

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTUDIO NUMÉRICO DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS
BLANDOS REFORZADOS CON GEOSINTÉTICO Y UNA
CAPA SUPERFICIAL DE ARENA**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

MILAGROS VICTORIA FUERTES AMPUERO

Lima- Perú

2016

PLAN DE TESIS

TEMA: ESTUDIO NUMÉRICO DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS REFORZADOS CON GEOSINTÉTICO Y UNA CAPA SUPERFICIAL DE ARENA

BACHILLER: MILAGROS VICTORIA FUERTES AMPUERO

CÓDIGO: 992104J

ASESOR: ING. MSc. CÉSAR ATALA ABAD

DOCENTE DPTO. ACAD. DE MECANICA DE SUELOS FIC

ANTECEDENTES

Una consecuencia del crecimiento urbano es el aumento en la demanda de obras de tierra, por lo que muchas veces es necesario construir sobre áreas consideradas inadecuadas por presentar grandes espesuras de suelos blandos. La necesidad de construir en esas áreas acarrió la construcción de terraplenes sobre suelos blandos, volviéndose un desafío a ser enfrentado por los ingenieros geotécnicos por presentar problemas sobre todo durante el proceso constructivo donde el riesgo de ocurrir ruptura de la fundación o asentamientos afecta a la obra y causa daños a los equipos de construcción.

Es así que surgieron técnicas para garantizar la estabilidad de los terraplenes durante y después de la construcción, una de las alternativas más económicas y que permite controlar mejor el proceso de construcción es el uso de geosintéticos como elementos de refuerzo.

JUSTIFICACIÓN

Los suelos tropicales que encontramos en la amazonia peruana y en otros casos en el territorio peruano, ocupan una gran extensión; estos suelos presentan propiedades y mecanismos que rigen su comportamiento que lo hacen muchas veces más complejos que los suelos del resto del país.

Es en esos casos, en donde el suelo de cimentación no cuenta con las propiedades resistentes requeridas, que se hace necesaria la construcción de terraplenes como base de carreteras u otras obras civiles. Adicionalmente es considerado el uso de geosintéticos como elementos de refuerzo para aumentar la estabilidad durante y después de la construcción, así como la presencia de una capa de arena en la superficie de la cimentación para incrementar la resistencia.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los problemas más frecuentes se dan durante el proceso constructivo, donde debido a la compactación del suelo y a la colocación de las capas del terraplén se puede producir la ruptura de la fundación. Este método aplicado propone el cálculo de la altura máxima que puede alcanzar un terraplén antes de que el suelo de cimentación alcance la falla y permite calcular la deformación que se produce en el refuerzo de geosintético.

Adicionalmente, se colocará una capa de arena en la superficie y se analizará el comportamiento del suelo de cimentación considerando además el geosintético.

DEFINICIÓN DE OBJETIVOS

Objetivo Principal:

Evaluar el comportamiento de los terraplenes sobre suelos blandos reforzados con geosintético en la condición no-drenada y de resistencia creciente con la profundidad, aplicando una nueva metodología introducida por Rowe & Soderman en 1987 donde los autores calculan las deformaciones producidas en el refuerzo en el momento en que falla la cimentación, teniendo en cuenta los asentamientos inmediatos producidos.

Objetivos Específicos:

Analizar numéricamente la influencia de la rigidez del refuerzo (J) y de la espesura de una capa de arena en la superficie (A), observando las variaciones en la deformación del refuerzo cuando son variados estos parámetros.

Analizar la estabilidad del terraplén por el método de equilibrio límite, conociendo la fuerza en el refuerzo calculada mediante el método de elementos finitos.

MARCO TEORICO

Para desarrollar el tema, se realizará una breve descripción de los terraplenes, los suelos blandos reforzados tales como limos y arcillas, las propiedades de los geosintéticos, usos y aplicaciones. Descripción del análisis por el método de elementos finitos y del software PHASE 2.

Explicación de la teoría para predecir las deformaciones en el refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos reforzados.

FORMULACIÓN DE LA HIPOTESIS

Evaluar el comportamiento durante la construcción de terraplenes a través de un estudio numérico, llegando a reproducir el momento de falla de la cimentación debido al aumento rápido de la carga. Conseguir un aumento en la altura del terraplén con la adición de una capa de arena o de geosintético.

INDICE

RESUMEN

LISTA DE CUADROS

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I: ANTECEDENTES

CAPITULO II: REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS

CAPITULO IV: PRESENTACIÓN Y ANALISIS DE LOS RESULTADOS

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

METODOLOGIA DEL TRABAJO

El trabajo seguirá la siguiente metodología:

Recopilar información basada en la literatura existente y publicaciones mas recientes del tema propuesto.

Definir los modelos constitutivos que mejor modelen o representen el comportamiento del terraplén.

Será necesario contar con el software de elementos finitos PHASE 2 de la empresa Rockscience.

Analizar el modelaje geotécnico en el software de ingeniería, para obtener las superficies de falla mediante el método de esfuerzo-deformación. Analizar el comportamiento de un terraplén reforzado con geosintético y cuando presenta una capa de arena en la superficie.

Discusión de los resultados obtenidos en los análisis numéricos.

Uso del software de equilibrio limite, SLIDE. Se evaluara la estabilidad del terraplén con el método de equilibrio límite, obteniendo la fuerza movilizada en el geosintético de los análisis MEF:

CRONOGRAMA DE TRABAJO

Se dividirá el tiempo de preparación de la presente tesis en meses.

Item	Actividades	2013							
		Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto
1.0	Revision Bibliografica	■							
1.1	Materiales y Metodos		■						
1.2	Analisis en software PHASE 3 Modelaje			■	■				
1.3	Analisis de datos y graficos					■			
1.4	Analisis de Resultados						■	■	
1.5	Redacción de la tesis							■	■
1.6	Conclusiones								■
1.7	Presentación de la tesis								■

BIBLIOGRAFIA

HINCHBERGER, S. D., ROWE, and R. K. **Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strains at failure.** Geotextiles and Geomembranes, v. 21, p.151-175, 2003.

JEWELL, R. A. **The mechanics of reinforced embankments on soft soils.** Geotextiles and Geomembranes, v. 7, p.237-273, 1988.

ROCSCIENCE (2005). PHASE2 v.6.0, Theory Manual Rocscience, Toronto, Ontario, Canada.

ROWE R. K., SODERMAN K. L. **Comparison of predicted and observed behavior of two test embankments,** Geotextiles and Geomembranes, Inglaterra, v. 1, p.143-160, 1984.

ROWE, R. K., SODERMAN, K. L. **Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: the role of the Finite Element Analyses**. Geotextiles and Geomembranes, v. 6, p.53-80, 1987.

ROWE, R. K., SODERMAN, K. L. **An approximate method for estimating the stability of geotextile - reinforced embankments**, Can.Geotech. J., v. 22, p. 392 - 398, 1985.

ROWE, R. K., LI, A. L., **Geosynthetic - reinforced embankments over soft foundations**, Geosynthetics International, 12, No. 1, p. 50-84, 2005.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios por haber me dado la fuerza para concluir una etapa de mi formación.

Al Profesor Ing. Cesar Atala por su valiosa asesoría en esta tesis, por el interés demostrado a lo largo del tiempo en que se desarrolló el trabajo.

A mi familia por el apoyo de siempre, a mis padres Victor y Victoria.

A los amigos que me apoyaron en la obtención de los datos empleados en esta investigación.

Y a todos los que de una forma u otra me ayudaron e acompañaron durante la elaboración de la presente tesis.

MILAGROS VICTORIA FUERTES AMPUERO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Noviembre 2015

	PÁGINA
RESUMEN	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE TABLAS	14
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	15
INTRODUCCIÓN	16
CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	17
1.1 RELEVANCIA DEL TEMA	17
1.2 OBJETIVOS DEL TRABAJO	18
1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	19
CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 INTRODUCCIÓN.....	20
2.2 SUELO TROPICALES.....	20
2.3 METEORIZACIÓN EN LOS SUELOS DE LA SELVA	22
2.4 SUELOS SAPROLÍTICOS Y LATERÍTICOS.....	23
2.5 GÉNESIS DE LOS SUELOS BLANDOS.....	24
2.6 RESISTENCIA NO DRENADA DE LAS ARCILLAS.....	25
2.7 DESCRIPCIÓN DE LAS ARENAS EN LA SELVA AMAZÓNICA	31
2.8 DESCRIPCIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS	32
2.8.1 Propiedades de los geosintéticos	34
2.8.2 Geotextil	36
2.8.3 Geomalla	37
2.9 APLICACIONES DE SUELO REFORZADO	38
2.10 EMPLEO DE TERRAPLENES EN OBRAS CIVILES	41
2.11 RUPTURA EN TERRAPLENES REFORZADOS EN SUELOS BLANDOS	42
2.12 TEORÍA DE LA PLASTICIDAD EN TERRAPLENES REFORZADOS	44

2.13	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS.....	47
2.14	MÉTODO GENERAL DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	52
2.14.1	Factor de Seguridad de Equilibrio Límite de Momentos	52
2.14.2	Factor de Seguridad de Equilibrio de Fuerzas	52
2.14.3	Programa SLIDE 6 para el Análisis de Estabilidad.....	53
2.15	ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS	53
2.15.1	Procedimiento de Rowe e Soderman (1987) para determinar la altura de falla del terraplén por el MEF	55
2.15.2	Estudio de Rowe e Hinchberger (2003): Factores que afectan a la deformación del refuerzo en el momento de falla del terraplén.....	57
2.16	ESTABILIDAD DE LOS TERRAPLENES DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN – SOLUCIÓN DE FELLENIUS	68
2.17	TERRAPLENES NO REFORZADOS SOBRE SUELOS DE COHESIÓN CRECIENTE CON LA PROFUNDIDAD.	69
2.18	CASO HISTÓRICO DE TERRAPLÉN REFORZADO.....	72
2.18.1	Terraplén reforzado con una capa de arena en la fundación (Oliveira, 2006)	72
2.19	SISMICIDAD EN LA SELVA PERUANA	76
2.20	LICUACIÓN DE SUELOS	80
2.20.1	Factores que Condicionan el Fenómeno de Licuación.....	80
2.20.2	Efectos de la Licuación.....	81
2.20.3	Análisis Dinámico con el Programa QUAKE/W	82
	CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTO NUMÉRICO	84
3.1	INTRODUCCIÓN.....	84
3.2	MÉTODO DE ANÁLISIS POR MODELAMIENTO NUMÉRICO – INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA	84
3.3	EL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	84
3.4	MODELAMIENTO DEL TERRAPLÉN POR ELEMENTOS FINITOS ...	86
3.5	VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL PROGRAMA	88
3.6	MODELAJE NUMÉRICO.....	97

3.7	GEOMETRÍA EMPLEADA	97
3.8	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	98
3.9	CONSIDERACIONES FINALES	100
CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS....		101
4.1	INTRODUCCIÓN.....	101
4.2	ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS	101
4.3	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	103
4.3.1	Definición de las áreas de plastificación.....	105
4.3.2	Influencia de la capa superficial de arena	109
4.3.3	Resultados de la altura de ruptura del terraplén y la deformación del refuerzo	111
4.3.4	Efecto del aumento de la resistencia con la profundidad, ρ	142
4.3.5	Efecto de la resistencia no drenada en la superficie, S_{u0}	148
4.3.6	Variación de los asentamientos en la base del terraplén	153
4.3.7	Influencia en los desplazamientos horizontales	156
4.4	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DEL EQUILIBRIO LÍMITE.....	160
4.5	EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	163
4.5.1	Mejoramiento de suelos	165
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		167
5.1	CONCLUSIONES.....	167
5.2	RECOMENDACIONES	173
BIBLIOGRAFÍA		174

RESUMEN

Los terraplenes reforzados sobre suelos blandos, pueden presentar problemas durante la construcción en lo que respecta a los asentamientos inesperados o fallas de la fundación. El presente trabajo busca evaluar el comportamiento de los terraplenes reforzados a través de un estudio numérico, llevando al terraplén hasta el punto de falla sobre la condición no drenada debido al aumento de carga, con el objeto de estimar la influencia de la rigidez del refuerzo en las deformaciones. Además se buscó estudiar el mecanismo de interacción suelo-refuerzo para un terraplén reforzado.

Se empleó la metodología presentada por Hinchberger & Rowe (2003), donde los autores tomaron en cuenta los asentamientos inmediatos durante y después de la construcción. Los análisis numéricos de tensión-deformación fueron realizados en el software PHASE 2, la calibración del programa fue realizada con información de terraplenes reforzados obtenida de la literatura.

Se pretendió mostrar la influencia de una capa superficial de arena colocada sobre el suelo blando; en las alturas de falla del terraplén y las deformaciones del refuerzo.

Debido a la actividad sísmica en el Perú y la consideración de nivel freático en la superficie, se realizó la evaluación del potencial de licuación en las arenas.

Mediante el método de elementos finitos fue definida la metodología para calcular las deformaciones en el refuerzo para una altura determinada, lo que permitió obtener la fuerza en el refuerzo y así evaluar la estabilidad mediante el método de equilibrio límite.

Estos resultados permitieron concluir que esta metodología puede ser empleada para dimensionar el refuerzo requerido para un determinado factor de seguridad.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Localización de las zonas tropicales (Escobar, 2011).....	21
Figura 2.2	Suelo tropical de la zona de Oxapampa, Perú, se observa la coloración rojiza típica.....	22
Figura 2.3	Análisis de estabilidad de un terraplén sobre arcilla blanda, donde la resistencia que interesa es la resistencia no drenada, S_u de la arcilla.....	26
Figura 2.4	Resistencia no drenada determinadas por vane test en suelos del muelle del Callao (MRA, 2008).....	27
Figura 2.5	Resistencia no drenada determinadas por vane test en suelos de Iquitos (Bustamante, 1993).....	28
Figura 2.6	Resistencia no drenada determinadas por vane test en suelos playa Loberia, Pisco.....	28
Figura 2.7	Resistencia no drenada determinadas por vane test en el depósito de relaves de la mina Cobriza.....	29
Figura 2.8	Resistencia no drenada determinadas por vane test en los manglares de Santos, São Paulo (Pinto, 1994).....	30
Figura 2.9	Resistencia no drenada de las Formaciones del Postpampeano en el sector del delta del Río Paraná y del Estuario del Río de La Plata (Leoni, 2002).....	31
Figura 2.10	Distribución de suelos en el Sector Iquitos (Bustamante & Alva, 1993).....	32
Figura 2.11	Estructura típica de una estructura reforzada (Bonaparte e Christopher, 1987).....	38
Figura 2.12	Ejemplo del empleo de refuerzos en terraplenes sobre suelos blandos.....	39
Figura 2.13	Aplicaciones del refuerzo en terraplenes sobre suelos blandos y en taludes (Jewell, 1988).....	40
Figura 2.14	Aplicaciones del refuerzo en terraplenes sobre suelos blandos para vías de acceso.....	41
Figura 2.15	Tipos de ruptura de terraplenes sobre suelos blandos (Jewell, 1982) (a) inestabilidad de la fundación, (b) inestabilidad interna, (c) inestabilidad global.....	43
Figura 2.16	Distribución de las tensiones cortantes en la base de un terraplén no reforzado (Jewell, 1988).....	44

