considerablemente. La falla en este caso se presentó a 1750kN/m^2 (ver figura 3). Las deformaciones verticales y laterales aumentaron considerablemente, lo cual indica que el refuerzo adicional en estas capas es esencial para garantizar una alta resistencia y deformaciones bajas en la estructura. FHWA recomienda poner a lo menos cinco (5) capas de refuerzo adicional, pero esto depende del criterio del diseñador.

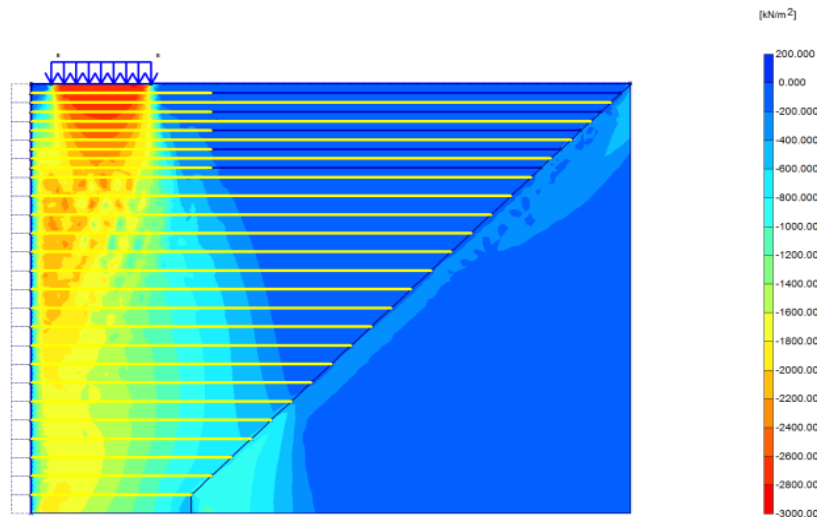


Figura 11. Estado de esfuerzos al aplicar la carga última

Uno de los objetivos del presente proyecto es determinar que tan acertada es la prueba de laboratorio implementada para calcular la capacidad portante de estas estructuras. Según las curvas carga-deformación vertical obtenidas de los modelos analíticos, se puede ver una alta similitud en el comportamiento del estribo a escala real y el modelo del prototipo de prueba para cargas no mayores a 800kN/m^2 . Para cargas mayores el modelo a escala real presenta deformaciones menores que el de la prueba, esto se debe a que la estructura está conformada por una mayor cantidad de capas de refuerzo y los esfuerzos se pueden seguir disipando en la profundidad (figura 11), mientras que la altura del espécimen de prueba es limitada y llega a un punto donde los esfuerzos se empiezan a concentrar hasta alcanzar la falla (figura 17).

La distribución de desplazamientos horizontales en la estructura bajo la carga máxima de soporte se muestra en la figura 12. El desplazamiento lateral máximo se presentó a 3.2 metros desde la base del estribo, lo cual es a $0.7H$ (figura 13). El geotextil ubicado en la capa mencionada presenta los mayores esfuerzos en la estructura y será el primero en fallar por tensión.

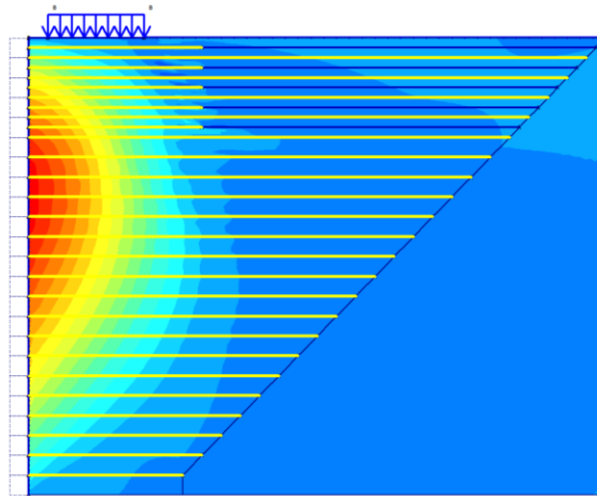


Figura 12. Desplazamientos horizontales bajo una carga de 2700kN/m².

2.2 Influencia de la separación del geotextil en el comportamiento de la estructura.

Según los datos obtenidos de los modelos especificados en el Numeral 2.2, la distancia de separación del refuerzo es un factor importante en el comportamiento de las estructuras de SRG. En la figura 13, se puede observar que para valores pequeños de carga, la distancia de separación no afecta el comportamiento. A medida que la carga es aumentada, la masa de SRG con una separación (S_v) menor, tiende a ser más rígida y sufrir menos deformaciones.

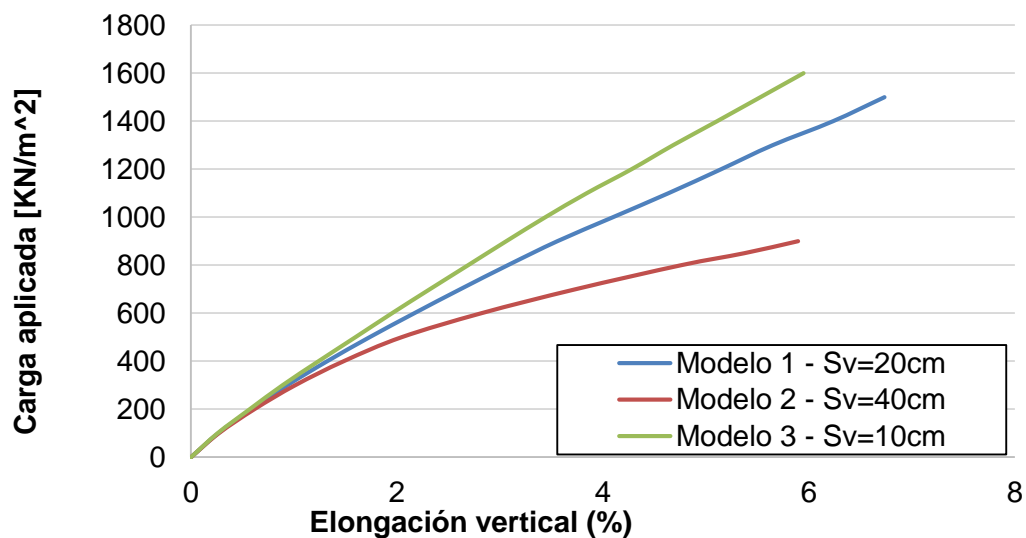


Figura 13. Envoltura de falla de los tres modelos usando el refuerzo TR4000.

La relación entre la distancia de separación y la capacidad portante no es lineal. En la figura 14 se puede ver que al reducir la distancia de separación de 40 a 20 centímetros, la estructura resistió 600kN/m² adicionales. Al reducir la distancia de 20 a 10 centímetros, la estructura tuvo un incremento en su resistencia de 400kN/m². Esto quiere decir que entre menor es la separación mayor es la resistencia, pero llegará un punto que no es justificable seguir aumentando la frecuencia del geotextil, ya que la mejoría va a ser mínima y el gasto mayor. En este caso donde la aplicación de SRG es en estribos para puentes, lo ideal es elegir la distancia de separación igual a la altura del bloque, ya que la interacción bloque-geotextil provee un anclaje por fricción y no es ni muy estrecha ni muy separada. Se consiguen en el mercado gran variedad de bloques de concreto, pero lo ideal para esta aplicación serían los que oscilan entre 15 y 20 centímetros de alto.

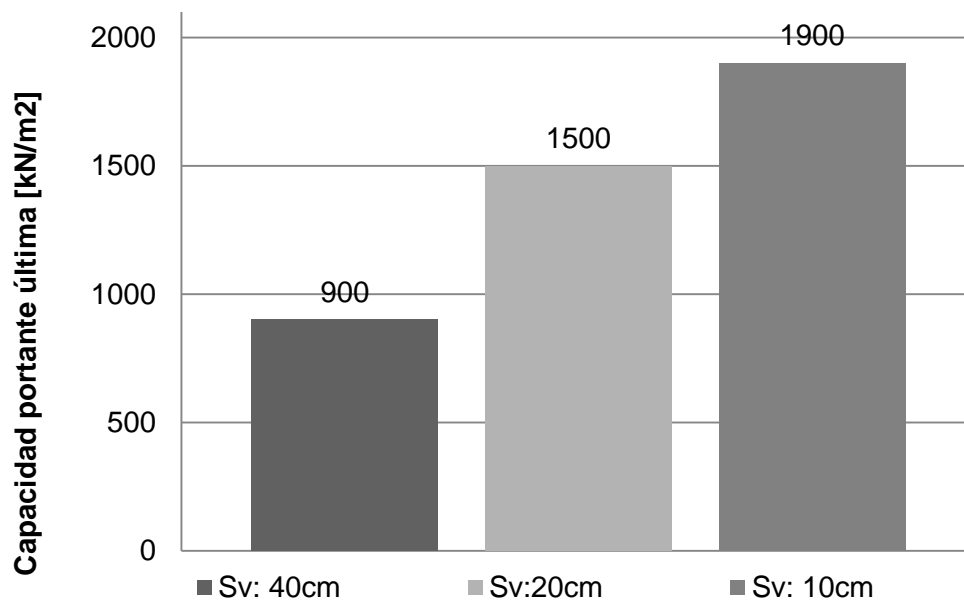


Figura 14. Capacidad portante última para el geotextil TR4000.

Los resultados indican que el refuerzo extra (cada 10 centímetros) proporciona un incremento en la capacidad portante y presenta menores deformaciones laterales y verticales. Es por esto que en los diseños de la tipología de estribos la frecuencia del geotextil es mejor aumentarla en las últimas capas donde los esfuerzos por la aplicación de la carga de la superestructura son mayores. Sin embargo la cantidad de refuerzo adicional y su longitud dependen directamente de cada proyecto y del criterio del diseñador.

El refuerzo funciona a tracción, por lo que además de ser un factor primordial en la capacidad portante también limita los desplazamientos horizontales. Como se esperaba entre mayor es la frecuencia del refuerzo menores son los desplazamientos horizontales, como es notorio en la figura 15.