Figura 2.17	Influencia de las tensiones cizallantes en la reducción de la capacidad de carga para una zapata (Jewell, 1988).....	45
Figura 2.18	La función del refuerzo frente a las tensiones cizallantes, (Jewell, 1988).....	45
Figura 2.19	La influencia de la resistencia creciente con la profundidad en la capacidad de carga, Jewell (1982).....	46
Figura 2.20	Métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes (Herrera, 2003).....	48
Figura 2.21	Diagrama de fuerzas.....	49
Figura 2.22	Altura líquida máxima y deformación admisible de compatibilidad del refuerzo (Rowe e Hinchberger 2003).	56
Figura 2.23	Geometría del terraplén y estratigrafía de la fundación. (Hinchberger e Rowe 2003).....	58
Figura 2.24	Influencia de la rigidez del refuerzo en el comportamiento de los terraplenes por elementos finitos y análisis de estabilidad circular (Modificado de Hinchberger & Rowe 2003).....	59
Figura 2.25	Efecto del ancho de la cresta del terraplén en las deformaciones máximas del refuerzo en la ruptura (Hinchberger & Rowe 2003).....	61
Figura 2.26	Comparación de los vectores desplazamiento en la ruptura para $B = 20$ e 40 m y rigidez del refuerzo, $J = 600$ kN/m (Hinchberger & Rowe 2003)	62
Figura 2.27	Efecto de S_{u0} en la deformación del refuerzo en la ruptura para $\rho_c = 1,5$ kPa/m. (Modificado de Hinchberger & Rowe 2003).	63
Figura 2.28	Zonas de plastificación del suelo en la ruptura para $S_{u0} = 5$ kPa e 16 kPa. (Modificado de Hinchberger & Rowe 2003).....	64
Figura 2.29	Perfil de resistencia no drenada S_{u0} con la profundidad z (Hinchberger & Rowe 2003).....	65
Figura 2.30	Efecto del aumento de la resistencia con la profundidad $S_{u0} = 10$ kPa. (Modificado de Hinchberger & Rowe 2003).....	65
Figura 2.31	Ábaco para determinar la deformación admisible de compatibilidad (Hinchberger & Rowe 2003).....	67
Figura 2.32	Solución de Fellenius para una carga uniforme (Souza Pinto 1966).....	69
Figura 2.33	Sección del talud del terraplén (Massad 2000).....	70

Figura 2.34	Ábaco de Souza Pinto para terraplenes sobre suelos blandos (Souza Pinto, 1966).....	71
Figura 2.35	Geometría del terraplén experimental con refuerzo sobre suelos blandos (Oliveira, 2006).....	73
Figura 2.36	Geometría del terraplén experimental AE3 con refuerzo sobre suelos blandos (Oliveira, 2006).....	74
Figura 2.37	Resultados de los ensayos de campo (piezocono y veleta) para los terraplenes experimentales AE1 y AE2 (Oliveira, 2006).....	74
Figura 2.38	Resultados del ensayo de corte directo realizado en la arena fina del relleno hidráulico (Oliveira, 2006).....	75
Figura 2.39	Esfuerzos de tracción máximos medidos en los refuerzos en función del tiempo y relacionado a las capas del terraplén (Oliveira,2006)	76
Figura 2.40	Mapa de zonificación sísmica (Alva).....	78
Figura 2.41	Distribución de Isoaceleraciones para 10% de Excedencia en 100 años.....	79
Figura 3.1	Malla triangular empleada en el modelamiento en el PHASE 2.....	87
Figura 3.2	Restricciones en las fronteras del modelo.	88
Figura 3.3	Altura de ruptura obtenido del modelamiento del terraplén experimental.	90
Figura 3.4	Deformaciones máximas del refuerzo en el modelamiento del terraplén experimental.	91
Figura 3.5	Desplazamientos horizontales para el terraplén experimental AE2, Oliveira et al (2009).....	92
Figura 3.6	Desplazamientos horizontales para el terraplén experimental AE2, obtenido en el PHASE 2	92
Figura 3.7	Desvíos de la vertical para el terraplén experimental AE2, Oliveira (2006).....	93
Figura 3.8	Desvíos de la vertical para el terraplén experimental AE2 obtenido en el PHASE 2	93
Figura 3.9	Variación de los desplazamientos horizontales máximos con la elevación del terraplén, Oliveira (2006).	94
Figura 3.10	Variación de los desplazamientos horizontales máximos con la elevación del terraplén AE2 obtenido por el PHASE 2.....	94
Figura 3.11	Comparación de las alturas obtenidas en el terraplén	

	empleando el método de Souza Pinto y mediante el PHASE 2.....	96
Figura 3.12	Geometría del terraplén y estratigrafía de la fundación (Adaptado de Hinchberger & Rowe, 2003).	98
Figura 4.1	Resultados de la altura líquida del terraplén y la deformación de compatibilidad del refuerzo.....	105
Figura 4.2	Altura líquida	106
Figura 4.3	Deformación de compatibilidad del refuerzo	106
Figura 4.4	Punto 1 - Estado de la fundación una etapa anterior a producirse la plastificación.	107
Figura 4.5	Punto 2 - Estado de la fundación al inicio de la plastificación.	107
Figura 4.6	Punto 3 - Estado de la fundación una etapa anterior a producirse la ruptura.	108
Figura 4.7	Punto 4 - Estado de la fundación en la etapa posterior a la ruptura.....	108
Figura 4.8	Influencia de la arena en los vectores desplazamientos del mecanismo de ruptura del terraplén con $S_{uo}=5$ kPa, $\rho=1,0$ kPa/m, $J=300$ kN/m y $A=0$ (a), 2m (b) y 4m (c).....	110
Figura 4.9	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=3.6$ kPa y $\rho=1.0$ kPa/m.....	112
Figura 4.10	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2}=5.6$ kPa y $\rho=1.0$ kPa/m.....	113
Figura 4.11	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4}=7.6$ kPa y $\rho=1.0$ kPa/m.....	114
Figura 4.12	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=3.6$ kPa y $\rho=1.5$ kPa/m.....	115
Figura 4.13	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del	

	refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 6.6$ kPa y $\rho = 1.5$ kPa/m.....	116
Figura 4.14	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena y con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 9.6$ kPa y $\rho = 1.5$ kPa/m.....	117
Figura 4.15	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo} = 3.6$ kPa y $\rho = 2.0$ kPa/m.....	118
Figura 4.16	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 7.6$ kPa y $\rho = 2.0$ kPa/m.....	119
Figura 4.17	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 11.6$ kPa y $\rho = 2.0$ kPa/m.....	120
Figura 4.18	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo} = 5$ kPa y $\rho = 1.0$ kPa/m.....	121
Figura 4.19	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 7$ kPa y $\rho = 1.0$ kPa/m.....	122
Figura 4.20	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 9$ kPa y $\rho = 1.0$ kPa/m.....	123
Figura 4.21	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del	

	refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=5$ kPa y $\rho=1.5$ kPa/m.....	124
Figura 4.22	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 8$ kPa y $\rho = 1.5$ kPa/m.....	125
Figura 4.23	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 11$ kPa y $\rho = 1.5$ kPa/m.....	126
Figura 4.24	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=5$ kPa y $\rho=2.0$ kPa/m.....	127
Figura 4.25	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 9$ kPa y $\rho = 2.0$ kPa/m.....	128
Figura 4.26	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=7$ kPa y $\rho=1.0$ kPa/m.....	129
Figura 4.27	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 9$ kPa y $\rho = 1.0$ kPa/m.....	130
Figura 4.28	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 11$ kPa y $\rho = 1.0$ kPa/m.....	131
Figura 4.29	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b),	

	para una fundación sin arena y $S_{u0}=5$ kPa y $\rho=1.5$ kPa/m.....	132
Figura 4.30	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{u2} =10$ kPa y $\rho =1.5$ kPa/m.....	133
Figura 4.31	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{u4} =13$ kPa y $\rho =1.5$ kPa/m.....	134
Figura 4.32	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación sin arena y $S_{u0}=7$ kPa y $\rho=2.0$ kPa/m.....	135
Figura 4.33	Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{u2} =11$ kPa y $\rho =2.0$ kPa/m.....	136
Figura 4.34	Resultados de la variación de altura del terraplén con el aumento del espesor de la capa de arena y de la rigidez del refuerzo J kN/m.....	138
Figura 4.35	Ganancia de altura en función de la rigidez del refuerzo para $S_{u0} = 3.6$ kPa y $\rho = 1,0$ kPa/m.	139
Figura 4.36	Ganancia de altura en función de la rigidez del refuerzo para $S_{u0} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.	140
Figura 4.37	Ganancia de altura en función de la rigidez del refuerzo para $S_{u0} = 3,6$ kPa y $\rho = 2,0$ kPa/m.	140
Figura 4.38	Resultados de la variación de la altura del terraplén con el aumento de la rigidez del refuerzo J kN/m.....	141
Figura 4.39	Influencia de la arena en la altura del terraplén no reforzado.....	141
Figura 4.40	Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m y $S_{u0} = 3,6$ kPa.	142
Figura 4.41	Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 2$ m y $S_{u0} = 3,6$ kPa.	143

Figura 4.42	Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 4$ m y $S_{u0} = 3,6$ kPa.	144
Figura 4.43	Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m y $S_{u0} = 5,0$ kPa.	145
Figura 4.44	Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 2$ m (a), $A = 4$ m (b) y $S_{u0} = 5,0$ kPa.....	146
Figura 4.45	Efecto de ρ en las deformaciones de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m, $A = 2$ m y $S_{u0} = 7,0$ kPa.....	147
Figura 4.46	Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 4$ m y $S_{u0} = 7,0$ kPa.	148
Figura 4.47	Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m y $\rho = 1,0$ kPa/m.	149
Figura 4.48	Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en ruptura para $A = 2$ m (a), $A = 4$ m (b) y $\rho = 1,0$ kPa/m.....	150
Figura 4.49	Efecto de S_{u0} en la Deformación de compatibilidad del refuerzo en ruptura para $A = 0$ y $\rho = 1,5$ kPa/m.....	151
Figura 4.50	Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 2$ m (a), $A = 4$ m (b) y $\rho = 1,5$ kPa/m.....	152
Figura 4.51	Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m (a), $A = 2$ m (b) y $\rho = 2,0$ kPa/m.....	153
Figura 4.52	Asentamientos inmediatos en la base del terraplén reforzado para $A = 0$ m e $S_{u0} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.	154
Figura 4.53	Asentamientos inmediatos en la base del terraplén reforzado para $A = 2$ m e $S_{u0} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.	155
Figura 4.54	Asentamientos inmediatos en la base del terraplén reforzado para $A = 4$ m e $S_{u0} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.	156
Figura 4.55	Desplazamientos horizontales en el pie del terraplén reforzado para $A = 0$ m, $S_{u0} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.	157
Figura 4.56	Desplazamientos horizontales en el pie del terraplén reforzado para $A = 2$ m, $S_{u0} = 2$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.....	158
Figura 4.57	Desplazamientos horizontales en el pie del terraplén reforzado para $A = 4$ m, $S_{u0} = 2$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.....	159
Figura 4.58	Efecto del espesor de la capa de arena y rigidez del	

refuerzo en los desplazamientos horizontales del terraplén en la ruptura.....	160
Figura 4.59 Resultados de la variación del FS con la altura del terraplén en el SLIDE usando una rigidez de $J = 600$ kN/m.....	161
Figura 4.60 Resultados de la variación del FS con la altura del terraplén en el SLIDE usando una rigidez de $J = 2000$ kN/m.....	161
Figura 4.61 Resultados de la variación del FS con la altura del terraplén en el SLIDE usando una rigidez de $J = 4000$ kN/m.....	162
Figura 4.62 Resultados del análisis de estabilidad con el programa SLIDE calculado para un refuerzo de rigidez de $J = 600$ kN/m.....	162
Figura 4.63 Geometría del modelo utilizado para el análisis numérico.	164
Figura 4.64 Distribución de los esfuerzos efectivos estáticos iniciales (unidades en kPa).....	164
Figura 4.65 Áreas susceptibles a la licuación durante un sismo de 0.2 g.	165
Figura 4.66 Esquema básico para mitigar la licuación (PHRI 1997).....	166

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1	Características físicas de las arenas del Sector Iquitos (Bustamante, 1993).....	32
Tabla 2-2	Funciones de diferentes geosintéticos en proyectos de ingeniería (Souza Bueno y Monje Vilar, 2004).....	33
Tabla 2-3	Cuadro comparativo de algunos geosintéticos existentes en el mercado.	35
Tabla 2-4	Relación de variables conocidas para resolver el factor de seguridad.	51
Tabla 2-5	Relación de variables desconocidas para resolver el factor de seguridad	51
Tabla 2-6	Datos de los tres terraplenes experimentales (Oliveira, 2006).....	73
Tabla 2-7	Factores de Zona	77
Tabla 3-1	Resumen de los resultados del terraplén experimental AE2 de Oliveira (2006) y del PHASE 2	95
Tabla 3-2	Resumen de los resultados de la altura de ruptura obtenida por el método de Souza Pinto (1966) y del PHASE 2.....	96
Tabla 3-3	Resumen de los parámetros geotécnicos utilizados en los análisis con el PHASE 2.	99
Tabla 4-1	Parámetros utilizados en los análisis numéricos (Elaboración propia).....	103
Tabla 4-2	Resumen de alturas de ruptura del terraplén, con $S_{uo} = 3,6$ kPa e diferente $\rho = 1,0$ kPa/m; 1,5 kPa/m e 2,0 kPa/m con diferentes J y espesores de arena (Elaboración propia).....	137
Tabla 4-3	Resumen de alturas de ruptura del terraplén, con $S_{uo} = 5,0$ kPa e diferente $\rho = 1,0$ kPa/m; 1,5 kPa/m e 2,0 kPa/m con diferentes J y espesores de arena (Elaboración propia).....	137
Tabla 4-4	Resumen de alturas de ruptura del terraplén, con $S_{uo} = 7$ kPa e diferente $\rho = 1,0$ kPa/m; 1,5 kPa/m e 2,0 kPa/m con diferentes J y espesores de arena (Elaboración propia).....	138

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

	Resistencia no drenada en la superficie de la fundación
	Módulo no drenado de Young
ρ :	Incremento de la Resistencia no drenada con la profundidad
D:	Profundidad del depósito de suelo blando
n:	Inclinación del talud del terraplén (nH: 1V)
h :	Altura de diseño del terraplén
B:	Ancho de la cresta del terraplén
PF:	Factor parcial
c:	Parámetros de resistencia al corte factorizados
Hc:	Altura de ruptura de un terraplén no reforzado
Hu:	Altura de ruptura de un terraplén perfectamente reforzado
Hf:	Altura del cuerpo del terraplén en el momento de ruptura
Ta:	Tensión permitida en el refuerzo
Tr:	Tensión requerida en el refuerzo para la estabilidad
m:	Numero de capas del refuerzo
J:	Rigidez del refuerzo
J _{crit} :	Rigidez critica del refuerzo
J _{FE} :	Rigidez del refuerzo en los cálculos de elementos finitos
J _{LE} :	Rigidez del refuerzo en los cálculos de equilibrio limite
er :	Deformación del refuerzo
ea :	Deformación permitida en el refuerzo (para Jcrit)
e ₀ :	Deformación critica en el refuerzo para Jo Jcrit
E:	Modulo de Young
Pa :	Presión atmosférica
K _E :	Constante del material para la ecuación de Janbu
Ø:	Ángulo de fricción interna
η :	Poisson's ratio

INTRODUCCIÓN

Los suelos tropicales de la selva del Perú ocupan aproximadamente el 59% del territorio nacional. El crecimiento económico y social hace necesaria la construcción de obras de tierra como los terraplenes para adecuar el terreno a las diferentes obras civiles proyectadas.

Durante la construcción de terraplenes sobre suelos blandos se debe asegurar la calidad del soporte de la fundación hasta que esta ofrezca la suficiente estabilidad para resistir los esfuerzos y deformaciones del terreno producidos por el peso propio del terraplén durante la construcción.

Una alternativa económica que permite un proceso de construcción más controlado es el uso de geosintéticos como elemento de refuerzo.

En el presente trabajo busca analizar el mecanismo de interacción suelo-refuerzo para un terraplén reforzado.

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1 RELEVANCIA DEL TEMA

Los suelos tropicales ocupan una extensa parte del territorio peruano, sin embargo aún no se cuenta con suficiente información para hacer aseveraciones con respecto a su comportamiento porque presenta grandes diferencias con otros materiales geotécnicos. Aunque se hayan realizado estudios no existe todavía suficiente conocimiento fundamental sobre estos suelos debido a que presentan características y comportamientos mecánicos por investigar.

La necesidad de expansión urbana trae consigo la necesidad de construir sobre este tipo de suelos, lo que representa un desafío para los ingenieros civiles debido a los problemas técnicos que se pueden presentar durante el proceso constructivo. El riesgo de producirse la ruptura de suelo y los asentamientos inesperados durante la construcción puede afectar la obra y provocar daños a los equipos, atrasos en los cronogramas y aumentos en los costos.

Una solución para obras en la selva peruana donde se encuentran áreas con depósitos de suelos blandos de gran espesor, es la construcción de obras de tierra como los terraplenes. En este contexto surgieron técnicas para garantizar la estabilidad de los terraplenes durante y después de la construcción; una alternativa que presenta una solución económica y permite un proceso de construcción más controlado es el uso de geosintéticos como elemento de refuerzo.