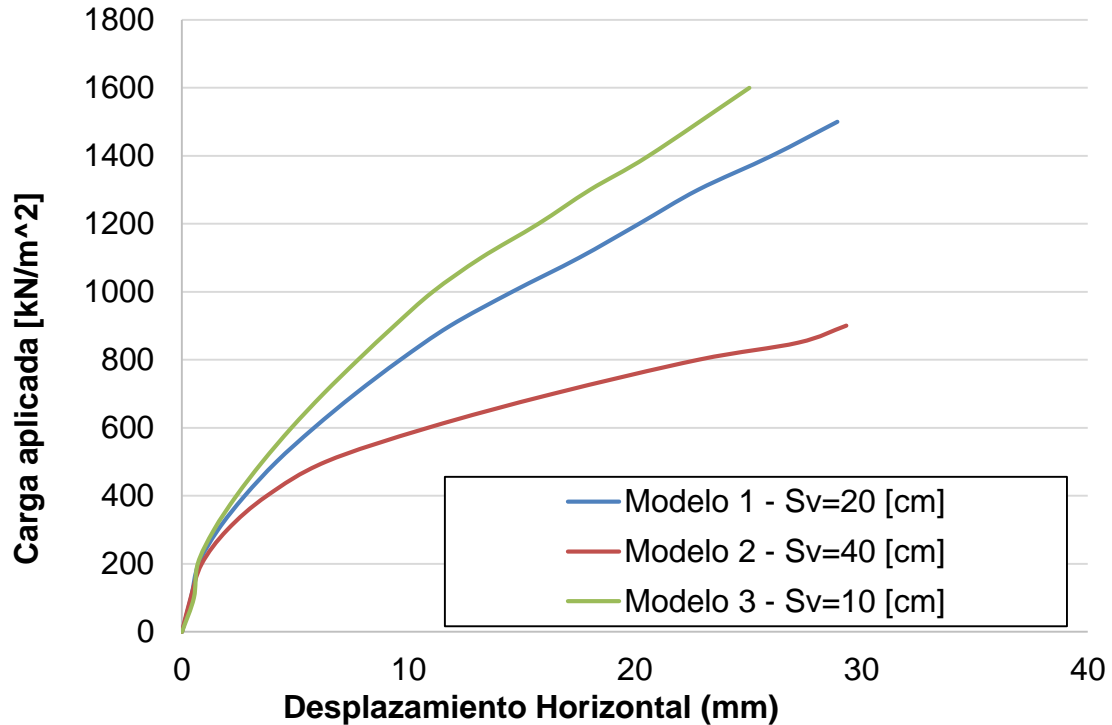


Figura 15. Comparación carga aplicada con respecto a elongación horizontal. Refuerzo TR4000.

Las curvas carga-asentamientos presentan un comportamiento típico de una envolvente de falla por punzonamiento. Esta falla ocurre cuando una fuerza muy grande se concentra en un área muy pequeña [5]. La falla sigue un plano con un ángulo mayor al de fricción interna del relleno. Esto confirma que al incluir refuerzos en el suelo este presenta un aumento aparente en el ángulo de fricción, el cual también se puede determinar mediante pruebas de corte directo. Queda para el futuro realizar la respectiva comparación con los resultados obtenidos.

La distribución de esfuerzos efectivos en el SRG para la capacidad de carga última (Ver figura 16) permite observar de manera detallada la posible falla del prototipo en el laboratorio.

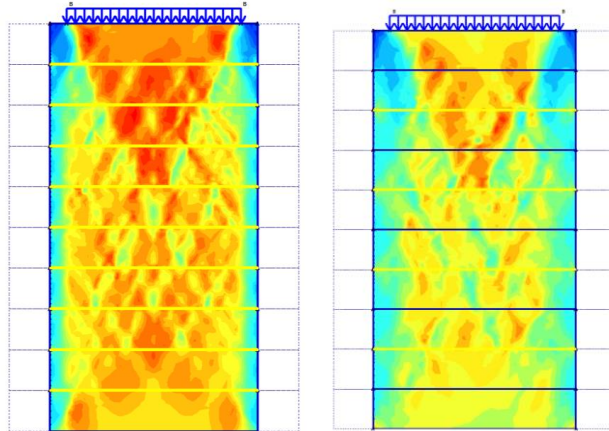


Figura 16. Comparación esfuerzos verticales efectivos. $S_v=20$ [cm] a la izquierda y $S_v=40$ [cm] a la derecha, TR4000.

2.3 Influencia de la resistencia del geotextil en el comportamiento de la estructura

En los tres (3) modelos analizados es notorio que el comportamiento de la estructura es el mismo, sin importar la resistencia del geotextil (ver anexo D), cuando esta trabaja bajo cargas pequeñas (ver figura 17). Al aplicarle cargas superiores a 400kN/m^2 en el caso de separación de 20 centímetros, el geotextil comienza a soportar cargas a tracción importantes, las cuales se traducen en la deformación del mismo. Entre mayor sea la resistencia a la tracción T_{ult} del geotextil, menor será su deformación y la de la estructura de SRG.

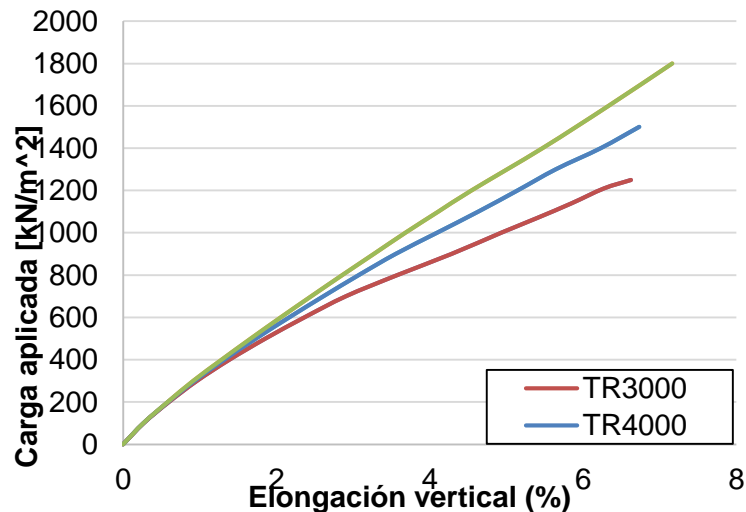


Figura 17. Comparación carga aplicada con respecto a la elongación vertical, Modelo 1.

Los resultados muestran que un estribo de SRG con un refuerzo de resistencia T_f y una separación S_v no tendrá el mismo comportamiento si se incrementa la resistencia del refuerzo y la separación, como se muestra en la figura 18.

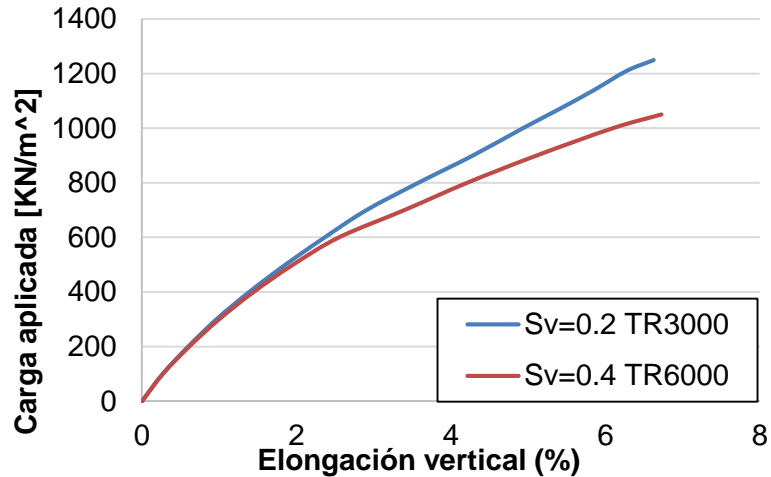


Figura 18. Comparación de la relación entre la resistencia a la tracción del refuerzo y la distancia de separación.

En la figura 18 se puede ver que la distancia de separación influye más que la resistencia del refuerzo.

La relación entre el tipo de refuerzo y la capacidad portante no es lineal. En la figura 19 se ve que al trabajar con el refuerzo TR6000 en comparación con el TR3000 la estructura resistió 550 kN/m^2 adicionales y en comparación al TR4000 aumentó 300 kN/m^2 . Es decir que al aumentar la resistencia del geosintético a la tracción, el aumento en la capacidad portante del espécimen también se ve reflejado.

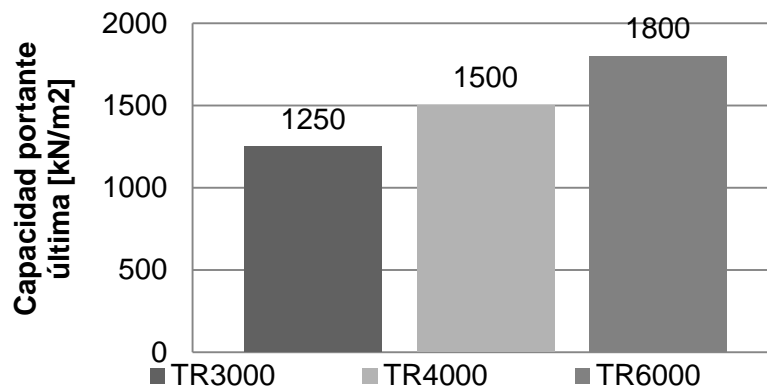


Figura 19. Capacidad portante última para $S_v=20$ centímetros

Al aumentar la resistencia a la tracción del refuerzo los desplazamientos horizontales disminuyen considerablemente (ver figura 20). La deformación máxima alcanzada en los tres modelos realizados en el caso de separación de 20 centímetros, fue de 29 milímetros aproximadamente. Este comportamiento no se presenta de igual manera para una separación 10 y 40 centímetros (Ver anexo D).

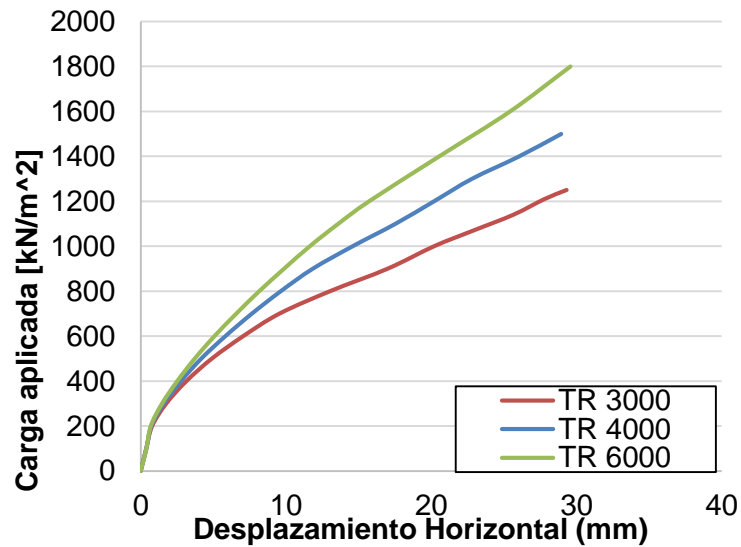


Figura 20. Comparación carga aplicada con respecto al desplazamiento horizontal, Modelo 1.

Sin importar la resistencia del geotextil, el espécimen de prueba presenta una falla por punzonamiento, esto se debe a las razones anteriormente mencionadas (ver figura 21). Teóricamente la dirección de estos planos de falla debería ser el ángulo de fricción interno del suelo reforzado con geosintético.