En la práctica de la ingeniería se utiliza el método del equilibrio límite para diseñar los terraplenes reforzados, los parámetros del suelo pueden ser fácilmente determinados por ensayos (de campo o laboratorio), así como el refuerzo que también tiene sus características mecánicas definidas. En el caso de los refuerzos, una simple disminución de la resistencia por factores de ponderación puede no ser suficiente para diseñarse adecuadamente, de esta manera es necesario conocer la interacción entre el terraplén, el refuerzo y el suelo de fundación, que puede obtenerse mediante los métodos numéricos.

El uso del refuerzo aumenta los esfuerzos cortantes en la base del terraplén y así aumenta la capacidad de carga. Las normas existentes, tal como la inglesa, British Standard, sugiere que se limite la deformación del refuerzo para fines de diseño. En la presente tesis, se realizó una simulación numérica de terraplenes reforzados sobre arcilla blanda en diferentes condiciones del subsuelo. La metodología utilizada fue calibrada a través de un caso de terraplén reforzado estudiado por Hinchberger & Rowe (2003).

En esta tesis se pretende mostrar que un buen análisis de terraplenes

reforzados sobre suelos blandos puede ser realizado integrando dos tipos de análisis, el método de elementos finitos y el análisis por equilibrio límite.

Además se amplía el estudio de los terraplenes, considerando una capa de arena en la superficie, sabiendo que en la llanura amazónica, además de esos grandes depósitos de arcillas también se encuentran capas superficiales y lentes de arena, producto de la acumulación de sedimentos, propias del transporte de ríos y sus continuos cambios de curso. La construcción de terraplenes sobre este tipo de terrenos muestra un escenario diferente, el cual es evaluado en este trabajo.

1.2 OBJETIVOS DEL TRABAJO

La presente tesis tiene como objetivo evaluar el comportamiento de los terraplenes sobre suelos blandos para la condición no drenada, específicamente durante el momento de la construcción donde aún no se ha producido la consolidación del suelo. En estas condiciones el suelo es sometido a un cargamento rápido debido a la colocación de las capas de terraplén.

La característica principal de este suelo blando, es que se trata de suelos finos compuestos por arcillas o limos y que presentan una relación de aumento de la resistencia con la profundidad producido por el peso propio del suelo, esta relación puede ser representada mediante una ecuación lineal que será mostrada más adelante en la presente tesis.

Para la evaluación de los terraplenes reforzados sobre suelos blandos se aplicará una nueva metodología introducida por Hinchberger & Rowe (2003), que ha sido aplicada en Canadá y los Estados Unidos. Esta metodología se basa en el procedimiento de Rowe e Soderman (1987) para determinar la altura de ruptura del terraplén y de las deformaciones producidas en el refuerzo en la condición de ruptura, tomando en cuenta los asentamientos inmediatos producidos en la fundación.

Adicionalmente se analizará numéricamente la influencia del espesor de una capa de arena en la superficie, que puede encontrarse en la naturaleza en este tipo de terrenos debido al origen fluvial de los depósitos. Este análisis se realizará variando el espesor de la capa superficial y la rigidez del refuerzo, lo que producirá cambios en la deformación del refuerzo y el comportamiento del terraplén cuando estos parámetros son variados.

Finalmente se propone una evaluación de los terraplenes integrando dos métodos analíticos, así el cálculo de las deformaciones del refuerzo en condiciones de trabajo será mediante el método de elementos finitos, lo que permitirá conocer la

fuerza movilizada en el refuerzo para poder evaluar la estabilidad del terraplén por el método de equilibrio límite.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El trabajo fue dividido en cinco capítulos, se presenta a continuación la descripción de cada capítulo.

En el Capítulo I se indican los antecedentes, los objetivos de la investigación y la relevancia del tema expuesto en el presente trabajo.

El Capítulo II será destinado a la revisión bibliográfica sobre los suelos tropicales, así como ensayos ejecutados en suelos blandos en Perú y en el mundo. Se presenta una breve descripción de los terraplenes reforzados, los conceptos y métodos de análisis para calcular la altura de ruptura de terraplenes reforzados sobre suelos blandos. También el método de Equilibrio Límite para el análisis de estabilidad de terraplenes.

Se incluye el caso de un terraplén reforzado experimental construido para estudio, encontrados en la literatura y han sido empleados para validar el programa de elementos finitos.

Se presenta un ítem de sismicidad en el Perú y del fenómeno de licuación.

En el Capítulo III se presenta la metodología utilizada para desarrollar el presente trabajo, lo referente al modelamiento numérico, como los parámetros geotécnicos analizados para los materiales del terraplén. Además son presentados los resultados de la validación del programa para casos de terraplenes reforzados y no reforzados.

El Capítulo IV es dedicado al análisis de los resultados de las alturas de ruptura, los desplazamientos verticales, horizontales y deformaciones del terreno. Se presenta el efecto de los parámetros del suelo en las deformaciones y comparaciones entre los resultados obtenidos para diferentes tipos de fundación con y sin arena. También se presenta el ítem donde fue evaluada la estabilidad del terraplén por el método del equilibrio límite, el cual fue calculado conociendo las deformaciones en el refuerzo, así como la evaluación del potencial de licuación para las arenas.

El Capítulo V presenta las conclusiones alcanzadas en la presente investigación y las sugerencias para trabajos futuros.

CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta una descripción de los suelos blandos en el Perú; en especial los suelos tropicales, los cuales presentan propiedades y comportamientos más complejos en comparación a otros suelos.

Los suelos blandos presentan tan baja resistencia superficial que el principal problema ocurre durante la construcción de terraplenes sobre este tipo de suelos. La preocupación principal es en dos aspectos: el suelo puede no soportar el peso del terraplén y fallar o, puede darse el caso que no se presente la falla pero aparecen asentamientos que perjudiquen la buena utilización del terraplén.

Frente a estos problemas, una de las soluciones más empleadas en la actualidad es el uso del refuerzo, en este capítulo son presentados los conceptos y aplicaciones del suelo blando reforzado con geosintético, el mecanismo de interacción suelo-refuerzo. Además son presentados métodos de análisis para terraplenes reforzados.

2.2 SUELO TROPICALES

Los suelos residuales se les encuentran predominantemente en las zonas tropicales, donde aparecen en grandes espesores y con frecuencia se les denomina como “suelos tropicales” y son escasos en las regiones no tropicales.

Estos suelos son producto de la meteorización en el sitio de las formaciones rocosas. La composición química y las características morfológicas de estos productos, están influenciados por el grado de meteorización al cual ha sido sometida la roca madre. En los climas cálidos, húmedos y tropicales, el agua percolada a través de la roca tiene un fuerte poder disolvente, siendo la meteorización más rápida en las regiones cálidas que en las frías y mayor en climas húmedos que en áridos.

La zona de suelos residuales se concentra en el sector norte de América del Sur, Centroamérica, África, Australia, Oceanía y el sur de Asia. El Perú está ubicado en una región tropical entre los paralelos de 30°N y 30°S de latitud (ver Figura 2.1) por esta razón presenta este tipo de suelos comúnmente denominados tropicales, suelos con propiedades ingenieriles diferentes de aquellas de los suelos de regiones templadas. En un perfil de suelo tropical son normalmente distinguidos dos tipos de suelos, el suelo saprolítico que

corresponde a la capa más profunda del perfil en la cual se mantiene la estructura parental de la roca madre y el suelo laterítico, rico en minerales de arcilla y sesquióxidos (óxidos de hierro y aluminio) (Valencia, 2009).

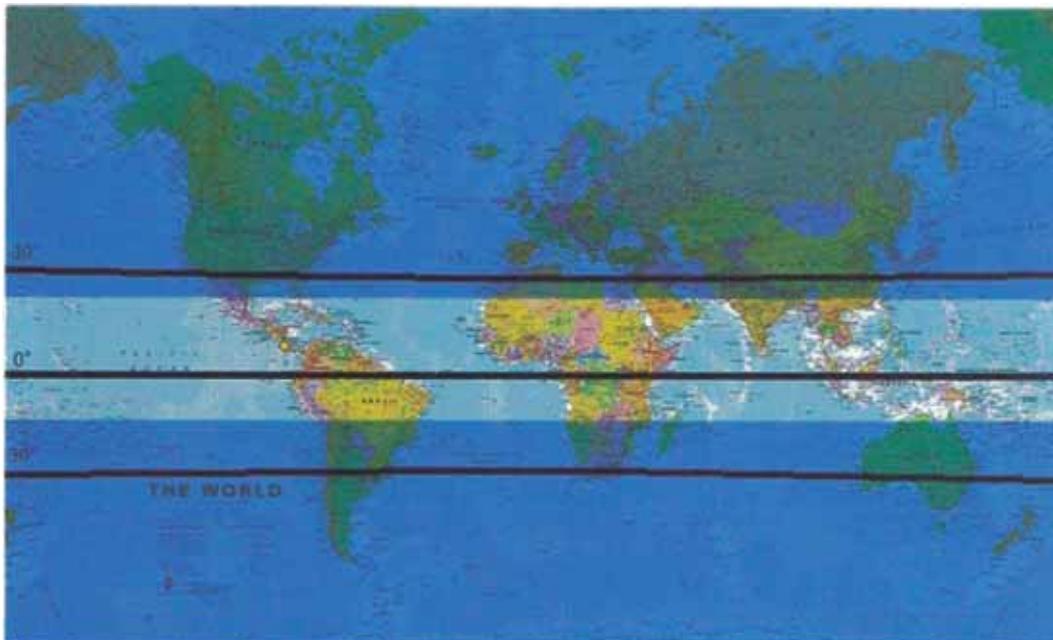


Figura 2.1 Localización de las zonas tropicales (Escobar, 2011)

La mayor parte de teorías desarrolladas en la geotecnia han tenido su origen en trabajos y realizados sobre suelos y climas no tropicales. La aplicabilidad de las teorías y los criterios de diseño geotécnico que existen actualmente, podría no ser completamente válida en el caso de los suelos residuales, debido a diferencias importantes que existen en la constitución y estructura de los suelos y de las formaciones residuales, y las de los suelos que sirvieron de modelo para el desarrollo de la mecánica de suelos tradicional (Suárez, 1998).

Esta diferencia es debida principalmente, al fenómeno de la meteorización que es extenso y profundo en la mayoría de las formaciones de suelos tropicales. Debido a las altas concentraciones de hierro, los suelos resultantes son de tendencia a coloración roja en el proceso más completo de meteorización, es por esta razón que son denominados como “suelos rojos tropicales”.

En la Figura 2.2 se observan algunas características de los suelos tropicales en la selva del Perú.



Figura 2.2 Suelo tropical de la zona de Oxapampa, Perú, se observa la coloración rojiza típica.

2.3 METEORIZACIÓN EN LOS SUELOS DE LA SELVA

La composición y textura de las rocas madre son importantes en las etapas iniciales de la meteorización, pero se vuelven menos importantes con el tiempo. Las características climáticas tales como la cantidad de precipitación pluvial y particularmente, la distribución estacional de esta determinan la intensidad del proceso de meteorización. La topografía afecta el movimiento vertical del agua y, por consiguiente, a la velocidad de remoción de los materiales solubles.

En taludes escarpados, el escurrimiento puede ser tan activo en la erosión del material meteorizado como lo es la filtración en su formación. El tipo y cantidad de vegetación pueden ser importantes en la formación de ácidos orgánicos y en la asimilación de sílice. Finalmente el tiempo es un factor decisivo, ya que en climas húmedos y calientes, típico de los trópicos, el tiempo que se requiere para alterar un material rocoso es considerablemente menor que en los climas templados.

La alteración de la roca a través de los procesos de meteorización se lleva a cabo en forma progresiva por medio de una serie de acontecimientos y etapas, los cuales dan como resultado un perfil de suelo residual meteorizado

tropicalmente.

Se define como perfil de meteorización de un suelo tropical a la secuencia de materiales con diferentes propiedades físicas formada en el sitio donde se encuentra y el cual yace sobre roca meteorizada. Los perfiles de meteorización cambian de un lugar a otro, debido a variaciones locales en el tipo y estructura de la roca madre, la topografía, la velocidad de erosión y las condiciones de agua subterránea además de las variaciones climáticas regionales, particularmente la pluviosidad.

La clasificación en términos de zonas de intemperización y grados de intemperización es esencial para el diseño de ingeniería y ha habido varios intentos para proporcionar un sistema satisfactorio de descripción y clasificación para propósitos de ingeniería. El perfil de intemperización de la selva amazónica peruana ha sido obtenido sobre la base de una adecuada correlación de muchas perforaciones realizadas en el sitio, y es factible de utilizarlo en las obras de ingeniería.

2.4 SUELOS SAPROLÍTICOS Y LATERÍTICOS

En los últimos años se ha observado el aumento en el número de investigaciones con respecto a la clasificación de los suelos tropicales, todos ellos contribuyen a desarrollar criterios adecuados para establecer su posible comportamiento, tomando en consideración que los suelos tropicales han mostrado diferentes conductas cuando han sido comparados con suelos de otros orígenes, y además no están convenientemente representados en el sistema de clasificación clásico conocido en la ingeniería geotécnica.

Es así que, se ha realizado muchos intentos que han sido elaborados para identificar las características intrínsecas de los suelos tropicales, y para prever sus propiedades geotécnicas. Unos de los proyectos desarrollados en Brasil fue denominado MCT (Miniatura Compactación Tropical), (Villibor y Nogami, 1979), que toman en cuenta sus propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos compactados.

Una de las clasificaciones más representativas de los suelos tropicales, están los saprolíticos y lateríticos. Los suelos saprolíticos son aquellos originados por la intemperización de la roca en el lugar, conservando sus condiciones de macro estructura, mineralogía y granulometría. Debido a que aparecen como el residuo de la roca de origen y presentan un apropiado perfil de intemperización, también se les llama suelos residuales jóvenes. Normalmente constituyen estratos

subyacentes al horizonte superficial de estos depósitos y suprayacentes a la roca matriz, caracterizándose por la presencia de estructuras heredadas de la roca madre, grandes espesores del estrato, mineralogía compleja con diferentes grados de intemperismo y estratigrafía en algunos casos compleja con gran heterogeneidad, y en otros muy homogéneas con estructuras simples (Nogami, 1985).

Llamamos lateríticos a los suelos tropicales que sufren durante su formación un proceso pedológico intenso denominado laterización. Estas características son: lixiviación de los cationes alcalinos y alcalinos terrosos (Na^+ , K^+ , Ca^{++} y Mg^{++}), empobrecimiento de sílica, existencia de minerales arcillosos hidratado. Los suelos lateríticos pueden ser residuales maduros o transportados y constituyen un horizonte superficial de origen esencialmente pedogenético recubriendo normalmente áreas bien drenadas, formando estratos con límites graduales poco perceptivos. Los suelos lateríticos presentan como características genéticas principales una constitución mineralógica o microestructura de apariencia homogénea e isotrópica, elevado ángulo de fricción, bajo peso unitario seco, buena adhesividad a los materiales bituminosos, pero presentan mucha porosidad, son altamente permeables, poco expansivos y de baja plasticidad.

2.5 GÉNESIS DE LOS SUELOS BLANDOS

Los suelos blandos tienen bajada capacidad de soporte, baja permeabilidad y elevada compresibilidad. La construcción sobre este tipo de suelo requiere cuidados en la definición de los parámetros geotécnicos, el origen geológico, el tipo de análisis y la secuencia constructiva adoptada.

Este tipo de suelo se presenta en las zonas tropicales como en el caso de suelos encontrados en la selva del Perú en los departamentos de Loreto, Amazonas, y Madre de Dios. Otros tipos de suelos blandos se pueden encontrar en algunas zonas de Lima y Callao.

Los suelos blandos de origen fluvial se presentan en las llanuras de los ríos, y pueden estar intercaladas con capas de arenas finas, esto debido a que gran parte de la Amazonia ha permanecido cubierta durante los períodos interglaciares del Cuaternario por un mar interior de poca profundidad y pasaron a fluctuar durante varias épocas glaciares e interglaciares, formando terrazas a lo largo de los cursos de agua (Delgado, 1998). Como ejemplo podemos citar las cuencas de los ríos Ucayali, Amazonas, Marañón, Huallaga, Pachitea, Madre de Dios, Pastaza, Tigre y Putumayo.

En Sudamérica, una gran extensión de suelos blandos se presentan en las costas de Brasil en forma de depósitos marinos y aluviales de arcillas blandas, los suelos de origen marino fueron formados en dos ciclos de sedimentación debido a dos episodios de ingreso del mar en el cuaternario.

La roca madre que ha formado los suelos de la selva peruana tiene orígenes muy diversos, en la selva alta predominan tanto los materiales residuales de rocas ígneas y sedimentarias, como los transportados, mientras que en la selva baja predominan las rocas sedimentarias como areniscas, lutitas y arcillas.

El conocimiento del origen de los suelos ayuda a comprender las propiedades y sus condiciones de consolidación. En las arcillas sedimentarias la resistencia se debe a la consolidación por el peso propio, al efecto del rebajamiento de los niveles de agua, de esta forma estas arcillas son especialmente blandas en la superficie y van aumentando de consistencia conforme la profundidad (Pinto, 1994). Según Massad (2003), los ensayos de corte usando la veleta, realizados en estas arcillas indicaron un crecimiento lineal de la resistencia no drenada con la profundidad debido a la consolidación del suelo.

Este aumento de resistencia con la profundidad puede ser expresada mediante la siguiente relación:

$$S_u = S_{u0} + \rho_c z \quad (2.1)$$

Variando los valores para S_{u0} resistencia no drenada en la superficie del suelo, z la profundidad y la variación del aumento de la resistencia con la profundidad ρ_c .

Suelo blando es una nomenclatura atribuida a la consistencia de un suelo predominantemente arcilloso pero también son llamados de suelos blandos a los suelos limosos y las turbas. Dentro de la clasificación SUCS de los suelos blandos están limo de alta plasticidad MH, arcilla de alta plasticidad CH, arcillas limosas CL-ML, limos ML.

2.6 RESISTENCIA NO DRENADA DE LAS ARCILLAS

Los ensayos de compresión triaxial del tipo CD o CU muestran como varia la resistencia de los suelos arcillosos, en función de la tensión efectiva. El ensayo CD indica como la resistencia al corte (tensión cizallante) varía con la tensión efectiva y el ensayo CU indica como la resistencia no drenada varia con la tensión efectiva de la consolidación. Estas informaciones son empleadas en los análisis de estabilidad por equilibrio límite (a largo plazo) en los estudios de ingeniería,

donde la tensión efectiva en el suelo varía de un punto a otro.

Sin embargo existen situaciones donde se desea conocer la resistencia del suelo (tensiones cizallantes) en el estado en que se encuentra. Lo que sería el caso del análisis de estabilidad de un terraplén construido sobre suelo blando, donde el problema sería verificar si la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de ruptura hipotética, es suficiente para resistir la tendencia al deslizamiento provocado por el peso propio del terraplén, ver Figura 2.3.

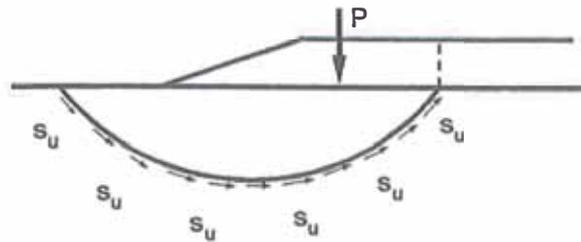


Figura 2.3 Análisis de estabilidad de un terraplén sobre arcilla blanda, donde la resistencia que interesa es la resistencia no drenada, S_u de la arcilla.

Una posible ruptura ocurriría antes de producirse el drenaje de la fundación, por lo tanto la resistencia que interesa es aquella que existe en cada punto del terreno, de manera cómo él se encuentra, esta es la resistencia no drenada S_u .

Para conocer la resistencia no drenada de un suelo existen tres procedimientos: por medio de ensayos de laboratorio, por medio de ensayos de campo, por medio de correlaciones.

Dentro de los diversos tipos de ensayos de campo disponibles para determinar la resistencia no drenada de las arcillas y limo, el más común es el ensayo de corte en campo por medio de una veleta, más conocido por su nombre original *vane test*.

De la bibliografía local, se tiene resultados de ensayos de veleta de campo realizados en suelos blandos del Perú; de la bibliografía internacional se tiene estudios realizados en formaciones del delta del río Paraná y del estuario del río de La Plata, Argentina, así como estudios en arcillas blandas de Santos en el litoral de Sao Paulo, Brasil.

Se presentan algunos resultados de la investigación de la resistencia no drenada de arcillas blandas con pruebas de veleta; en la Figura 2.4 se muestra los ensayos realizados en once sondajes en suelos del muelle del Callao

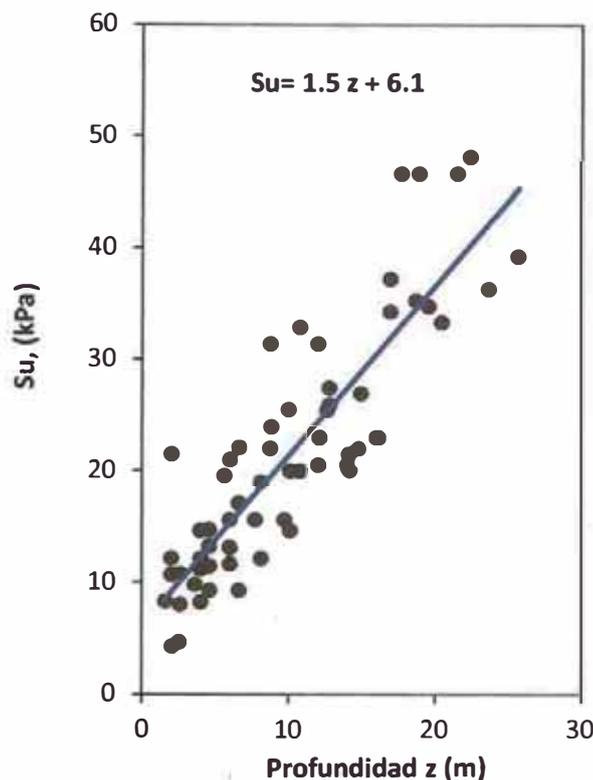


Figura 2.4 Resistencia no drenada determinadas por vane test en suelos del muelle del Callao (MRA, 2008)

Se puede observar que la dispersión es pequeña por lo que la resistencia puede ser expresada por la relación:

$$S_u = 6.1 + 1.5 z$$

Donde S_u está en kPa y la profundidad z en metros.

Se aprecia que la resistencia aumenta con la profundidad, el coeficiente 1,5 indica el aumento de la cohesión en vista de la consolidación provocada por el aumento de las tensiones debido al peso del suelo a cada metro de profundidad.

La Figura 2-4, muestra algunos ensayos con veleta, realizados en la ciudad de Iquitos para dos tipos de suelos. Para el caso del suelo del tipo CH la dispersión es mayor debido al menor número de ensayos de veleta realizados.

La relación obtenida fue:

$$S_u = 48 + 16 z$$

Los ensayos del suelo del tipo CL que alcanzaron mayor profundidad muestran un comportamiento más definido y la resistencia puede ser expresada por la relación:

$$S_u = 33.9 + 22.3 z$$

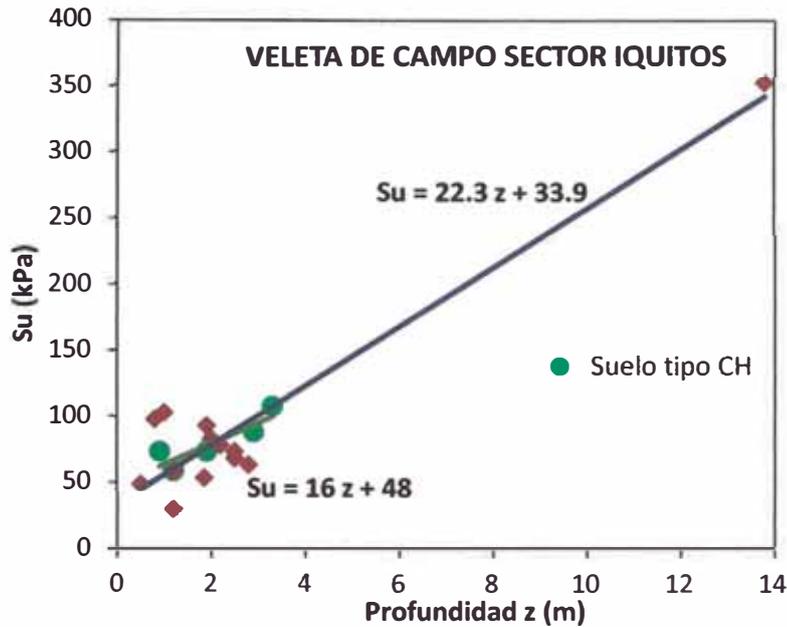


Figura 2.5 Resistencia no drenada determinadas por vane test en suelos de Iquitos
(Bustamante, 1993)

En la Figura 2-5, algunos resultados de pruebas realizadas para Pluspetrol en la playa Loberia en Pisco. En este caso la dispersión es mayor debido al menor número de ensayos de veleta realizados. La resistencia puede ser expresada por la relación:

$$S_u = 0.59 + 0.62 z$$

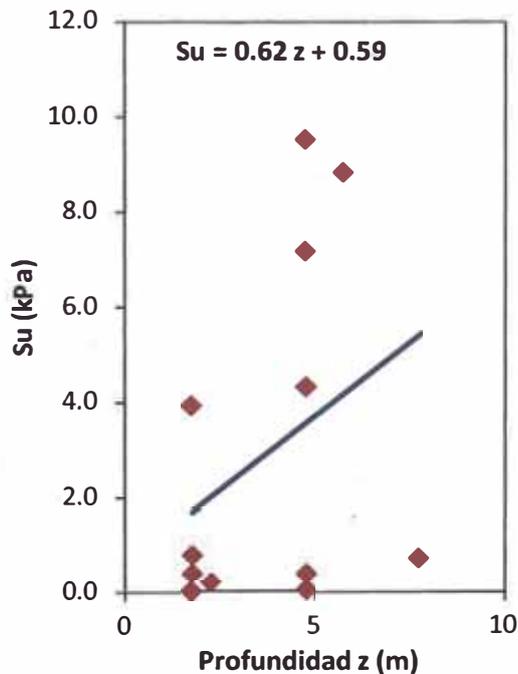


Figura 2.6 Resistencia no drenada determinadas por vane test en suelos playa Loberia, Pisco.

A manera de mostrar este comportamiento de los suelos blandos, se tomaron datos de ensayos realizados en un depósito de relaves en la Mina Cobriza, estos relaves se ubican dentro de la clasificación SUCS como ML (limos inorgánicos). En la Figura 2-6, están representados los resultados del vane test y la ecuación del aumento de la resistencia con la profundidad.

De los resultados de ensayos de resistencia a los cortantes efectuados en los suelos del Perú se han hallado valores muy dispersos, sin embargo se ha obtenido que la prueba de veleta practicada en campo en los suelos saprolíticos que se encuentran muy fisurados, la medida de la resistencia al corte sin drenaje arroja siempre valores mucho más reales que los ensayos de laboratorio (Delgado, 1998).

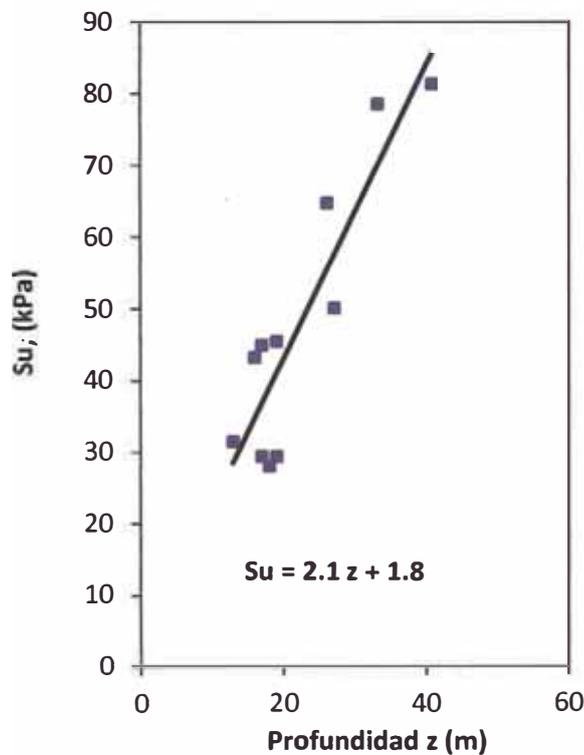


Figura 2.7 Resistencia no drenada determinadas por vane test en el depósito de relaves de la mina Cobriza.

De la bibliografía internacional, se presentan algunos resultados de la investigación de la resistencia no drenada de arcillas orgánicas blandas, de la formación de manglares en Santos, Brasil. Los resultados del ensayo de veleta realizado en tres puntos distantes en 30 m y cada 50 cm de profundidad, se muestran en la Figura 2.8 Se puede observar que la dispersión es pequeña por lo que la resistencia puede ser expresada por la relación:

$$S_{u0} = 6 + 1,7 z$$

Donde S_{u0} está en kPa y la profundidad z en metros.

Se observa que la resistencia aumenta con la profundidad, lo que es típico de este tipo de formaciones. El coeficiente 1,7 indica el aumento de la cohesión en vista de la consolidación provocada por el aumento de las tensiones debido al peso del suelo a cada metro de profundidad.

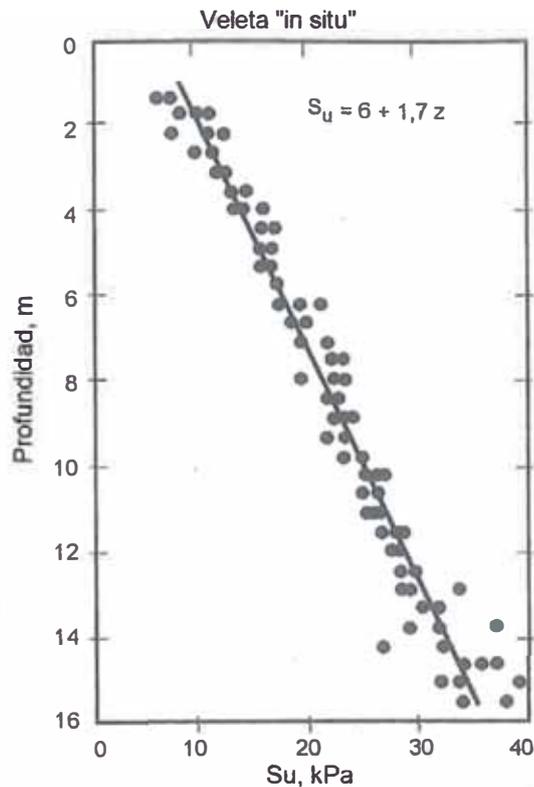


Figura 2.8 Resistencia no drenada determinadas por vane test en los manglares de Santos, São Paulo (Pinto, 1994).

En la frontera entre Argentina y Paraguay, para las formaciones del Postpampeano, la resistencia al corte no drenada S_u se muestra en la Figura 2.9, se observa como los valores de S_u presentan cierta dependencia con la profundidad del estrato. Para ensayos de corte realizados mediante la veleta en la formación Atalaya, Leoni (2002) obtuvo la relación:

$$S_{u0} = 1,82 z + 3,91$$

Los suelos blandos abordados en este trabajo de investigación tienen la característica de presentar un aumento de la resistencia no drenada con la profundidad, además de encontrar en algunos casos la alternancia de capas de arcilla y arenas, así como capas de arenas arcillosas o arcillas muy arenosas.

Dentro de los principales problemas que envuelven a los suelos blandos,

están los asentamientos diferenciales y la construcción rápida de los terraplenes, que pueden causar la ruptura del suelo blando sobre condiciones no drenadas.