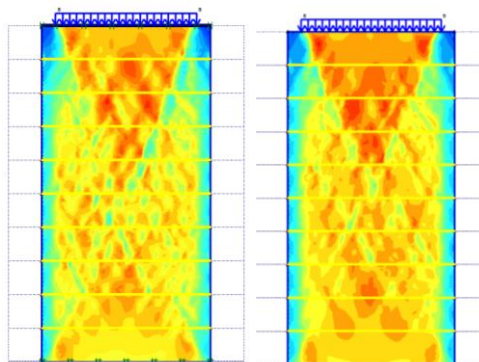


Figura 21. Comparación esfuerzos verticales efectivos. TR 3000 a la izquierda y TR6000 a la derecha, Sv=20 [cm].

2.4 Modelo adaptado al laboratorio UIS

El modelo propuesto para ser implementado en el laboratorio de estructuras de la UIS fue escalado realizando un análisis dimensional debido a las características del marco de carga (aplicación de 30 toneladas) (ver anexo E). Se propuso un modelo de dimensiones menores (Altura 1.2 metro y base 0.6 metro) al original con el fin de representar el comportamiento de la tipología de estribos mediante la aplicación de cargas menores a las implementadas en proyectos anteriores. Los resultados fueron bastante favorables y acertados (Ver figura 22). Para el caso del TR 4000 y $S_v = 20$ centímetros en el modelo escalado no se alcanzó la falla al aplicar las 30 toneladas de carga pero sí una buena representación. A cargas pequeñas el modelo escalado presenta deformaciones menores y a cargas grandes las deformaciones se hacen mayores.

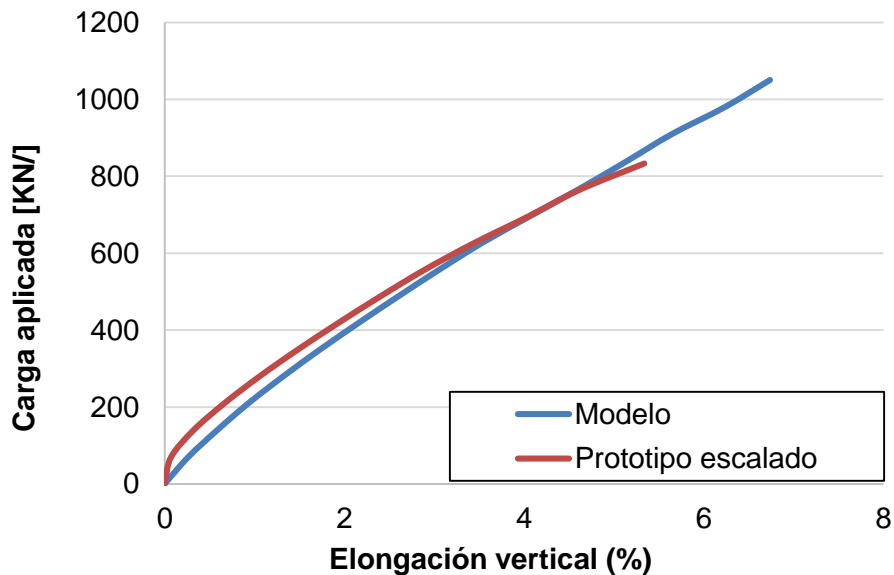


Figura 22. Comparación de los modelos realizados a escala real y el prototipo escalado, $S_v = 20$ [cm] - TR4000.

El modelo escalado de la prueba de laboratorio dio resultados acertados para los tres (3) tipos de geotextil y las diferentes distancias de separación. Esto quiere decir que las dimensiones y características son aplicables en el marco de carga del laboratorio de estructuras de la UIS. Esta prueba de laboratorio no solo sirve para estudiar el comportamiento al variar el tipo de geotextil, la distancia de separación y el agregado, es también ampliamente usada para diseñar cada uno de estos puentes en particular. La prueba de laboratorio sirve como base teórica para determinar la capacidad portante admisible de la tipología, y esto, según la

FHWA. La capacidad de soporte es el esfuerzo necesario para que la prueba de laboratorio se deforme en un 5 % multiplicada por un factor de seguridad.

En uno de los modelos analíticos escalados, la deformación al 5% se alcanzó a una carga menor de 30 toneladas permitiendo así determinar el valor de la capacidad portante del estribo del geosintético como se presenta en el anexo B. Comparado con el modelo de la prueba de laboratorio sin escalar, su error es aceptable.

$$V_{modelo} = 334 [kPa]$$

$$V_{prototipo\ escalado} = 330 [kPa]$$

Se observa que la variación de la capacidad portante es insignificante, el error obtenido es del 1.2 % estando en un rango permisible. La propuesta de la prueba de laboratorio escalada representa convenientemente la capacidad portante del estribo real cuando se alcanza la deformación requerida del 5%.

Además en todos los modelos analíticos realizados, la propuesta de la prueba escalada presentó una capacidad portante menor a los modelos sin escalar. Esto quiere decir, que sin ser mucha la diferencia, con el modelo escalado se estaría ligeramente sobrediseñando.

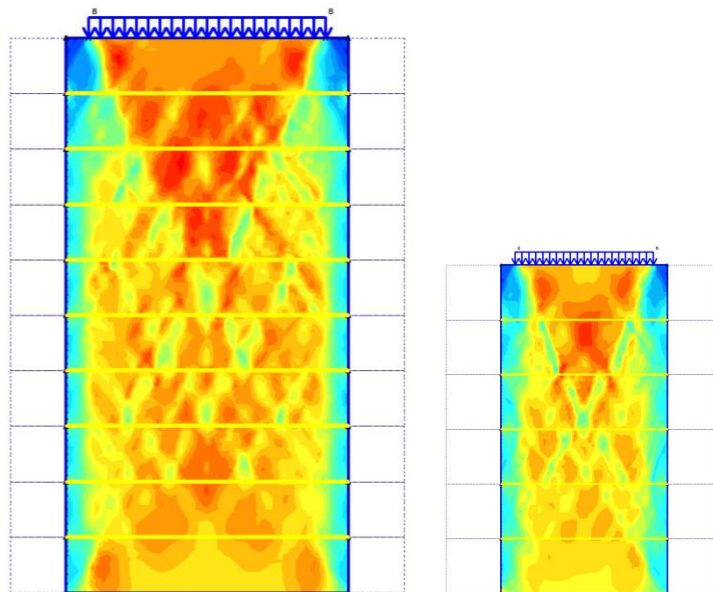


Figura 23. Comparación de los modelos realizados a escala real (izquierda) y el prototipo escalado (derecha), concentración de esfuerzos verticales efectivos, $S_v=20$ [cm] - TR4000.

En la figura 23 se puede observar que la concentración de esfuerzos en el prototipo escalado tiene una distribución similar a la obtenida en el modelo. La falla que se presentará en el prototipo escalado tendrá el mismo comportamiento que en el modelo realizado.

3. CONCLUSIONES

- Las cargas de diseño son muy bajas en comparación con la resistencia última del estribo determinada en el modelo analítico.
- Al estar la carga aplicada en un área pequeña la estructura presentará una falla por punzonamiento, sin embargo la falla se logra a cargas mucho mayores que las de diseño.
- La prueba de laboratorio implementada por FHWA representa acertadamente el comportamiento de los estribos de Suelo Reforzado con Geosintético.
- Para determinar la capacidad de carga del estribo es válido realizar la prueba de laboratorio. Esta brinda una resistencia menor a la real y además se utiliza un factor de seguridad alto. Esto se debe al poco conocimiento y experiencia en la aplicación de SRG en estribos.
- El refuerzo adicional en las capas superiores del estribo incrementa la capacidad portante y limita los desplazamientos verticales y horizontales.
- El modelo escalado adaptado a las características del marco de carga del Laboratorio de Estructuras de la UIS es una representación válida del comportamiento de estos estribos y puede ser usado para determinar el comportamiento de la tipología de manera empírica.
- La incertidumbre del modelo analítico radica en la exactitud de las propiedades de los materiales, y las hipótesis realizadas para simular la relación suelo-geotextil en el programa de elementos finitos.
- Los modelos con los tres (3) tipos de geotextiles estudiados presentaron un aumento en la capacidad portante de la estructura al disminuir la distancia de separación del refuerzo.
- Entre mayor es la resistencia a la tracción del geotextil, menores serán las deformaciones laterales y verticales de la estructura.

- La resistencia del refuerzo y la distancia de separación del mismo son proporcionales a la capacidad portante.
- La primera capa de geotextil en fallar es la ubicada a $0.7H$ desde la base del estribo. Esto se confirmó en el modelo a escala real y los modelos escalados.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schlatter, W., & Hartman, J. (2011). *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Synthesis Report*. Report No. FHWA-HRT-11-027, Federal Highway Administration, McLean, VA.
- [2] Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schlatter, W., & Hartmann, J. (2012). *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide*. Report No. FHWA-HRT-11-026, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- [3] Adams, M. T., Ketchart, K., & Wu, J. T. (s.f.). *Mini Pier Experiments Geosynthetic Reinforcement Spacing And Strength as Related to Performance*.
- [4] Bloser, S., Shearer, D., Corradini, K., & Scheetz, B. (2012). *Geosynthetically Reinforced Soil-Integrated Bridge Systems (GRS-IBS) Specification Development for PennDOT Publication 447*. Thomas D. Larson Pennsylvania Transportation Institute.
- [5] Braja M, D. (2011). *Principles of Foundation Engineering* (7th ed.).
- [6] Federal Highway Administration. (2012). *Sample Guide Specifications for Construction of Geosynthetic Reinforced Soil-Integrated Bridge System (GRS-IBS)*. Report No. FHWA-HRT-12-051, McLean, VA.
- [7] Koerner, R. M. (2012). *Designing with Geosynthetics* (6th ed., Vol. I).
- [8] Manuel Sebastian Rodrigues Castillo, Andres J. (2014). *Comparación de la Respuesta de una Estructura en Adobe de un Piso Ante Movimiento Vibratorio con Diferentes Configuraciones*. Universidad Industrial de Santander.

- [9] Nicks, J., M.T., A., P.S.K., O., & T., S. (2013). *Geosynthetic Reinforced Soil Performance Testing - Axial Load Deformation Relationships*.
- [10] Quiroz, P. C. (2013). *Comportamiento Sísmico de la Vivienda de Adobe Basado en Pruebas en Mesa Vibratoria de Dos Modelos a Escala. Universidad Nacional Autónoma de México*.
- [11] Ryan R., B., Barry R., C., & Naresh C., S. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes - Volume I*.
- [12] Schlatter, W. (Spring 2012). Geosynthetic Reinforced Soil Bridge Abutments in Defiance County, Ohio. *ASPIRE, The Concrete Magazine*, 53.
- [13] Wu, J. T., Pham, T. Q., & Admas, M. T. (2013). *Composite Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Mass*. Federal Highway Administration, Denver, CO.

ANEXOS

ANEXO A. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA DE LA ESTRUCTURA

Un estribo de suelo reforzado con geosintético puede ser considerado como un muro de gravedad. Por tal motivo es necesario evaluar la estabilidad externa de la estructura mediante los criterios que rigen el diseño de un muro de contención por gravedad. Estas estructuras están limitadas por su resistencia al deslizamiento en la base, capacidad portante, estabilidad global y volcamiento. Esta tipología de puentes consiste en dos estribos de suelo reforzado con geosintéticos que soportan una superestructura que podría verse como un puntal que soportaría las fuerzas laterales que causan el volcamiento. Es por esto que por inspección es válido saltar este paso y sólo realizar los análisis por deslizamiento, estabilidad global y capacidad portante [2].

Altura promedio del estribo (H_{estribo}):	4.6	m
Longitud del estribo (L_{estribo}):	15	m
Ancho del puente (B_b)	10.4	m
Skew (Sk):	90	°
Base del estribo (B)	2	m

Tabla 5. Geometría general del estribo modelo

Propiedad	Nomenclatura	Medida	Unidades
Peso específico	g_f, g_b	19.2	kN/m^3
Cohesión efectiva	c'_u, c'_b	19.5	kN/m^2
Angulo de fricción interno	ϕ'_f, ϕ'_b	28	°

Tabla 6. Propiedades de la fundación y el material retenido.

Propiedad	Nomenclatura	Medida	Unidades
Peso específico	g_r	22.5	kN/m^3
Diámetro máximo de partícula	d_{\max}	0.5	in
Cohesión efectiva	c_r	0	kN/m^3
Angulo de fricción interno	ϕ_r	48	$^\circ$

Tabla 7. Propiedades del material de relleno

Propiedad	Nomenclatura	Medida	Unidades
Peso específico	g_{rb}	22.5	kN/m^3
Cohesión efectiva	c_{rb}	0	kN/m^2
Angulo de fricción interno	ϕ_{rb}	40	$^\circ$

Tabla 8. Propiedades de la base granular de la carretera

Carga	Nomenclatura	Medida	Unidades
Carga muerta de la carretera (base granular)	q_{rb}	19	KN/m^2
Cargas de tránsito	q_t	16	KN/m^2
carga muerta del puente	q_b	124.93	KN/m^2
Carga viva sobre el puente	q_{LL}	67.049	KN/m^2

Tabla 9. Cargas de diseño del puente Bowman

Deslizamiento

El estribo de suelo reforzado con geosintético debe ser diseñado para que resista las fuerzas que causan el deslizamiento. Ya que generalmente este tipo de estructuras se combinan un una fundación superficial de suelo reforzado se debe considerar una posible falla por deslizamiento.

Las fuerzas para determinar el factor de seguridad por deslizamiento del estribo son las generadas por el relleno de la base granular de la carretera (F_{rb}), el material retenido (F_b), y las cargas por tránsito (F_t).

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{48}{2} \right) = 0.361$$

$$F_b = \frac{1}{2} \gamma_b K_{ab} H^2 = 73.34 \text{ Kn/m}$$

$$F_{rb} = q_{rb} K_{ab} H = 30.62 \text{ kN/m}$$

$$F_t = q_t K_{ab} H = 23.70 \text{ kN/m}$$

La fuerza total de empuje es la sumatoria de las anteriores:

$$F_n = F_b + F_{rb} + F_t = 127.66$$

La fuerza resistente (R_n) se calcula mediante el peso total resistente y el ángulo de fricción entre la base del estribo y la cimentación

$$R_n = W_t \mu$$

W_t : Peso resistente

μ : Factor de fricción entre el estribo y los cimientos

$$\mu = \tan(\phi_{critico})$$

$\phi_{critico}$: Ángulo de fricción crítico

Como la cimentación es de suelo reforzado con geosintético, el posible deslizamiento ocurrirá entre la capa de geotextil de la fundación y el agregado de la primera capa del estribo. El ángulo de fricción crítico va a ser función de las características del agregado y el geotextil. La mejor forma para determinar su valor es mediante un ensayo de corte directo para la combinación, suelo-geosintético particular. Por razones de practicidad se optó por asumir el factor de fricción como dos tercios de la tangente del ángulo de fricción de material granular usado para el refuerzo.

$$\mu = \frac{2}{3} \tan(\phi_r) = \frac{2}{3} \tan(48) = 0.74$$

$$W_t = W + q_b b + q_{rb} b_{rb} = 143.11 + 498.08 + 24.71 = 665.9$$

$$R_n = 493.04$$

Las cargas vivas de tránsito no hacen parte del cálculo ya que son temporales.

El factor de seguridad por deslizamiento ($FS_{\text{deslizamiento}}$) debe ser mayor o igual a 1.5, como sigue:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{493.66}{127.66} = 3.8 \geq 1.5$$

Capacidad portante

La presión vertical transmitida al suelo en la base de la fundación reforzada con geosintético debe ser analizada contra la falla por capacidad portante. Las cargas verticales involucradas en el estribo son el peso del estribo, el peso de la fundación, la carga viva y muerta transmitida por la superestructura, y las cargas de tránsito. La presión en la base del estribo se calcula mediante la teoría de Meyerhof [11]:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B_{\text{Fundacion}} - 2e_B}$$

$\sum V$: Sumatoria de las fuerzas verticales.

$B_{\text{Fundacion}}$: Ancho del cimiento.

e_B : Excentricidad para cálculo de la capacidad portante.

$$\sum V = W + W_{\text{Fundacion}} + W_{\text{fachada}} + b_{rb}(q_t + q_{rb}) + b(q_b + q_{LL})$$

$$\sum V = 143.11 + 23.82 + 20.24 + 43.83 + 766.3 = 997.3$$

$$e_B = \frac{\sum M_D - \sum M_R}{\sum V} = \frac{237.4 - 2140.3}{99.3} = -1.908$$

La capacidad portante de la fundación se determina mediante las ecuaciones de diseño de cimientos superficiales inicialmente propuestas por Terzaghi.

$$q_n = c_f N_c + \gamma_f D_f N_q + \frac{1}{2} B' \gamma_f N_\gamma$$

c_f : Cohesión del suelo de soporte

$N_c, N_q, y N_\gamma$: Factores de resistencia portante

γ_f : Peso específico del suelo de soporte

B' : La base efectiva del cimiento (BRSF – 2eB)

D_f : Profundidad de empotramiento

$$q_n = 1649.88 \text{ kN/m}^2$$

φ'	N_c	N_q	N_γ	φ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1	0	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.2	14.47
2	5.63	1.2	0.15	28	25.8	14.72	16.72
3	5.9	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.4	22.4
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.3	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31

11	8.8	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.2	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.9	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.1	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.8	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.4	5.39	46	152.1	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.2	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.2	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.6	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Tabla 10. Factores de capacidad de carga [10].

El factor de seguridad para la capacidad de soporte se determina mediante la ecuación:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{1649.9}{239.8} = 6.8 \geq 2.5$$

Volcamiento

Esta tipología de puentes consiste en dos estribos de suelo reforzado con geosintéticos que soportan una superestructura que podría verse como un puntal que soportaría las fuerzas laterales que causan el volcamiento [2]. Es por esto que por inspección no se realizaron los cálculos pertinentes para determinar si la estructura falla bajo estas características.

ANEXO B. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA

El análisis se adaptó de las guías de diseño de la FHWA.

Capacidad portante última

Existe dos posibles métodos para analizar la estabilidad vertical de SRG, analítica o empíricamente. Según las recomendaciones del FHWA se debe trabajar el método empírico en lo posible [2].

- **Método empírico:** la idea de la prueba laboratorio es que sea realizada con el mismo agregado y geosintético que va a ser implementado en el estribo del puente. El fin último de la prueba es obtener la capacidad portante de la estructura de SRG. Para el caso del puente Bowman, la capacidad última vertical se definió como el esfuerzo al cual la estructura alcanzó un cinco por ciento de la deformación vertical global. El gato hidráulico que implementaron no disponía de la carga suficiente para llevar la estructura a la deformación requerida, por lo cual fue necesario una extrapolación lineal para determinar este valor.

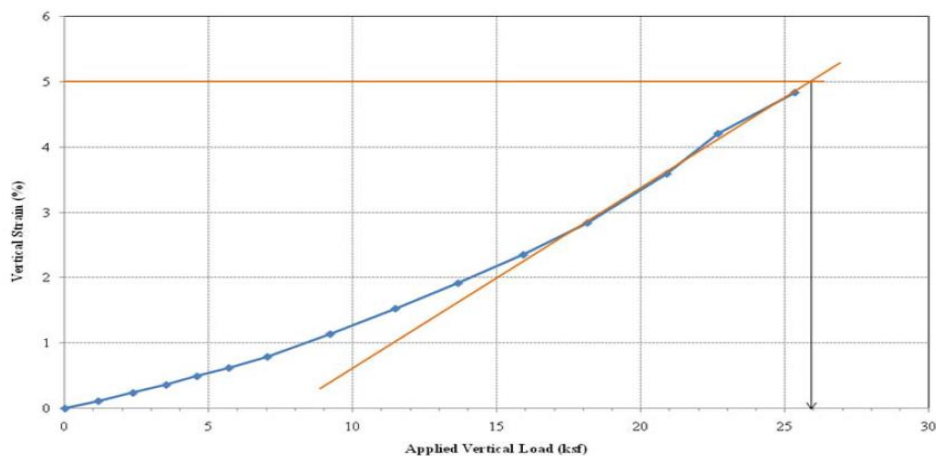


Figura 1 Curva esfuerzo-deformación para el puente Bowman indicando la capacidad última. **Fuente:** *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide*

El modelo alcanzó su máxima capacidad a 2600 [Ksf] aproximadamente 1240 [Kpa]. La capacidad admisible ($V_{admisible}$) se obtiene dividiendo por un factor de 3.5 como se muestra a continuación.

$$V_{adm,emp} = \frac{q_{ult,emp}}{F.S} = \frac{1240}{3.5} = 354.3(KPa)$$

La carga aplicada sobre el estribo del puente en la cual se considera la carga viva (q_{LL}) y la carga muerta del peso propio de la superestructura (q_b) debe ser menor a la carga admisible.

$$V_{aplicada} = q_b + q_{LL} = 124 + 67 = 191(KPa) \leq V_{adm,emp}(KPa)$$

- **Método Analítico:** cuando no es posible realizar una prueba de laboratorio la capacidad de carga última puede ser determinada analíticamente, en donde se considera el tipo de agregado, la separación del refuerzo y la resistencia última a tracción del geosintético ($T_f = 4800 \text{ lb/m}$). La capacidad última analítica se define como:

$$q_{ult,ana} = \left[0.76 \frac{S_v}{d_{max}} \frac{T_f}{a} \right] K_{pr}$$

S_v Separación del geosintético 8".

d_{max} Tamaño máximo de la partícula del relleno granular 1/2".