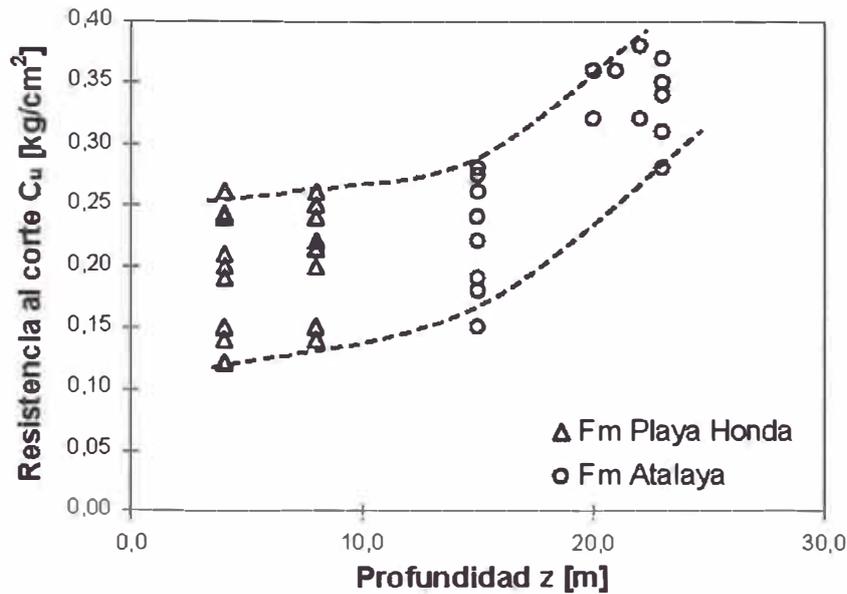


Figura 2.9 Resistencia no drenada de las Formaciones del Postpampeano en el sector del delta del Río Paraná y del Estuario del Río de La Plata (Leoni, 2002)

Frente a estos problemas, una de las técnicas más usadas en las últimas décadas fue el uso de geosintéticos en el suelo como elementos de refuerzo, por ofrecer soluciones económicas y técnicamente avanzadas.

En los siguientes ítems se presentará la revisión bibliográfica de geosintéticos.

2.7 DESCRIPCIÓN DE LAS ARENAS EN LA SELVA AMAZÓNICA

De información obtenida de tesis de investigación en suelos de la selva peruana, encontramos datos de perforaciones realizadas en Iquitos en el departamento de Loreto.

El tipo de arenas encontradas varía de arenas limosas a arenas finas, presentan plasticidad baja a nula. Se pueden clasificar en el sistema SUCS como SC, SM y SP.

En la Tabla 2-1 se muestran datos de características físicas de este tipo de suelo obtenido de la bibliografía local.

Tabla 2-1 Características físicas de las arenas del Sector Iquitos (Bustamante, 1993).

Características Físicas	Arena arcillosa SC	Arena limosa SM
% Fino	33 - 49	14 - 36
w%	14 - 23	7 - 22-
LL	25 - 48	18 - 26
LP	12 - 23 -	0.16 - 0.29
IP	10 - 27 -	
LC	12 - 23-	
D ₅₀	0.07 - 0.25	

En la Figura 2.10, se muestra la distribución de los tipos de suelos encontrados en Iquitos en el departamento de Loreto

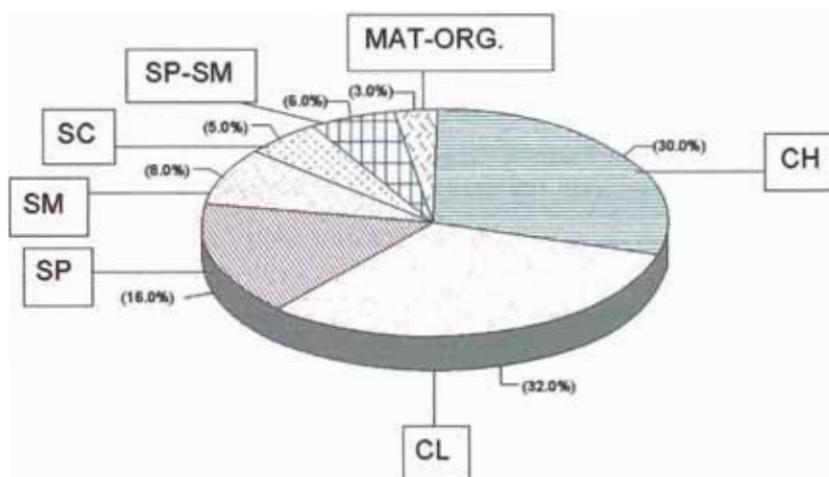


Figura 2.10 Distribución de suelos en el Sector Iquitos (Bustamante & Alva, 1993)

2.8 DESCRIPCIÓN DE LOS GEOSINTÉTICOS

La búsqueda de formas para mejorar la resistencia del suelo data de tiempos históricos. La utilización de elementos resistentes a la tracción para reforzar el suelo, tales como la paja, el bambú, o vegetación fue realizada hace millones de años en los suelos blandos con el objetivo de mejorar la resistencia.

El empleo de materiales sintéticos producidos por la industria fue posible con el desarrollo de los polímeros tales como PVC, poliamida, poliéster, polietileno, polipropileno. El gran paso en el desarrollo de los geosintéticos fue a mitad de los años 60, cuando fue fabricado el geotextil tejido de filamentos continuos en Francia, en Inglaterra y los Estados Unidos, mientras que la industria

desarrollaban nuevas tecnologías en la fabricación de mallas sintéticas. En Brasil las primeras aplicaciones de geotextiles en carreteras fueron en 1971.

Según la norma brasilera NBR 12.553 presentada en el Manual Brasileiro de Geosintéticos (Vertematti, 2004), dentro de las principales funciones de los geosintéticos están:

- Control de erosión superficial, prevención de erosión superficial de partículas de suelo debido al flujo de fluidos.
- Drenaje, colecta y conducción de un fluido por el cuerpo de un geosintético.
- Filtración, retención de suelos o de otras partículas permitiendo el pase de un fluido en movimiento.
- Impermeabilización, bloqueo o desvío de flujos.
- Protección, limitación o prevención de daños a elementos de obras geotécnicas.
- Refuerzo, utilización de las propiedades mecánicas de un geosintético para mejorar el comportamiento mecánico de una estructura geotécnica.
- Separación, acción de impedir la mezcla o la interacción de materiales adyacentes.

La Tabla 2-2 muestra el empleo de algunos geosintéticos de acuerdo a las funciones en un proyecto. Entre los diferentes tipos de geosintéticos encontramos: geotextiles, geomallas, georedes, geomembranas o geotubos. Sus aplicaciones son de forma variada y diversa en la ingeniería.

Tabla 2-2 Funciones de diferentes geosintéticos en proyectos de ingeniería (Souza Bueno y Monje Vilar, 2004).

Geosintético	Separación	Protección	Filtración	Drenaje	Erosión	Refuerzo	Impermeabilización
Geotextil	X	X	X	X	X	X	X*
Geomalla	X	-	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	-	-	-	-	-	X
Geored	-	X	-	X	-	-	-
Geocompuesto arcilloso	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-

*Cuando es impregnado de material impermeabilizante.

Las dos tipos de geosintéticos utilizados para refuerzo son los geotextiles y las geomallas, las materias primas más utilizadas en la fabricación de estos refuerzos son la poliamida (nylon) PA, poliéster PET, polietileno PE y polipropileno PP.

2.8.1 Propiedades de los geosintéticos

Las propiedades de los geosintéticos necesarias para atender las exigencias de la obra donde serán empleados, son determinadas a partir de ensayos de campo o de laboratorio, las cuales para ser realistas necesitan reproducir los aspectos más importantes de la interacción del geosintético con el medio en el cual será introducido y deben presentar una vida útil compatible a la de la obra.

El aporte de refuerzo que brindan los geosintéticos al suelo es generado por las siguientes características:

- Al interactuar con el suelo granular, restringen el desplazamiento lateral que sucede ante la aplicación de la carga.
- Mejoran la capacidad de soporte del suelo y aumentan la distribución de esfuerzos respecto a la profundidad.
- Generan el efecto de membrana tensionada, el cual se basa en el mejoramiento de la capacidad de distribución vertical de esfuerzos resultante del esfuerzo de tensión en una membrana tensionada

El comportamiento de los geosintéticos se debe a sus componentes polímeros básicos, los aditivos y al proceso de fabricación. El conocimiento de las propiedades de los materiales empleados en la confección puede permitir inferir sobre una posible degradación y envejecimiento precoz del material en contacto con productos y agentes del medio ambiente. Los principales ensayos ejecutados son para determinar las propiedades físicas y las propiedades mecánicas.

Las propiedades físicas de los geosintéticos de mayor interés son la masa por unidad de área o gramatura (μ_A), espesor nominal (t_{GT}), porosidad (n_{GT}) y porcentaje de área abierta.

Las propiedades mecánicas expresan relaciones entre cargas y deformaciones. La resistencia a la tracción unidireccional puede ser determinada en tiras (faja ancha) o en fajas reducidas (grab test), cada cual buscando reproducir las condiciones en campo. El ensayo consiste en sujetar las extremidades del cuerpo de prueba y sujeto a una maquina universal, es aplicada

una fuerza de tracción creciente registrándose las deformaciones correspondientes hasta la ruptura, siendo los valores de tensión y deformación adquiridos durante todo el ensayo.

La resistencia a la tracción define la llamada resistencia nominal del geosintético, cuyo valor es el que normalmente se utiliza en el catálogo para caracterizarlo. Además es necesario definir el parámetro rigidez (J), que es la resistencia a la tracción por la deformación.

Otro ensayo para medir la resistencia mecánica es la resistencia al punzonamiento, este ensayo es una descripción de la resistencia al impacto provocado por la caída de materiales, los esfuerzos de compresión generados por granos aislados que pueden ser de tal magnitud que causen su perforación. Para realizar el ensayo el geosintético es fijado a los bordes de un cilindro rígido y sometido a una fuerza estática o dinámica. El ensayo por punzonamiento estático es realizado en una máquina universal que aplica una fuerza vertical creciente en la superficie del cuerpo de prueba hasta llegar a perforarlo, y es medida la fuerza máxima y la deformación correspondiente.

En la Tabla 2-3 se muestra de forma comparativa los diversos tipos de geosintéticos comerciales existentes.

Tabla 2-3 Cuadro comparativo de algunos geosintéticos existentes en el mercado.

	Polímero	Tipo	Resistencia a la tracción (kN/m)		Módulo de Rigidez (J) 5%	Deformación máxima (%)	
			Dir. L	Dir. T	Dir. L (kN/m)	Dir. L	Dir. T
Stabilenka 150/45	PET	Geotextil tec.	≥150	≥45	≥1,500	≤10	
Stabilenka 1000/100	PET	Geotextil tec.	≥1000	≥100	≥10,000	≤10	
MacGrid WG150	PET	Geomalla	150	30		12	
Hate 25/25 UV	PP	Geotextil tec.	≥25	≥25		≤15	≤15
Engefort	PET	Geomalla	85	35		12	14
Fortrac 3D-90	PET	Geomalla	≥90		≥675	≤12,5	
Pavco T2400	PP	Geotextil	40			22	
Fortrac 400/50-30A	PET	Geomalla	≥400	≥50	≥13,600	≤3,5	
Fortrac 1000/100A	PET	Geomalla	≥1000	≥100	≥34,000	≤3,6	

Valores obtenidos de catálogos Huesker, Maccaferri y Pavco.

En el punzonamiento dinámico, el ensayo busca representar el lanzamiento de materiales granulares sobre el geotextil, en este ensayo un cono padronizado cae en caída libre a 50 mm sobre el geosintético provocando un agujero cuyo diámetro es medido por otro cono padronizado.

Dentro de los geotextiles más empleados como refuerzo, están las geomallas y los geotextiles tejidos, por ser bastante rígidos; las geomallas y los geotextiles de alto módulo se utilizan para aumentar la capacidad portante en proyectos de cimentación de los terraplenes sobre suelos blandos, también mejoran la estabilidad de los de terraplenes construidos sobre suelos de baja resistencia, generando los siguientes beneficios:

- Reducen desplazamientos en suelos de baja resistencia debido a bajas capacidades portantes
- Previenen la falla global del terraplén y del suelo de fundación blando;
- Previenen la falla por deslizamiento a lo largo de la superficie de los geosintéticos.

A continuación se presenta una pequeña definición de ellos.

2.8.2 Geotextil

Producto textil bidimensional permeable, compuesto de fibras cortadas, filamentos continuos, monofilamentos, laminetes o hilos; formando estructuras tejidas y no tejidas o hiladas.

En los geotextiles no tejidos, los filamentos o las fibras cortadas están dispuestas en una red suelta y son unidas usando una combinación de los siguientes procesos: unión química, térmica o mecánica.

Los geotextiles son los geosintéticos más versátiles, dentro de muchas aplicaciones en las obras geotécnicas. Además de ser aplicada como refuerzo de suelos puede ser utilizada con función de drenaje, filtración, separación entre capas o barrera (cuando es impregnado con algún material impermeabilizante). Conforme al proceso de fabricación puede ser dividido en los grupos de geotextiles tejidos y no tejidos.

En la aplicación como refuerzo, el geotextil interactúa con el suelo a través de fuerzas friccionales o de adhesión para resistir los esfuerzo de corte. Para proveer el refuerzo de la estructura, el geotextil debe tener suficiente resistencia para soportar las tensiones generadas, y esta resistencia se debe producir con pequeñas deformaciones (modulo alto) para prevenir el movimiento excesivo de la estructura.

El Manual técnico de la US ARMY (1995) recomienda el uso de geotextil

tejido como refuerzo de terraplenes y estructuras de contención, por prever grandes resistencias y pequeñas deformaciones.

Dentro de los geosintéticos existentes en el mercado para el refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos tenemos:

Un geotextil tejido con resistencia a la tracción de hasta 1,000 kN/m en la dirección principal puede ser fabricado con una resistencia mayor, con la característica de movilizar altas tensiones con deformaciones bajas; este geotextil puede producir deformaciones menores a 10% en el sentido longitudinal. Otro geotextil tejido de PVA, puede ser producido con módulos de hasta 36,000 kN/m, resistencia a la tracción de hasta 2,200 kN/m (uniaxial) y 500 kN/m (biaxial) en las dos direcciones; y deformaciones menores a 6%.

Otros geotextiles disponibles son los tejidos de PP, los cuales presentan una resistencia a la tracción de 28 kN/m con deformación de 18%, y los otros con resistencia de 110 kN/m y deformación 10%.

2.8.3 Geomalla

Las geomallas consisten en mallas de plástico con aberturas de diferentes formatos, que permiten la trabazón con el medio en el cual están confinadas, teniendo como función principal reforzar el suelo. Una clasificación primaria de las geomallas implica subdividir las en: y uniaxiales, biaxiales y multiaxiales.

Se considera uniaxial cuando presenta elevada resistencia a la tracción en una sola dirección, son utilizadas en sistemas de muros y taludes reforzados, constituyendo el refuerzo interno de la estructura en combinación con los materiales de relleno.

Las geomallas biaxiales presentan elevada resistencia a la tracción en dos direcciones principales (ortogonales). Son utilizadas con el fin de optimizar el espesor de los componentes del pavimento, incrementar su vida útil y para estabilizar la subrasante en presencia de suelo blando o con baja capacidad de soporte. Este tipo de geomalla se utiliza también para el mejoramiento de la capacidad portante en fundaciones de diferentes estructuras.

En función del proceso de fabricación las geomallas pueden ser extrudidas, soldadas o tejidas. Dentro de las geomallas existentes en el mercado para el refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos, tenemos:

Una geomalla flexible de PET, presenta resistencia a la tracción entre 20 kN/m y 400 kN/m teniendo la opción de ser fabricada para alcanzar resistencias de hasta 1,000 kN/m para aplicaciones especiales, la deformación en la resistencia última es menor a 10% en el sentido longitudinal.

Una geomalla que presenta una resistencia a la tracción de 121 kN/m con deformaciones de 10%. Y las geomallas tejidas de PET que movilizan elevadas resistencias con bajos valores de deformación, resistencias ultimas de hasta 150 kN/m y deformación en la resistencia última de 12%.

2.9 APLICACIONES DE SUELO REFORZADO

En las estructuras de suelo reforzado, los elementos colocados en el suelo para reforzar y aumentar su resistencia también presentan ventajas en cuanto a los costos y facilidades en la construcción.

Las aplicaciones de la técnica de suelos reforzados son múltiples, se pueden encontrar en muros reforzados, taludes reforzados y terraplenes reforzados sobre suelos blandos. En la presente tesis no se pretende expandir el tema pero si recopilar información relacionada al tema de investigación.

El terraplén reforzado es un sistema compuesto de tres componentes: el suelo de cimentación (arcillas blandas), el refuerzo y el terraplén, como es presentado en la Figura 2.11. En un terraplén sobre suelos blando, el refuerzo puede ser colocado para: reforzar el talud del terraplén o para alcanzar alturas mayores abarcando todo el cuerpo del terraplén.



Figura 2.11 Estructura típica de una estructura reforzada (Bonaparte e Christopher, 1987)

En la construcción de terraplenes reforzados el refuerzo puede ser colocado en toda la extensión de la interface terraplén-cimentación, en una única capa o en capas múltiples comprendiendo toda la altura o posicionado próximo a la base del terraplén. El refuerzo también puede ser colocados en la base de los terraplenes piloteados para minimizar los asentamientos, además de mejorar la altura del terraplén, el espaciamiento entre pilotes y la reducción o hasta eliminación de los capiteles normalmente empleados. En la Figura 2.12, son presentados algunos ejemplos de terraplenes reforzados.

Los terraplenes construidos sobre suelos blandos tienen la tendencia a

expandirse lateralmente debido a las tensiones horizontales actuando en el cuerpo del terraplén. Estas tensiones del empuje de tierra, producen esfuerzo cortantes en la base del terraplén, el cual debe ser soportado por el suelo de cimentación, si el suelo de la cimentación no tuviera la resistencia adecuada puede ocurrir la falla, las tensiones que se producen en el geosintético o las geomallas producen un aumento en la resistencia que garantiza la estabilidad (Christopher et al. 2001).

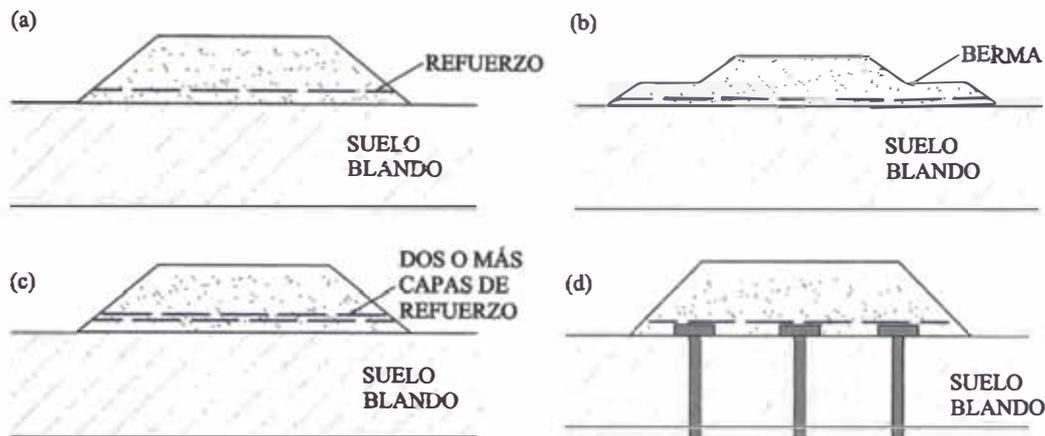


Figura 2.12 Ejemplo del empleo de refuerzos en terraplenes sobre suelos blandos

Debe esperarse siempre, sin importar el refuerzo, que un terraplén desplantado sobre suelos blandos compresibles tenga asentamientos. Si los suelos de desplante son arcillas o limos blandos saturados, compresibles, sus asentamientos estarán ligados al tiempo, a la consolidación primaria y secundaria. Los asentamientos elásticos son inmediatos y ocurren siempre durante la etapa de construcción; se calculan con la teoría de elasticidad lineal.

El refuerzo con geotextil puede disminuir los desplazamientos horizontales, verticales y los asentamientos diferenciales, sin embargo, no se recomienda considerarlo como un factor que disminuya asentamientos por consolidación primaria ni secundaria. El uso de geosintético de refuerzo no tendrá influencia sobre la magnitud de los asentamientos por consolidación que genere un terraplén; pues la magnitud de los asentamientos depende solamente del suelo de desplante (Morales R. 2008). El tiempo requerido para conseguir la consolidación primaria es muchas veces muy largo e incompatible con las necesidades de operación para las que fue diseñada la estructura.

Christopher et al. (2001), citan las contribuciones del uso de refuerzo durante la construcción de los terraplenes sobre suelos blandos, tales como:

- El aumento del factor de seguridad

- El aumento de la altura del terraplén
- Reducción en los desplazamientos del terraplén durante la construcción;
- Mejora en el comportamiento del terraplén debido al aumento en la uniformidad de los asentamientos pós-construcción.

Según Jewell (1988), una diferencia importante en el uso del refuerzo es mostrada en la Figura 2.13, donde se puede observar como varia el factor de seguridad con relación a la estabilidad global para un terraplén y un talud reforzado.

Para terraplenes sobre suelos blandos, Figura 2.13 (a), se requiere el refuerzo para mantener la estabilidad del terraplén durante el periodo constructivo, que es la condición más crítica de estabilidad, porque el suelo blando aun no alcanza la consolidación. La consolidación aumenta la resistencia del suelo hasta que se vuelva estable y no necesite más los beneficios del uso del refuerzo

El refuerzo ayuda a mantener el factor de seguridad por encima de la unidad durante y después de la construcción como se puede ver en la Figura 2.13 (b) y es estable en comparación al caso del terraplén no reforzado, donde el factor de seguridad va disminuyendo durante la construcción y luego de este periodo la fundación va aumentando su resistencia en el tiempo debido a la consolidación.

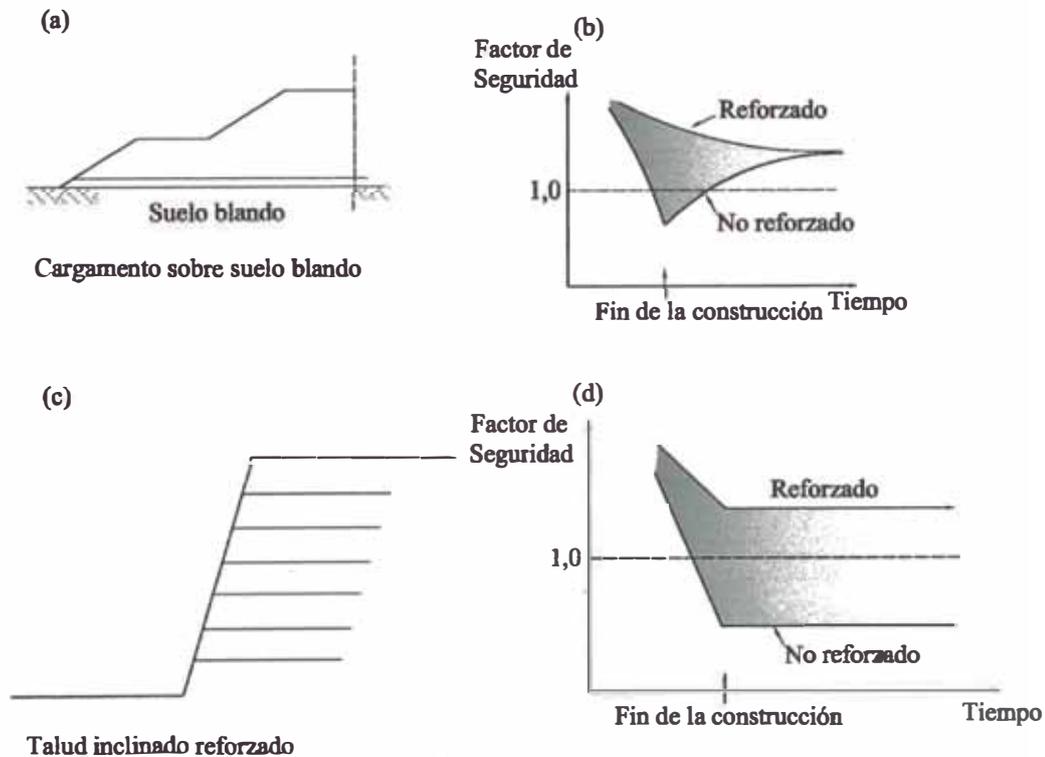


Figura 2.13 Aplicaciones del refuerzo en terraplenes sobre suelos blandos y en taludes (Jewell, 1988)

Según Almeida (1996), el refuerzo mejora la estabilidad durante el período constructivo y durante la consolidación de la arcilla del suelo de cimentación, hasta que el esfuerzo cortante haya aumentado lo suficiente para prescindir del refuerzo.

En la Figura 2.13 (c), se muestra el caso donde el refuerzo es colocado a lo largo de un talud con el fin de construir taludes más empinados, donde es necesario que la resistencia a la tracción del refuerzo se mantenga constante por un largo periodo de tiempo, es por eso que el refuerzo es requerido durante toda la vida útil de la estructura.

En las Figura 2.13 (d), se observa como es necesario el refuerzo para mantener la estabilidad del talud en el tiempo.

2.10 EMPLEO DE TERRAPLENES EN OBRAS CIVILES

Los terraplenes se emplean en los casos donde se requiere construir sobre suelos blandos o cuando se construye en una cota inferior a la prevista en el proyecto. También cuando se requiere rellenar un área para elevar su nivel de terreno actual y así evitar inundaciones por las crecientes del río.

Para el caso de vías de transporte, el terraplén es adecuadamente tratado y compactado para asegurar su estabilidad y servir de soporte a la vía, Figura 2.14. La capa superior del terraplén viene a ser la subrasante la cual va a soportar el pavimento.

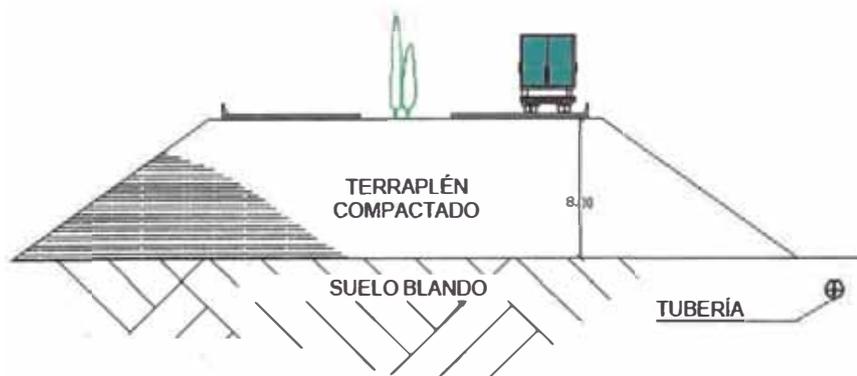


Figura 2.14 Aplicaciones del refuerzo en terraplenes sobre suelos blandos para vías de acceso.

En la minería puede ser usado en los depósitos de relaves espesados, donde se aumenta la concentración de sólidos de la pulpa del relave. En este

caso ya no se requiere construir un dique, lo recomendable es la construcción de un pequeño terraplén para contener el volumen del agua sobrenadante.

Cuando el relave es filtrado, el porcentaje de sólidos es mayor aproximadamente 80%, se pueden conformar terraplenes de relave filtrado. Donde el relave es transportado en camiones con una humedad determinada para luego ser compactado.

Existe un caso en donde la construcción de un camino de acceso de gran longitud, más de la mitad de su longitud total estaba ubicada en una zona de pantanos con tirante de agua y lodo de espesor considerable, en este caso fue necesario conformar un terraplén con una altura adecuada.

2.11 RUPTURA EN TERRAPLENES REFORZADOS EN SUELOS BLANDOS

Para diseñar un terraplén es necesario realizar una serie de análisis numéricos y en estos análisis se debe considerar los estados límites últimos y el estado límite de servicio del terraplén.

El estado límite último está relacionado con la falla, cuando un terraplén pierde capacidad resistente como un todo o en parte. Según la British Standard (BS8006 1995), se considera como estados límites:

- Estabilidad local;
- Deslizamiento rotacional;
- Movimiento lateral del terraplén;
- Extrusión de la cimentación;
- Estabilidad global.

El estado límite de servicio es el estado en el cual el terraplén no falla pero comienza a tener un comportamiento diferente para el cual fue diseñado. En este caso existe un límite a las deformaciones para la buena funcionalidad de la obra.

Para los estados límites de utilización, la BS8006 considera:

- Deformación excesiva del refuerzo;
- Asentamiento de la fundación.

La construcción rápida de los terraplenes sobre suelos blandos constituye un problema común de estabilidad y la utilización de los refuerzos mejora las condiciones aumentando el factor de seguridad. Para realizar un análisis de estabilidad se deben verificar los posibles mecanismos de falla de este tipo de estructura.

Jewell (1988) describe los mecanismos por los cuales los refuerzos podrían mejorar el desempeño de los terraplenes sobre suelos blandos. La tensión lateral impuesta por el terraplén sobre el suelo blando genera esfuerzos

cortantes, que a su vez reducen la capacidad portante. El refuerzo colocado en la base del terraplén puede resistir una parte o todo el empuje producido por el terraplén, y resistir las deformaciones laterales de la cimentación aumentando de esa manera la capacidad portante.

Usualmente, son identificados tres modos de falla (Jewell, 1982; Bonaparte & Christopher, 1987) en terraplenes sobre suelos blandos:

- Inestabilidad de la fundación - asentamientos o deformaciones excesivas; extrusión del suelo de cimentación bajo el terraplén intacto con pérdida de la geometría y asentamientos significativos. Esto ocurre debido a la baja capacidad portante de la cimentación. (Figura 2.15 a)
- Inestabilidad interna – envuelve solamente al deslizamiento lateral del cuerpo del terraplén por encima del refuerzo. (Figura 2.15 b)
- Inestabilidad global – colapso del terraplén y de la cimentación con superficie de falla bien definida, la cual puede ser rotacional o translacional (Figura 2.15 c).

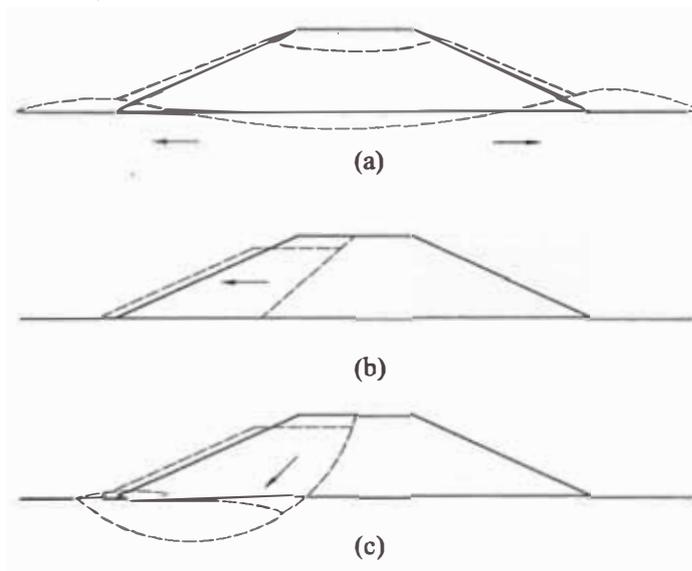


Figura 2.15 Tipos de ruptura de terraplenes sobre suelos blandos (Jewell, 1982) (a) inestabilidad de la fundación, (b) inestabilidad interna, (c) inestabilidad global.

Según Futai (2010), en la inestabilidad de la cimentación (Figura 2.15 a), cuando el suelo blando tiene un espesor limitado en relación a la dimensión del terraplén, los esfuerzos cortantes generados por el terraplén pueden inducir a la extrusión (o expulsión) del suelo blando de la cimentación.

En la inestabilidad interna, si los esfuerzos de corte entre el refuerzo y el material del terraplén son inadecuados, el empuje activo dentro del terraplén puede causar el deslizamiento horizontal del cuerpo del terraplén por encima del refuerzo, en la práctica esto difícilmente es un caso crítico. Los parámetros claves

para controlar estos mecanismos de falla son la resistencia al corte en la fundación y en la interface suelo-refuerzo.

Existen varias propuestas para proyectar terraplenes reforzados sobre arcillas blandas; a continuación se presentan algunas soluciones basadas en la teoría de plasticidad y del método de elementos finitos.