K_{pr} Coeficiente de presión de tierra pavisado del suelo reforzada definido como:

$$K_{pr} = \frac{1 + \sin \varphi_r}{1 - \sin \varphi_r} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_r}{2} \right)$$

φ_r Es el ángulo de fricción del suelo reforzado: 48°

El valor de la capacidad de carga analítica es de

$$q_{ult,ana} = \left[0.7 \left(\frac{8}{6 \cdot 0.5} \right) \frac{4800}{0.65} \right] * 6.78 = 18781.9 \left[\frac{lb}{ft^2} \right] =$$

La carga admisible se obtiene dividiendo en un factor de seguridad de 3.5 al igual que la carga admisible empírica.

$$V_{adm,ana} = \frac{q_{ult,ana}}{F.S} = \frac{18781.9}{3.5} = 5366.26 \left[\frac{lb}{ft^2} \right] = 257 [KPa] \geq V_{aplicada} \quad \text{Cumple}$$

DEFORMACIONES PERMISIBLES

- **Verticales:** la elongación vertical se obtiene de la intersección de la carga (qb) con la envolvente de falla del experimento realizado, para este caso la carga (qb) es de 2600 psf obteniendo así una elongación de 0.3% por debajo de la admisible de 0.5%.

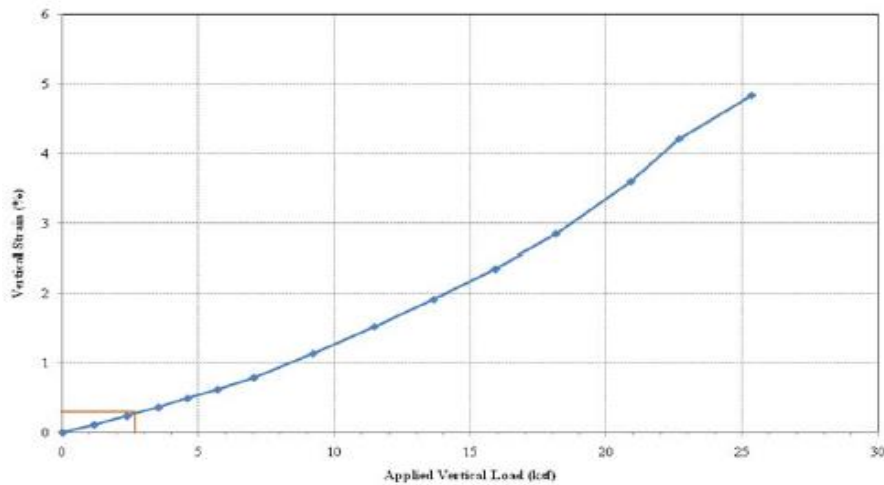


Figura 2 Curva esfuerzo-deformación para el puente Bowman indicando la deformación permisible: *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide*

El asentamiento vertical se define como el producto de la deformación con respecto a la altura total de muro.

$$D_v = \epsilon_v H = 0.003(4.6) = 0.014 \text{ (m)}$$

- **Horizontales:** La deformación horizontal está limitada al 1% y puede ser calculada mediante la siguiente expresión

$$D_L = \frac{2b_{q,vol}D_v}{H}$$

$$\epsilon_L = \frac{D_L}{b_{q,vol}} = \frac{2D_v}{H} = 2 \epsilon_v$$

$$\epsilon_L = 2 * 0.3\% = 0.6\%$$

$$D_L = \frac{2D_v}{H} (b + a_b) = \frac{2 * 0.014}{4.6} (4 + 0.67) = 0.85 \text{ (cm)}$$

Esfuerzo requerido en el refuerzo

La resistencia a la tracción máxima requerida del refuerzo ubicado perpendicularmente a la cara del muro puede ser determinado analíticamente y depende de la profundidad a la que se ubique como se muestra a continuación [8].

$$T_{req} = \left[\frac{\sigma_h}{0.7 \left(\frac{S_v}{6d_{max}} \right)} \right] S_v$$

S_v Separación del refuerzo.

σ_h Presión lateral total con el geosintético a la profundidad analizada y se determina como:

$$\sigma_h = \sigma_{h,w} + \sigma_{h,bridge,eq} + \sigma_{h,rb} + \sigma_{h,t}$$

$\sigma_{h,w}$ Presión de tierra lateral activa calculada por Rankine.

$\sigma_{h,bridge,eq}$ Presión debida a la carga equivalente del puente.

$\sigma_{h,rb}$ Presión de de tierra laterar debido a la base de la carretera.

$\sigma_{h,t}$ Presión de tierra debido al tránsito.

El geotextil empleado en el puente de Bowman tiene una resistencia a la tracción de 4800 (lb/ft), utilizando un factor de seguridad de 3.5 se tiene que el esfuerzo permisible es de 1370 lb/ft y según las especificaciones del fabricante la tensión al 2% es de 1370 lb/ft.

Para el análisis del estribo de Bowman se analiza una fibra a una profundidad de 5.3 pies para determinar la Tensión máxima a la que será sometida el refuerzo y verificar que cumpla.

Profundidad z	Equivalent Bridge Load			Road Base DL and Roadway LL		GRS Fill	Total	Required Strength	Ultimate Checkk	2 Percent Check
	α	β	$\sigma_{h, bridge, eq}$ (KPa)	$\sigma_{h,rb}$ (Kpa)	$\sigma_{h,t}$ (KPa)	$\sigma_{h,w}$ (KPa)	$\sigma_{h, total}$ (KPa)	Treq (KN/m)	Treq> Tper	Treq> T@e=2%
0.7	2.5	-1.2	481.0	56.7	43.9	11.3	593.0	1028.5	Cumple	Cumple
1.3	2.0	-1.0	451.6	56.7	43.9	21.1	573.3	994.4	Cumple	Cumple
2	1.6	-0.8	400.0	56.7	43.9	32.4	533.0	924.5	Cumple	Cumple
2.7	1.3	-0.6	347.2	56.7	43.9	43.8	491.6	852.6	Cumple	Cumple
3.3	1.1	-0.5	307.5	56.7	43.9	53.5	461.6	800.6	Cumple	Cumple
4	0.9	-0.5	268.7	56.7	43.9	64.8	434.2	753.1	Cumple	Cumple

4.7	0.8	-0.4	237.3	56.7	43.9	76.2	414.1	718.2	Cumple	Cumple
5.3	0.7	-0.4	215.1	56.7	43.9	85.9	401.6	696.5	Cumple	Cumple
6	0.6	-0.3	193.5	56.7	43.9	97.3	391.4	678.8	Cumple	Cumple
6.7	0.6	-0.3	175.5	56.7	43.9	108.6	384.8	667.4	Cumple	Cumple
7.3	0.5	-0.3	162.5	56.7	43.9	118.3	381.5	661.6	Cumple	Cumple

Tabla 1 Comparación de la resistencia a la tracción requerida del geosintético con la empleada.

Las presiones a una profundidad de 3.5 ft son determinadas mediante las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{h,W} = \gamma_r z K_{ar} = \gamma_r z \frac{1 + \sin \varphi_r}{1 - \sin \varphi_r} = 85.9 \left[\frac{lb}{ft^2} \right]$$

$$\sigma_{h,bridge,eq} = \frac{(q_b + q_{LL}) - (q_{rb} + q_t)}{\pi} [\alpha_b + \sin \alpha_b \cos(\alpha_b + 2\beta_b)] K_{ar} = 215.059 \left[\frac{lb}{ft^2} \right]$$

$$\beta_b = \tan^{-1} \left(\frac{-b}{2z} \right) = -0.36 [rad]$$

$$\alpha_b = \tan^{-1} \left(\frac{b}{2z} \right) - \beta_b = 0.722 [rad]$$

$$\sigma_{h,rb} = q_{rb} K_{ar} = 56.73 \left[\frac{lb}{ft^2} \right]$$

$$\sigma_{h,W} = q_t K_{ar} = 85.91 \left[\frac{lb}{ft^2} \right]$$

El esfuerzo total será la suma de cada uno de los valores obtenidos anteriormente:

$$\sigma_{total} = \sigma_{h,W} + \sigma_{h,rb} + \sigma_{h,W} + \sigma_{h,bridge,eq} = 401.61 \left[\frac{lb}{ft^2} \right]$$

Este valor deberá ser menor a la tensión admisible y al 2% del refuerzo del geosintético, para este caso se cumple con un amplio rango.

ANEXO C. MODELAMIENTO PRUEBA DE LABORATORIO

La prueba de laboratorio de un compuesto particular de suelo reforzado con geosintético (GSGC por sus siglas en inglés) puede ser simulada con el método de elementos finitos (F.E). La herramienta empleada para realizar este tipo de análisis fue Plaxis 8.2, ya que es muy asequible y utilizada en el estudio de la interacción suelo-estructura. En el modelo analítico realizado fueron tenidas en cuenta las diferentes etapas constructivas del prototipo de prueba y la carga de compactación requerida [8].

El procedimiento establecido para realizar el análisis del GSGC es el siguiente:

1. Ubicar la primera capa de los bloques de concreto y el suelo sin compactar.
2. Aplicar un esfuerzo vertical uniforme de 44 KPa sobre la superficie del relleno de cada una de las capas antes del análisis y removerlas después de cada análisis realizado. Este procedimiento se realiza para simular la presión de compactación.
3. Situar la capa del refuerzo (geosintético) sobre el relleno granular y los bloques de concreto, el espaciamiento del refuerzo dependerá de tipo de bloque a utilizar.
4. Ubicar la siguiente fila de bloques de concreto y de relleno granular.
5. Repetir los pasos dos hasta el cuatro hasta llegar a la altura total del espécimen.
6. Remover los bloques de concreto.
7. Aplicar una presión de confinamiento debida a la cohesión aparente del compuesto del suelo reforzado con geosintético.
8. Aplicar el esfuerzo vertical en la cima del espécimen e ir incrementando constantemente hasta alcanzar la falla.

Las características de los materiales del GSGC tienen diferentes propiedades y comportamiento, por lo que es necesario asignar algunos parámetros para representar adecuadamente el fenómeno físico, tales como:

➤ Relleno

El relleno se trabajó como un modelo de suelo endurecido ya que implica el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo compresión primaria.

➤ Refuerzo

Se trabajó una única capa de geosintético como refuerzo dependiendo del espaciamiento deseado.

➤ Bloques de concreto.

Se trabajaron como un modelo elástico lineal, el cual supone una relación esfuerzo deformación lineal. Los únicos valores necesarios son el módulo de elasticidad y el coeficiente de poisson; este modelo es muy limitado para modelar el comportamiento de los suelos pero se recomienda para materiales rígidos.