2.12 TEORÍA DE LA PLASTICIDAD EN TERRAPLENES REFORZADOS

La estabilidad de los terraplenes reforzados sobre una capa continua de suelo blando puede ser analizada como un problema de capacidad de carga de la fundación. El terraplén debido al peso propio aplica cargas verticales a la superficie de fundación en combinación con las tensiones de corte producidas por el empuje horizontal del terraplén, ver (Figura 2.16).

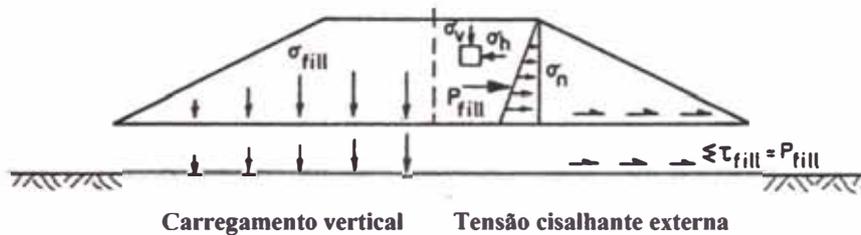


Figura 2.16 Distribución de las tensiones cortantes en la base de un terraplén no reforzado (Jewell, 1988)

En este caso el refuerzo es utilizado para mejorar la capacidad de carga de la fundación. La estabilidad es crítica durante la construcción debido al aumento de carga por la colocación de las capas de material del terraplén antes de que se produzca el drenaje de la fundación (condición no drenada de la fundación), los suelos arcillosos pueden drenar, consolidar y aumentar su resistencia con el tiempo.

La diferencia entre el caso del terraplén no reforzado y el terraplén reforzado es similar a la diferencia entre una zapata lisa y una zapata rugosa (Jewell, 1988). La influencia de las tensiones cortantes externas es reducir la capacidad de carga de la fundación, como se muestra en la Figura 2.17.

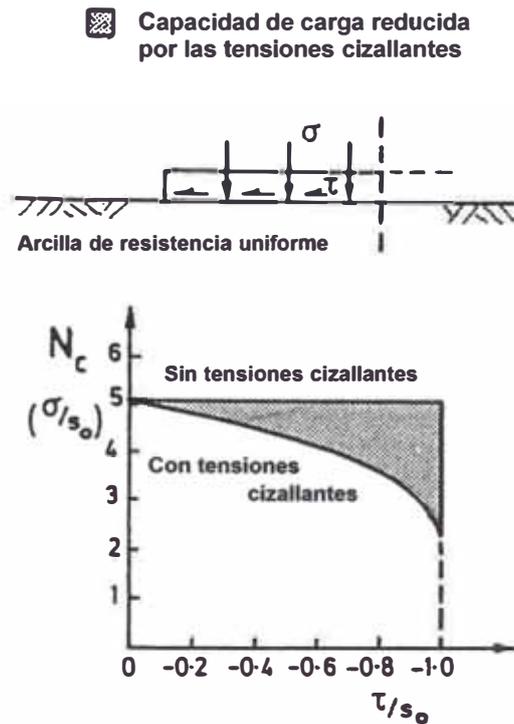


Figura 2.17 Influencia de las tensiones cizallantes en la reducción de la capacidad de carga para una zapata (Jewell, 1988).

El refuerzo colocado en la base mejora la estabilidad del terraplén, soportando las tensiones cizallantes que causan la inestabilidad. Es así que la fundación solo tiene que soportar las tensiones verticales debido al peso propio del terraplén (Figura 2.18).

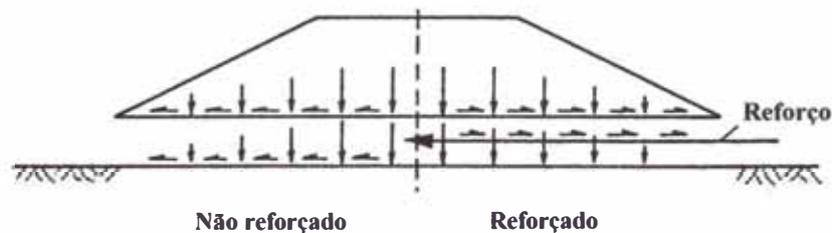


Figura 2.18 La función del refuerzo frente a las tensiones cizallantes, (Jewell, 1988).

La teoría de la plasticidad permite calcular las máximas tensiones verticales que la fundación puede soportar en combinación con las tensiones cortantes producidas en el contacto fundación-terraplén. Las soluciones existentes para fundaciones de suelos blandos la resistencia creciente con la profundidad son mostradas en la Figura 2.19 en términos del factor de capacidad de carga total N_c , para zapatas lisas y rugosas (Jewell, 1988).

Las regiones sombreadas en las Figura 2.17 y Figura 2.19, indican la magnitud de la mejora de capacidad de carga que se puede esperar con el uso de refuerzo.

Las cargas aplicadas por un terraplén reforzado pueden ser comparadas con aquellas cargas aplicadas a una zapata rugosa. Rowe & Soderman (1987) presentan una solución basada en la teoría de la plasticidad, la cual puede ser usada para estimar la máxima altura de un terraplén reforzado.

En esta solución es considerado el incremento de la resistencia no drenada creciente con la profundidad, así como el efecto del espesor relativo del suelo de fundación, b/D .

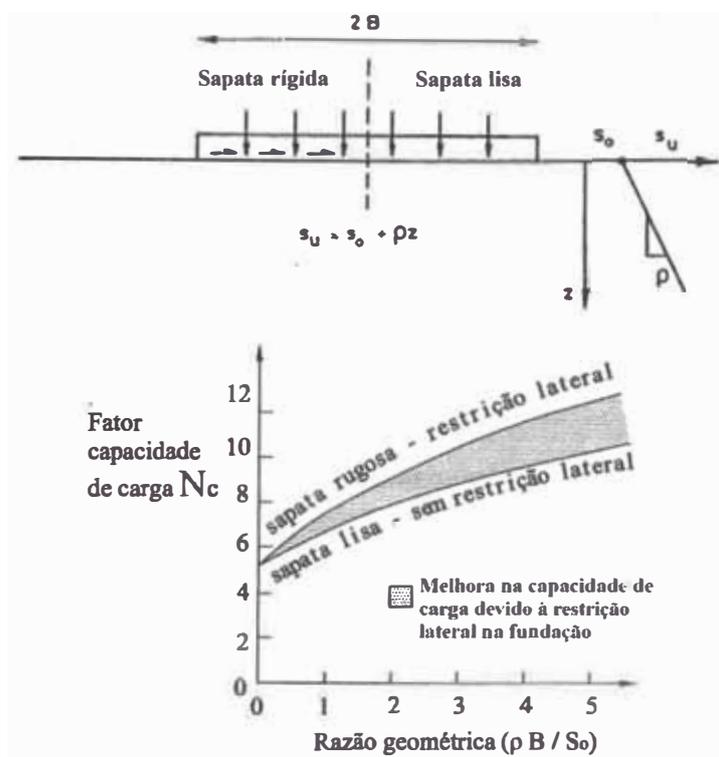


Figura 2.19 La influencia de la resistencia creciente con la profundidad en la capacidad de carga, Jewell (1982)

Sabiendo que un terraplén reforzado nunca será reforzado al punto de ser rígido, estas soluciones dan un límite en la mejora de la estabilidad, que se puede alcanzar usando un refuerzo de elevada rigidez a la tracción.

Según Rowe e Söderman (1987), estas soluciones basadas en la teoría de la plasticidad, junto a un análisis de elementos finitos pueden ser usadas para:

- Estimar inicialmente la máxima altura que puede alcanzar el terraplén y usar esta información para refinar el análisis del terraplén por el MEF.
- Después del análisis, estas soluciones pueden ser usadas para corroborar

la altura de ruptura obtenida por el MEF para un terraplén perfectamente reforzado.

Rowe e Söderman (1987) crearon la propuesta para ser complementada con un análisis por el método de elementos finitos, este es el procedimiento adoptado inicialmente para determinar la altura máxima del terraplén y si fuera el caso, para realizar un modelamiento.

Se mostró el uso de soluciones basadas en la teoría de la plasticidad para estimar la máxima contribución del refuerzo. Los resultados de los análisis por el método de elementos finitos son usados para demostrar que aunque la carga de colapso calculada de la teoría de la plasticidad puede ser alcanzada por terraplenes reforzados de mayor altura, en muchas situaciones la ruptura puede ocurrir antes.

Por otro lado, las soluciones basadas en la teoría de la plasticidad son útiles porque proporciona soluciones que pueden servir como base y ser comparadas con otras obtenidas en diferentes análisis, pero no puede ser usada para diseñar un terraplén ya que no define la fuerza de tracción o la rigidez del refuerzo.

Es posible definir esa fuerza en el refuerzo mediante un análisis por el método de elementos finitos (MEF), conociendo los datos de la interacción

2.13 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SUELOS

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la púnica aplicación de las leyes de la estática. El problema es “hiperestático” y se realiza alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, y los métodos de las dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

Los métodos de las dovelas o rebanadas pueden clasificarse en dos grupos:

- Métodos aproximados: no cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo a los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.
- Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de Morgenstern - Price, Spencer y Bishop riguroso.

En la siguiente Figura 2.20, se muestra un gráfico en el que se recogen los diferentes métodos de cálculo:

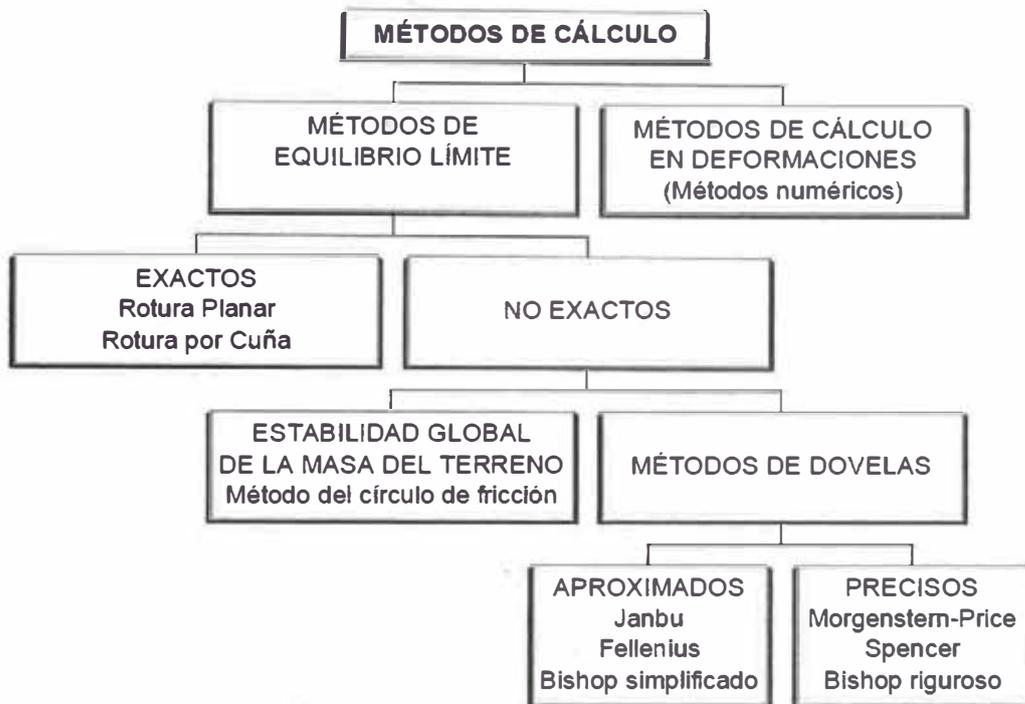


Figura 2.20 Métodos de cálculo para el análisis de estabilidad de taludes (Herrera, 2003)

Existen varios métodos de cálculo para establecer el factor de seguridad de un talud en suelos, estos son:

- Equilibrio límite de fuerzas
- Equilibrio límite de momentos

En el análisis de esfuerzos efectivos, la resistencia al corte de un suelo se define como:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \quad (2.2)$$

Donde:

τ = resistencia al corte

c' = cohesión efectiva

σ_n = esfuerzo normal total

u = presión hidrostática

ϕ' = ángulo de fricción efectivo

La formulación de equilibrio límite asume lo siguiente:

1. El factor de seguridad de la componente cohesiva y la parte friccional de la

resistencia al corte de un suelo es la misma para todos los suelos involucrados.

2. El factor de seguridad es el mismo para todas las rebanadas

En las siguientes figuras se muestran todas las fuerzas actuantes sobre una rotura circular y compuesta respectivamente:

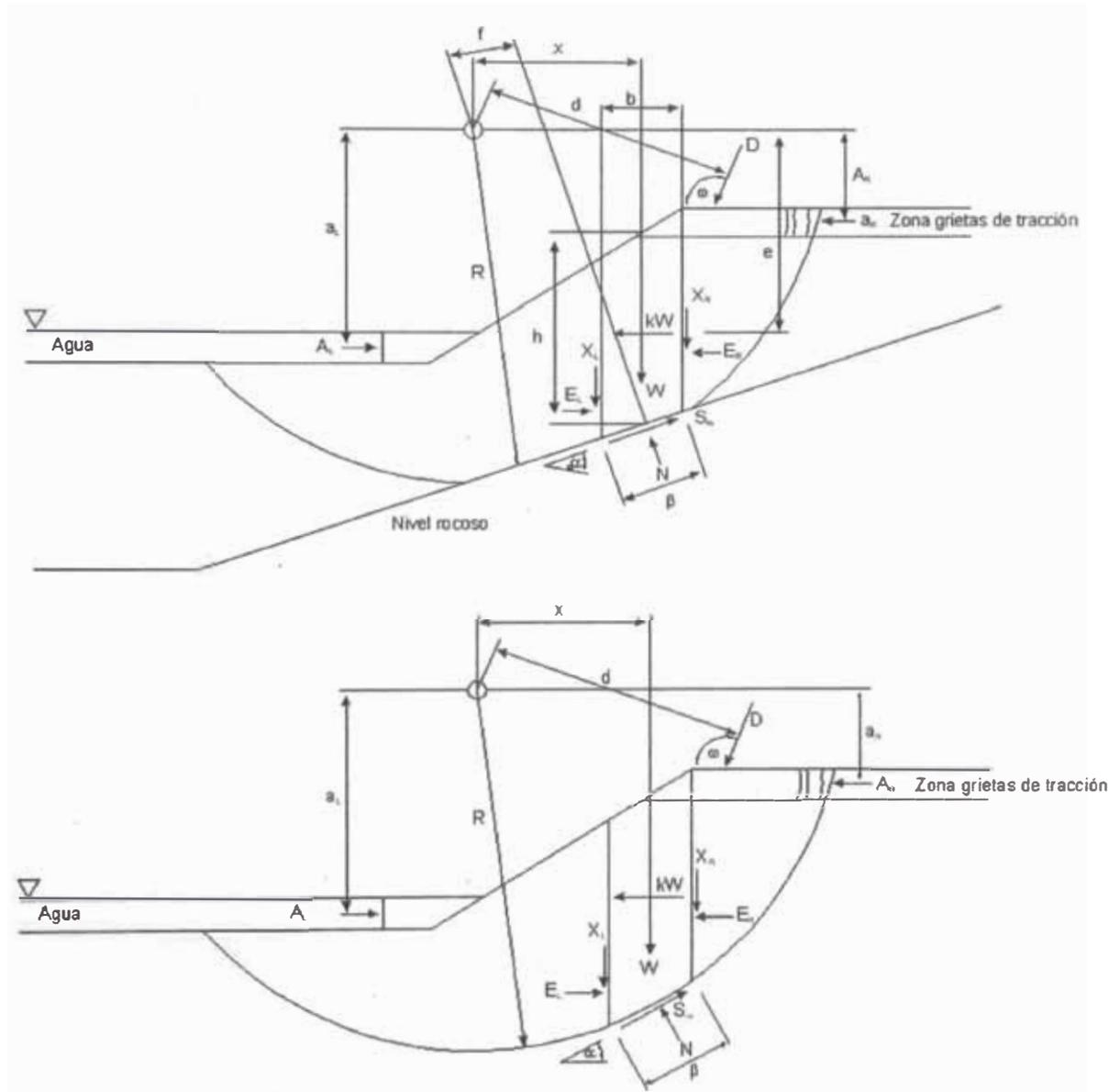


Figura 2.21 Diagrama de fuerzas

Las variables definidas se describen a continuación:

W = peso total de la rebanada, de ancho b y altura h .