A continuación se muestra el procedimiento para modelar el GSGC anteriormente descrito

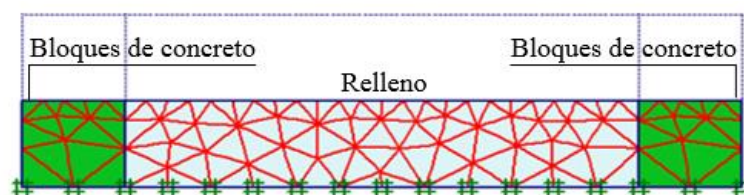


Figura 1. Primer paso, Primera capa del relleno.

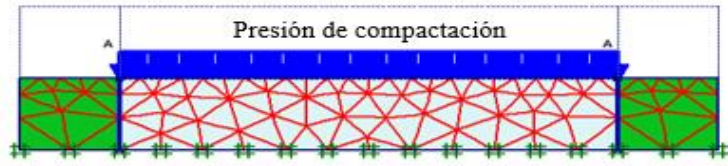


Figura 2. Segundo paso, Compactación de la primera capa.

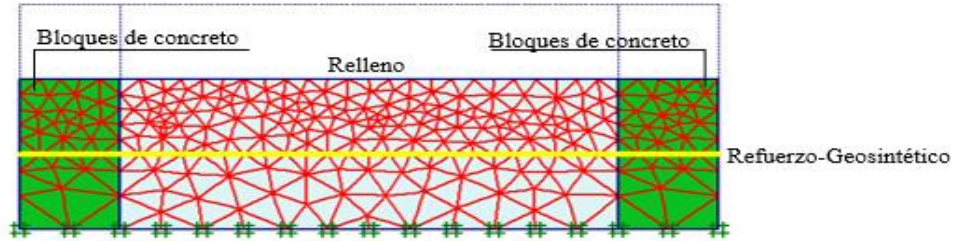


Figura 3. Segundo paso, Ubicación del refuerzo y segunda capa del relleno.

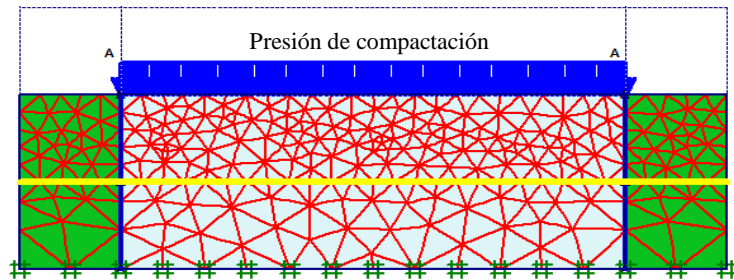


Figura 4. Cuarto paso, Compactación de la segunda capa.

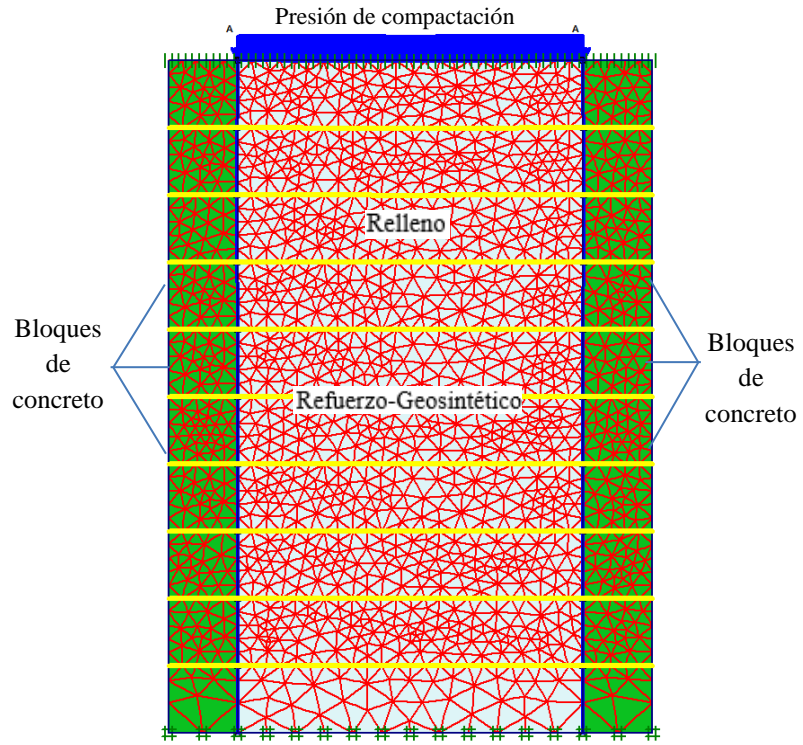


Figura 5. Paso 20, Presión de compactación sobre la decima capa.

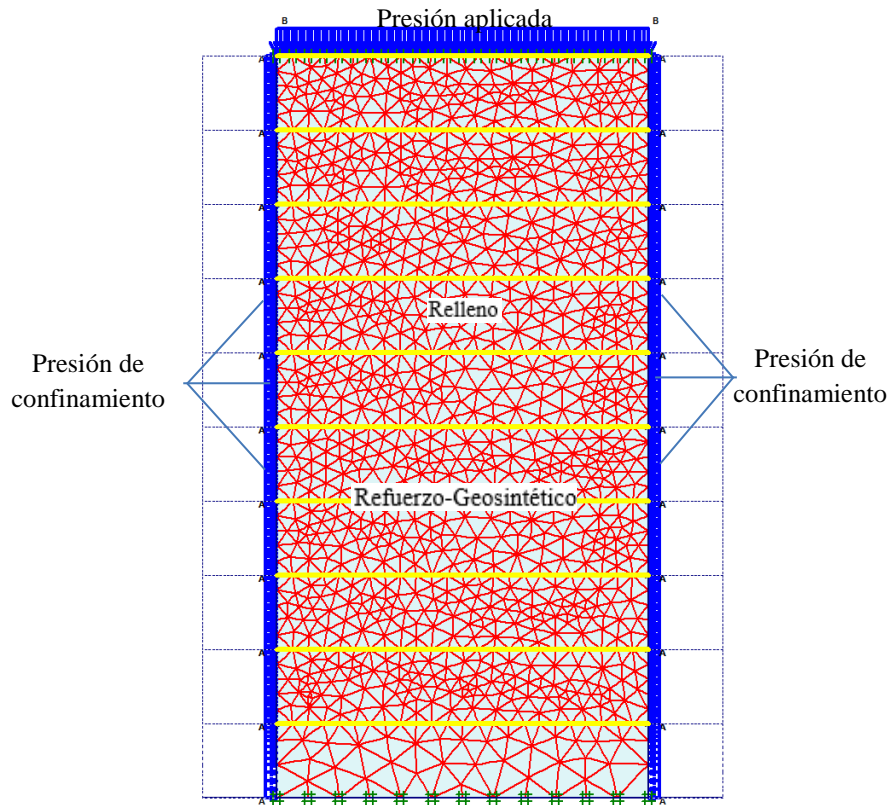


Figura 6. Paso 21, Presión de compactación sobre la décima capa.

ANEXO D: RESULTADOS DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

Influencia de la separación del geotextil en el comportamiento de la estructura.

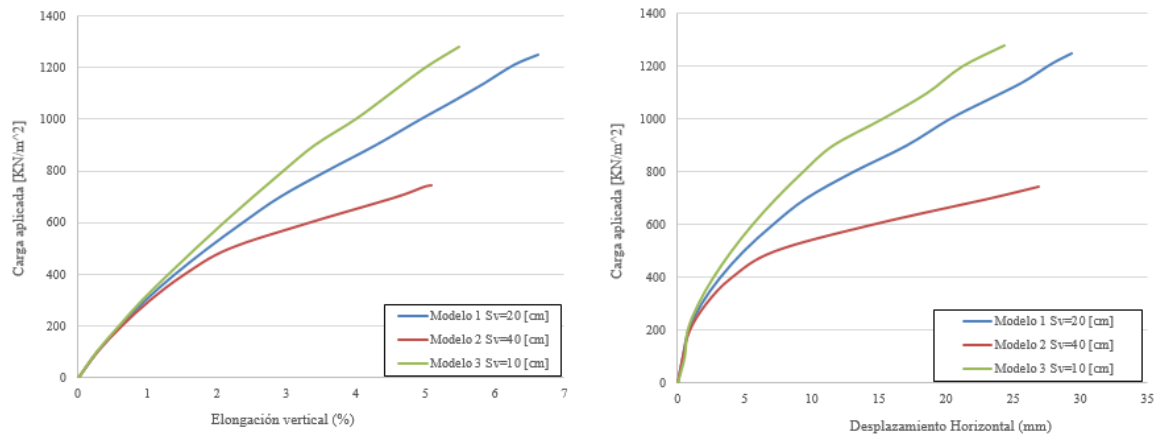


Figura 1. Izquierda Carga de aplicación vs Elongación vertical, derecha carga de aplicación Vs Desplazamiento horizontal, refuerzo TR 3000

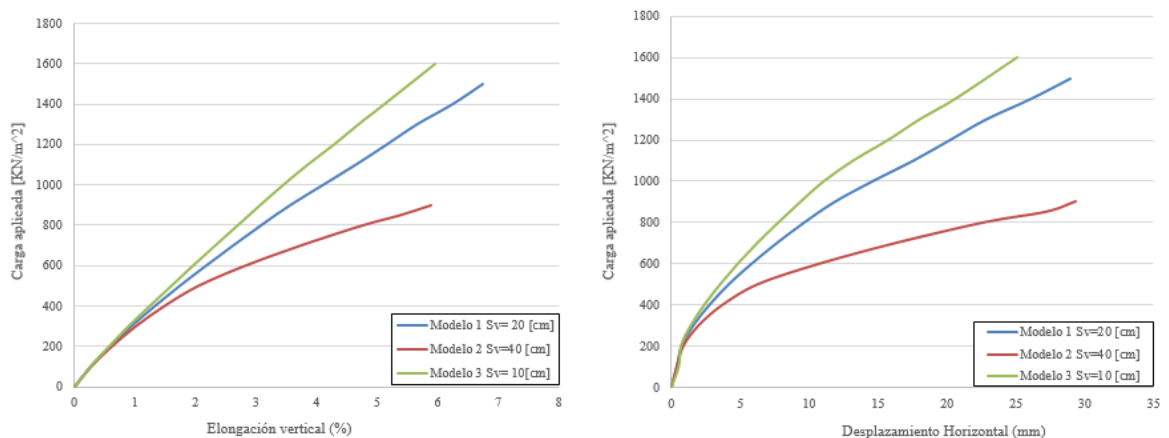


Figura 2. Izquierda Carga de aplicación vs Elongación vertical, derecha carga de aplicación Vs Desplazamiento horizontal, refuerzo TR 4000

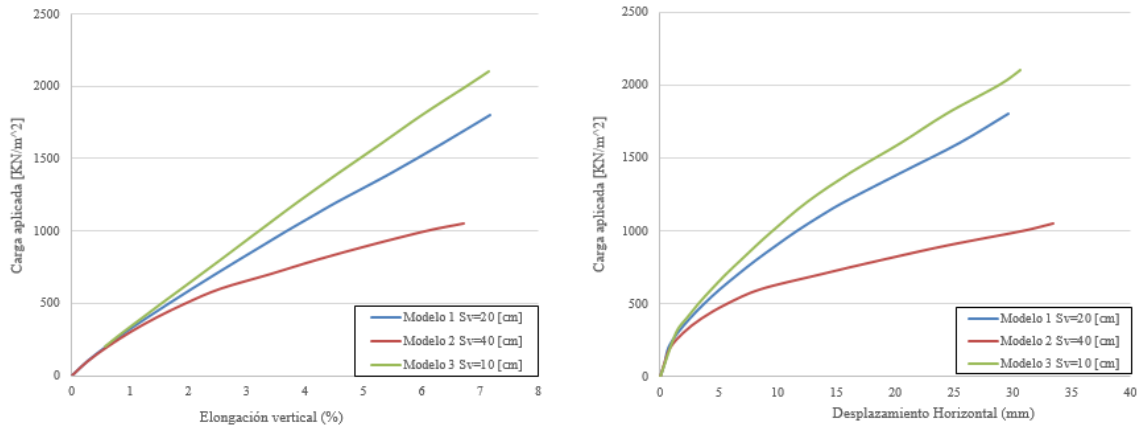


Figura 3. Izquierda Carga de aplicación vs Elongación vertical, derecha carga de aplicación Vs Desplazamiento horizontal, refuerzo TR 6000

📌 Influencia de la resistencia del geotextil en el comportamiento de la estructura

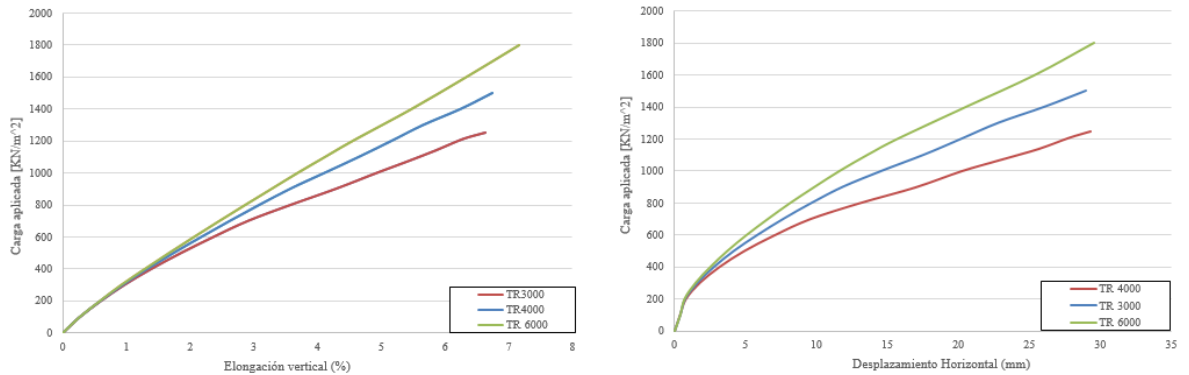


Figura 4. Izquierda Carga de aplicación vs Elongación vertical, derecha carga de aplicación Vs Desplazamiento horizontal, Separación Sv=20 [cm]

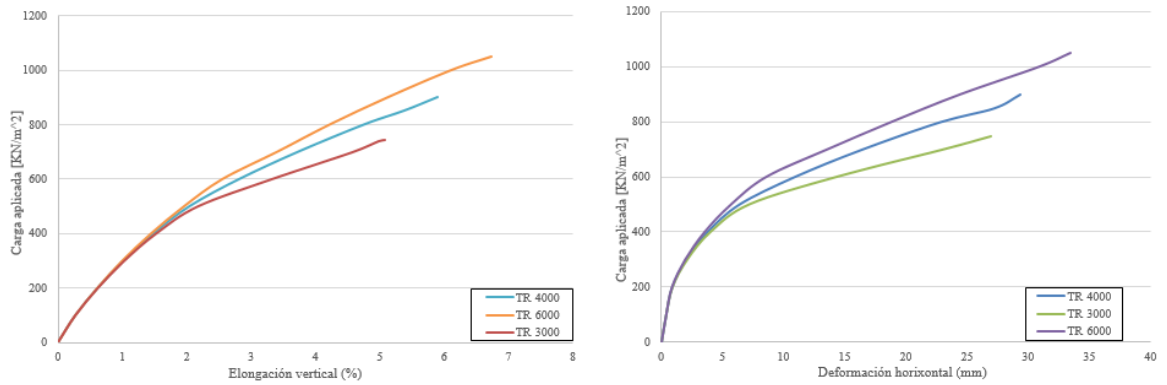


Figura 5. Izquierda Carga de aplicación vs Elongación vertical, derecha carga de aplicación Vs Desplazamiento horizontal, Separación Sv=40 [cm]

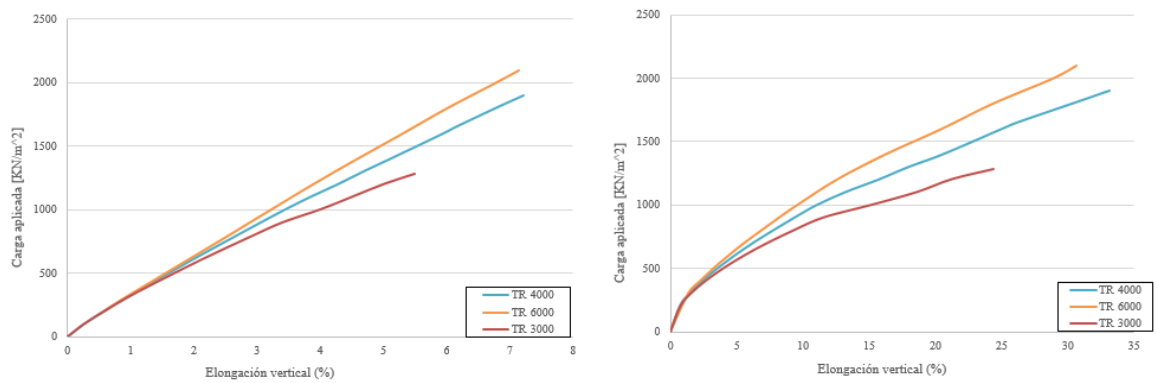


Figura 6. Izquierda Carga de aplicación vs Elongación vertical, derecha carga de aplicación Vs Desplazamiento horizontal, Separación Sv=10 [cm]

ANEXO E: ADAPTACIÓN DE LA PRUEBA AL LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DE LA UIS

El modelo propuesto fue necesario escalarlo debido a las limitaciones del marco de carga del laboratorio de estructuras de la UIS. Para realizar este procedimiento fue necesario recurrir al teorema PI de Buckingham el cual establece una relación entre una serie de variables que describen un fenómeno físico de manera adimensional. Las variables que fueron tomadas en cuenta en este análisis fueron la longitud, la fuerza puntual aplicada, el área de aplicación de la carga y la presión transmitida al SRG.

Según el Teorema PI de Buckingham existe k números adimensionales tales que $K \leq n - j$ en donde n representa el número de variables y j el número de dimensiones básicas presentes en cada una de las variables. En este caso intervienen 4 variables ($n = 4$), con tres dimensiones básicas longitud $[L]$, masa $[M]$ y tiempo $[t]$ ($n = 3$) así se cuenta únicamente un número adimensional.

Tabla 1 Variables utilizadas en el análisis dimensional

Variables	Símbolo	Unidades	Unidades básicas
Longitud	L	m	L
Fuerza	F	$kg.m.s^{-2}$	$M.L.t^{-2}$
Presión	P	$kg.m^{-1}.s^{-2}$	$M.L^{-1}.t^{-2}$
Área	A	m^2	L^2

Se tomaron como variables a analizar aquellas que no fueran dependientes una de otra. Para este caso se consideraron las variables longitud, fuerza y área de aplicación como se muestra a continuación.

$$\pi = P[F]^a[L]^b[A]^c$$

Para conocer el valor de cada uno de los índices (a, b, c) se igualan los exponentes de las dimensiones básicas sabiendo que el resultado obtenido debe ser un número adimensional.

$$M^0 L^0 t^0 = [M \cdot L^{-1} \cdot t^{-2}] [M \cdot L \cdot t^{-2}]^a [L]^b [L^2]^c$$

$$0 = 1 + a \quad (1)$$

$$0 = -1 + a + b + 2c \quad (1)$$

Del sistema de ecuaciones se llega a:

$$2 = 2c + b$$

Esta ecuación relaciona dos variables por lo que se cuenta con infinitas soluciones. Planteando la hipótesis de que $a = 1$ se tiene que $b = \frac{1}{2}$ así el número adimensional obtenido es el siguiente.

$$\pi = \frac{PL}{F} \sqrt{A}$$

Se debe mantener constante la relación entre el modelo y el prototipo de acuerdo a la ley de similitud:

$$\frac{P_m L_m}{F_m} \sqrt{A_m} = \frac{P_p L_p}{F_p} \sqrt{A_p}$$

Definiendo el factor de escala como la relación entre la variable del prototipo con respecto a la variable del modelo se tiene:

$$S = \frac{S_p}{S_m} \text{ Factor de escala}$$

$$\frac{F_p}{F_m} = \frac{P_p L_p \sqrt{A_p}}{P_m L_m \sqrt{A_m}}$$

$$S_F = S_P S_L \sqrt{S_A}$$

Para determinar el factor de escala de las variables que afectan la prueba de laboratorio, se asumieron las siguientes hipótesis:

- Los materiales usados en el modelo escalado tienen las mismas propiedades mecánicas que los materiales usados en el espécimen original.
- Las dimensiones del modelo escalado son obtenidas a partir de las dimensiones del la prueba original afectadas por el factor de escala.
- El factor de escala del área será igual al factor de escala de la longitud elevado al cuadrado ($S_A = S_L^2$).
- El factor de escala de la presión se supone como uno.

Bajo estas condiciones se tiene que el factor de escala requerido para la fuerza debe ser igual a:

$$S_F = S_L \sqrt{S_L^1}$$

$$S_F = S_L^2$$

Determinadas las condiciones de borde, se realizaron los cálculos pertinentes para la obtención del factor de escala de la prueba de laboratorio, el cual dio de $\frac{5}{3}$. Con el factor de escala se calculan los factores dimensionales de cada una de las variables involucradas en la prueba de laboratorio. En la tabla 3 se muestran las características del experimento adaptado al laboratorio UIS.

Tabla 2. Comparación del modelo escalado con los modelos realizados

	Modelos realizados	Modelo escalado
Altura	2 [m]	1.2
Base (Sin bloque)	1 [m]	0.8
Área de aplicación de la carga	0.7 [m ²]	0.25 [m ²]

Carga máxima	-	30 [ton]
Presión máxima	-	1200 [kPa]

La anterior configuración se realizó para los modelos con separación $S_v=20\text{cm}$ y $S_v=10\text{cm}$ y para los geotextiles TR4000 y TR6000. El comportamiento de la prueba escalada alcanzó una alta similitud al modelo inicial como se muestra a continuación.

1. Primer análisis: Separación $S_v=20$ [cm]

- TR 6000:** Los resultados obtenidos se presentan en la figura 1, se puede apreciar que la carga es menor con respecto al modelo realizado inicialmente, pero para comparar los resultados la carga aplicada del prototipo escalado debe ser afectada por el factor de escala de la longitud elevado al cuadrado como fue demostrado con anterioridad figura 2.

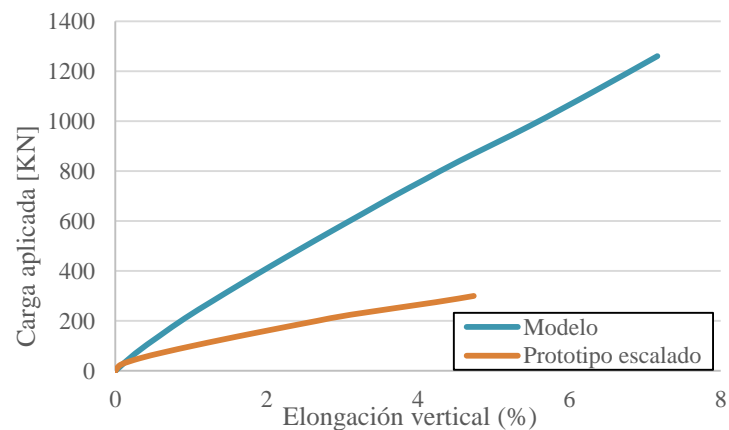


Figura 1 Carga aplicada sin factor de escala con respecto a la elongación vertical.

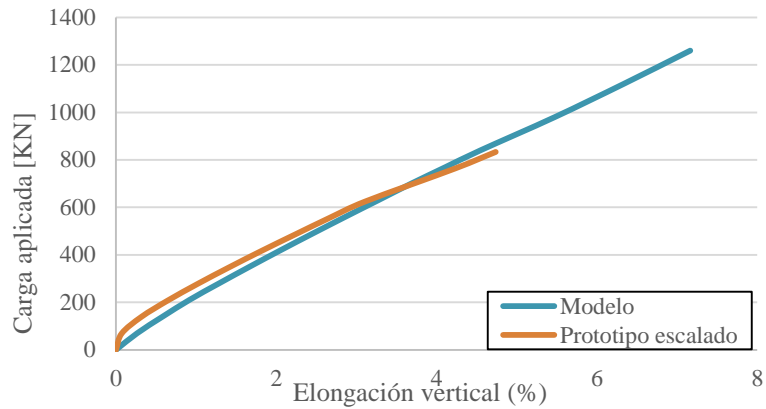


Figura 2 Carga aplicada con factor de escala con respecto a la elongación vertical.

La variación de los dos modelos numéricos es mínima, a cargas menores la aproximación no es notoria pero a medida que la carga va incrementando la prueba escalada adquiere el comportamiento esperado. Debido a la limitante de la carga del laboratorio de estructuras de la UIS no es posible llevar a la falla el espécimen.

- **TR 4000:** Los resultados obtenidos se presentan en la figura 3 y 4 para este análisis se presentó una mejor respuesta ya que alcanzó la elongación esperada del 5 % la cual es utilizada en el diseño del estribo del SRG. Al igual que en el análisis anterior se multiplicó la carga aplicada por el factor de escala de la longitud elevado al cuadrado obteniendo la similitud esperada figura 4.

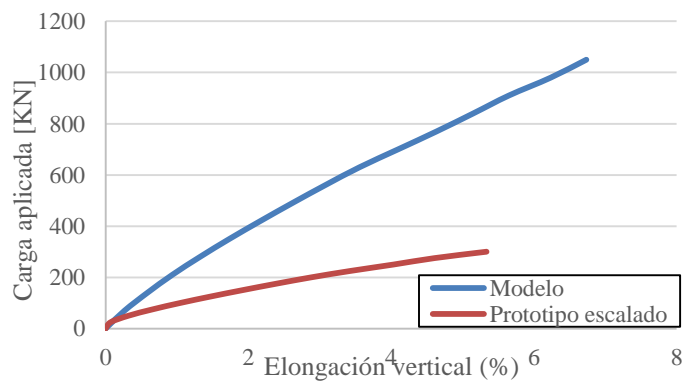


Figura 3 Carga aplicada sin factor de escala con respecto a la elongación vertical.

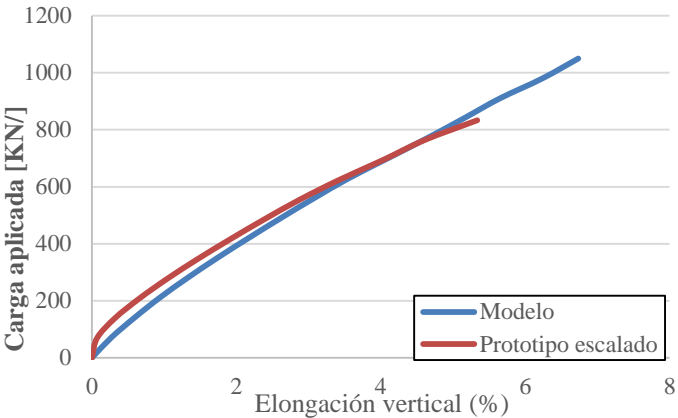


Figura 4 Carga aplicada con factor de escala con respecto a la elongación vertical.

2. Segundo análisis: Separación Sv=10[cm], 20 [cm].

- 1. **TR 6000:** Las elongaciones obtenidas con una separación menor del geotextil son menores como se esperaba para este análisis a una carga de 30 toneladas la elongación alcanzada fue de 3.8% un valor lejano de la elongación de interés (5%) para este caso sería necesario hacer una extrapolación de los valores para obtener la carga en este punto.

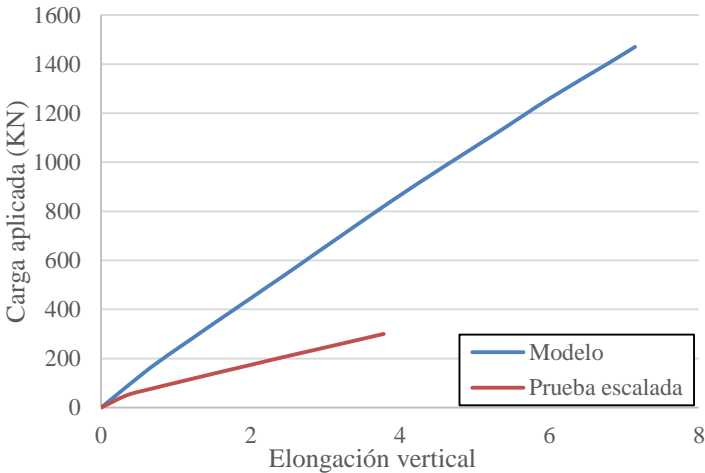


Figura 5 Carga aplicada sin factor de escala con respecto a la elongación vertical.

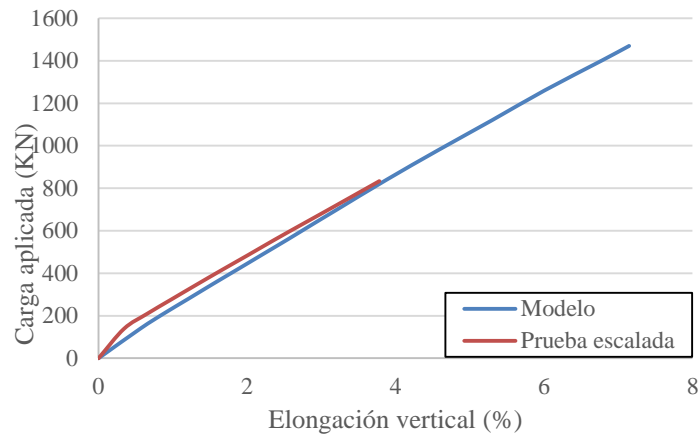


Figura 6 Carga aplicada con factor de escala respecto a la elongación vertical.

2. **TR 4000:** Al variar el tipo de refuerzo se presenta un incremento en las deformaciones ya que sus características mecánicas varían, pero tampoco se alcanza la falla del espécimen con esta carga aplicada ni la deformación de diseño (5%), siendo necesario recurrir a una extrapolación numérica.

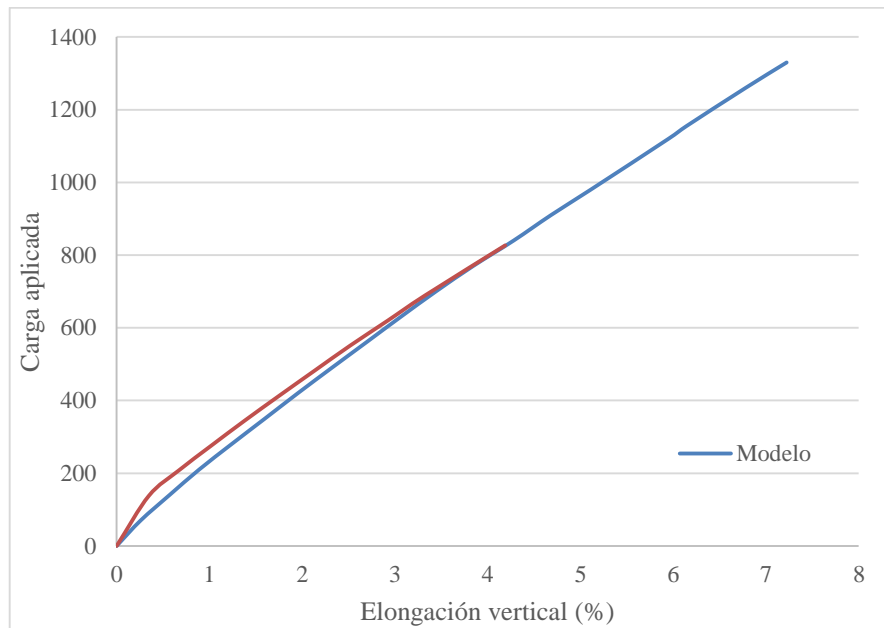


Figura 7 Carga aplicada afectada con respecto a la elongación vertical.