N = fuerza total normal a la base de la rebanada

S = fuerza de corte movilizada en la base de la rebanada

E = fuerza normal horizontal entre rebanadas. Subíndices D “derecha” e I “izquierda” según el lado de la rebanada en el que actúa.

X = fuerza vertical de corte entre rebanadas. Subíndices D “derecha” e I “izquierda” según el lado de la rebanada en el que actúa.

D = línea externa de carga

kW = carga sísmica horizontal aplicada en el centroide de cada rebanada.

R = radio de la superficie de deslizamiento

f = perpendicular a la fuerza normal desde el centro de rotación o desde el centro de momentos.

x = distancia horizontal desde el centro de cada rebanada al centro de rotación o centro de momentos.

e = distancia vertical desde el centro de cada rebanada al centro de rotación o centro de momentos.

d = distancia perpendicular desde la línea de carga al centro de rotación o centro de momentos.

h = distancia vertical desde el centro de la base de cada rebanada a la línea más superior geoméricamente (generalmente la superficie topográfica).

a = distancia perpendicular desde la resultante externa de la fuerza hidrostática al centro de rotación o centro de momentos. Subíndices D “derecha” e I “izquierda” según el lado del talud.

A = resultante externa de la fuerza hidrostática. Subíndices D “derecha” e I “izquierda” según el lado del talud.

ω = ángulo de la línea de carga con la horizontal. Este ángulo se mide según las agujas del reloj desde el eje X positivo.

α = ángulo entre la tangente del centro de cada rebanada y la horizontal.

La magnitud de la fuerza de corte movilizada para satisfacer las condiciones de equilibrio límite son:

$$S_m = \frac{s\beta}{F} = \frac{\beta[c' + (\sigma_n - u) \tan \phi']}{F} \quad (2.3)$$

Donde

$\sigma_n = \frac{N}{\beta}$ Esfuerzo normal en medio de la base de cada rebanada.

F = factor de seguridad

β = longitud de la base de cada rebanada.

Para resolver el factor de seguridad mediante el equilibrio límite se realiza la sumatoria de fuerzas en dos direcciones (horizontal) y vertical) y el sumatorio de

momentos.

En las Tablas 2-4 y 2-5 se muestran las variables conocidas y no conocidas en el cálculo de estabilidad de taludes.

Tabla 2-4 Relación de variables conocidas para resolver el factor de seguridad.

N° de variables conocidas	Descripción
n	Sumatoria de fuerzas en la horizontal
n	Sumatoria de fuerzas en la vertical
n	Sumatoria de momentos
n	Criterio de rotura de Mohr-Coulomb
4n	N° total de ecuaciones

Tabla 2-5 Relación de variables desconocidas para resolver el factor de seguridad

N° de variables conocidas	Descripción
n	Magnitud de la fuerza normal a la base de la rebanada N
n	Punto de aplicación de la fuerza normal en la base de la rebanada
n - 1	Magnitud de la fuerza normal a las caras entre rebanadas, E
n - 1	Punto de aplicación de la fuerza normal a las caras entre rebanadas, X
n - 1	Magnitud de la fuerza de corte en las caras entre rebanadas, X
n	Fuerza de corte en la base de cada rebanada, S _m
1	Factor de seguridad, F
1	Valor de Lambda, λ
6n - 1	N° total de incógnitas

Como el número de incógnitas excede el número de ecuaciones, el problema es indeterminado. Asumiendo una serie de convenios: direcciones, magnitudes, puntos de aplicación de las mismas fuerzas, se puede convertir el problema en determinado.

La mayoría de los métodos asumen que el punto de aplicación de la fuerza normal en la base de la rebanada actúa a través de la línea central de la misma. Otro convenio comúnmente utilizado hacer referencia a la magnitud, la dirección y

el punto de aplicación de las fuerzas entre rebanadas. En general, los métodos de rebanadas se pueden clasificar en:

- Los que usan la estática para obtener el factor de seguridad.
- Los que asumen hipótesis sobre las fuerzas entre rebanadas para convertir el problema en determinado.

2.14 MÉTODO GENERAL DE EQUILIBRIO LÍMITE

El método general del equilibrio límite utiliza las siguientes ecuaciones de la estática para resolver el factor de seguridad.

La sumatoria de fuerzas en la dirección vertical para cada rebanada. La ecuación se resuelve para la fuerza normal en la base de la rebanada, N.

La sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para cada rebanada se utiliza para calcular la fuerza normal entre rebanadas, E.

La sumatoria de momentos sobre un punto común para todas las rebanadas. La ecuación se puede reordenar y calcular para el factor de seguridad del equilibrio de momentos, F_m.

La sumatoria de fuerzas en una dirección horizontal para todas las rebanadas, dando lugar a un factor de seguridad, F_f.

2.14.1 Factor de Seguridad de Equilibrio Límite de Momentos

La sumatoria de momentos de todas las rebanadas para un único punto en común se expresa como sigue:

$$\sum Wx - \sum S_m R - \sum Nf + \sum kWe \pm [Dd] \pm Aa = 0 \quad (2.4)$$

Sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación (2) y resolviendo para el factor de seguridad tenemos:

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u\beta)) R \tan \phi'}{\sum Wx - \sum Nf + \sum kWe \pm [Dd] \pm Aa} \quad (2.5)$$

2.14.2 Factor de Seguridad de Equilibrio de Fuerzas

La sumatoria de fuerza en la horizontal para todas las rebanadas se expresa:

$$\sum (E_L - E_R) - \sum (N \sin \alpha) + \sum S_m \cos \alpha - \sum (kW) + [D \cos \omega] \pm A = 0 \quad (2.6)$$

Cuando el movimiento afecta a toda la masa, se asume que el primer término es igual a cero. Sustituyendo en la ecuación y resolviendo para el factor de seguridad se tiene:

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u \beta)) \tan \phi' \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha + \sum kW - [D \cos \alpha] \pm A} \quad (2.7)$$

2.14.3 Programa SLIDE 6 para el Análisis de Estabilidad

El SLIDE (versión 6) es un programa de Rocscience, desarrollado para el análisis de estabilidad de taludes 2D en suelo y roca, utilizando métodos de equilibrio límite, que busca superficies de ruptura circulares o no-circulares con variados algoritmos de búsqueda.

Los análisis pueden ser determinísticos o probabilísticos, utilizando varios métodos (Bishop, Jambu, Spencer, Morgenstern-Prices, etc.) para el cálculo del Factor de Seguridad (FS) o de las Probabilidades de Ruptura (PR). Están incluidas las evaluaciones para condiciones saturadas (ROCSCIENCE, 2001c). El programa posee interface gráfica CAD, que le da una gran versatilidad para análisis modelos de geometría compleja.

2.15 ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

El incluir refuerzo de geosintético en un terraplén sobre suelo blando puede mejorar sustancialmente la estabilidad y permitir la construcción de terraplenes de mayor altura en comparación a los casos de terraplenes no reforzados.

Se han propuesto numerosos métodos para proyectar terraplenes basados en el método de equilibrio límite y el método de elementos finitos, además de la teoría de la plasticidad (Rowe e Söderman, 1987), para saber cuál es el mejoramiento en el comportamiento que puede tener el terraplén con el refuerzo.

El método de equilibrio límite es el método usado para la evaluación de la estabilidad de los terraplenes reforzados sobre suelos blandos en la condición no drenada (Haliburton, 1981; Jewell, 1982; Milligan e La Rochelle, 1984; Rowe e Soderman 1985; Bergado *et al* 1994; Palmeira *et al.*, 1998, etc.), sin embargo “aplicar el método de equilibrio límite o las soluciones de la teoría de plasticidad en un terraplén reforzado, no proporcionan información sobre las deformaciones o las tensiones que se desarrollan en el refuerzo”.

Estas limitaciones pueden ser superadas aplicando el método de elementos finitos que posibilita un estudio adecuado de las estructuras de suelo reforzado, además de analizar las deformaciones, conocer las zonas de plastificación del suelo blando así como identificar el mecanismo de falla.

Un terraplén reforzado es un sistema compuesto, que envuelve tres componentes: la fundación, el material del terraplén y el refuerzo. La mayor ventaja del análisis de elementos finitos en relación a los métodos convencionales es que se puede simular una completa interacción del terraplén, además de modelar las etapas de construcción.

El desempeño del terraplén reforzado depende de la interacción entre estos componentes, frente a esto surge la pregunta de cuál es la importancia de las consideraciones de interacción del desempeño del terraplén en relación a las deformaciones del refuerzo. Esta pregunta puede ser resuelta mediante la construcción y monitoreo de terraplenes experimentales, pero el costo de construir y monitorear un número suficiente de terraplenes reforzados es tan grande que no sería práctico. El uso del método de elementos finitos es una alternativa más efectiva en relación al costo de construir terraplenes experimentales, pues permite realizar simulaciones numéricas de la construcción del terraplén para diferentes condiciones.

El método de elementos finitos (MEF) es actualmente uno de los más importantes métodos numéricos utilizados, además de ser conocido por ser una herramienta poderosa para el uso en la evaluación del comportamiento de los terraplenes, se pueden encontrar ejemplos del modelamientos de terraplenes reforzados en la literatura. Muchos autores emplearon la técnica de los elementos finitos para interpretar el comportamiento en campo de los terraplenes reforzados (Andrawes et al., 1980; Rowe, 1982; Boutrop e Holtz, 1983; Rowe, 1984; Monnet et al., 1986; Duncan et al., 1987; Schaefer e Duncan, 1988; Humphrey e Holtz, 1989; Hird e Kwok, 1990; Mylleville e Rowe, 1991; Chai e Bergado, 1993; Litwinowicz et al., 1994; Rowe et al., 1996; Varadarajan et al., 1997; Hinchberger e Rowe , 1998).

A continuación se presenta el procedimiento de Rowe e Soderman (1987), el cual aborda una serie de análisis por el MEF realizados en terraplenes reforzados con el fin de mostrar el estudio de la interacción en el refuerzo, considerando la magnitud de las deformaciones producidas en el antes de que se produzca la falla del terraplén.

2.15.1 Procedimiento de Rowe e Soderman (1987) para determinar la altura de falla del terraplén por el MEF

La teoría de plasticidad (anteriormente descrita) puede ser usada para determinar la máxima altura que puede alcanzar el terraplén con el uso de refuerzo, pero no define las características del refuerzo y no considera las magnitudes de las deformaciones que se pueden producir en el refuerzo antes del colapso.

Para interpretar los resultados obtenidos en los análisis por elementos finitos, Rowe & Söderman (1987), definieron el término de “plasticidad continua” para así identificar los eventos que se producen durante la construcción del terraplén hasta la falla. El término “plasticidad continua” está relacionado a la situación donde ocurre una plastificación general del suelo que compone el mecanismo de falla. En esta condición, los esfuerzos cortantes del suelo son movilizados a lo largo de la potencial superficie de falla.

Para un terraplén no reforzado, la ruptura y el deslizamiento coinciden con el desarrollo de la plasticidad contigua y el mecanismo de ruptura, pero para un terraplén reforzado el desarrollo de las áreas de plasticidad continua es la primera etapa frente a la ruptura y al deslizamiento, Rowe & Soderman (1987).

A continuación se presenta una breve descripción de los modelos utilizados en los análisis realizados por los autores.

Entre los modelos constitutivos existentes en la literatura, uno de los más simples es el criterio de ruptura de Mohr-Coulomb, este modelo ha sido aplicado con éxito en el análisis de terraplenes reforzados (Rowe & Söderman, 1984; Rowe, 1982; Rowe, MacLean & Söderman, 1985).

Para modelar el comportamiento del suelo del terraplén fue considerada una variación de la rigidez del suelo con el aumento del nivel de tensiones durante la construcción, porque tiene influencia en los esfuerzos y los desplazamientos que se desenvuelven en el terraplén reforzado. Un método simple fue adoptar un modelo no lineal en la ecuación de Jambu (1963).

$$\frac{E}{P_a} = K_E \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^M \quad (2.8)$$

Dónde:

E – módulo de Young

P_a – presión atmosférica

σ'_3 - tensión efectiva menor

K_E – constante del material (250)

M – constante del material (0,5)

Esta no linealidad está incluida en el modelo “hiperbólico” y puede ser incluida en los modelos elasto-plásticos. El refuerzo puede ser modelado usando un elemento de barra unidimensional.

Concepto de Altura Líquida y Deformación Admisible del Refuerzo

Según Rowe e Soderman (1987), la importancia de considerar las deformaciones para analizar la ruptura, puede ser demostrada mediante un gráfico en la forma de altura líquida del terraplén versus el espesor del terraplén, conforme es mostrado en la Figura 2.22.

La altura líquida del terraplén se considera como la altura del terraplén sobre el nivel del terreno, es decir es la altura de la capa de terraplén colocada menos el asentamiento inmediato producido, esta altura se presenta en el eje vertical. La falla del terraplén se define en el gráfico como el punto máximo de la curva y la altura de falla está indicada en el eje horizontal, como es mostrado en la Figura 2.22. (a).

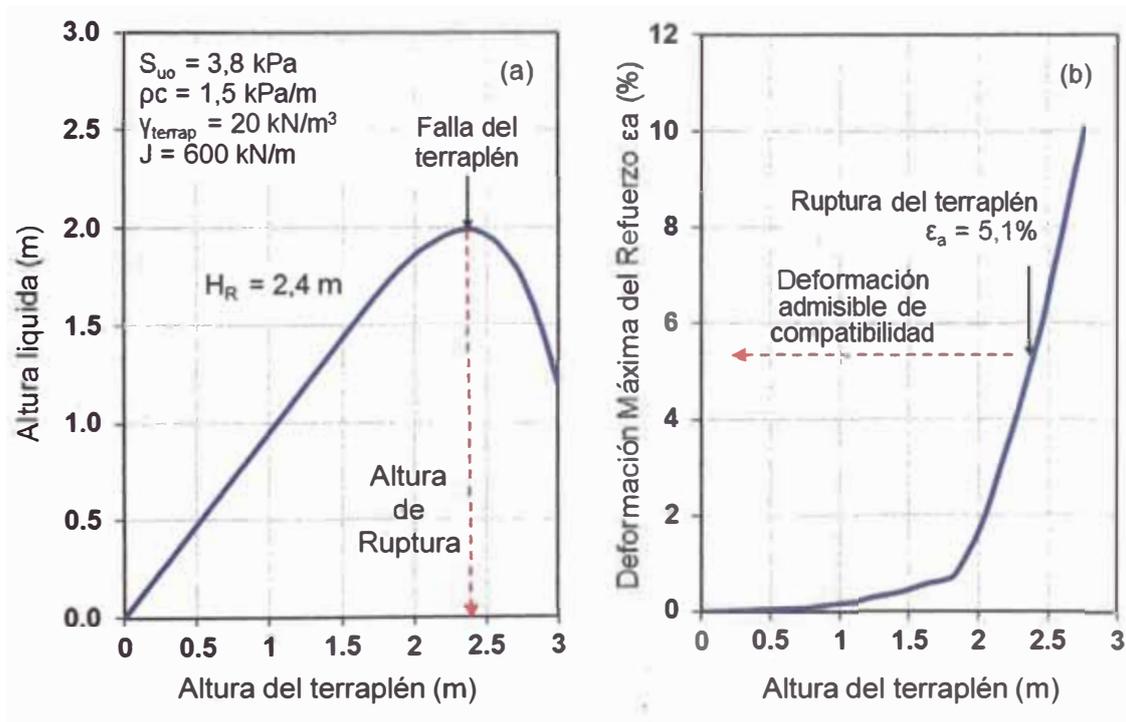


Figura 2.22 Altura líquida máxima y deformación admisible de compatibilidad del refuerzo (Rowe e Hinchberger 2003).

Las deformaciones en el refuerzo son susceptibles a la altura del terraplén donde se produce la plasticidad continua, debido a que las tensiones cizallantes

están siendo movilizadas. Las deformaciones comienzan a desarrollarse con el incremento de la plastificación del suelo de cimentación. Este concepto es importante para definir la deformación admisible de compatibilidad del refuerzo correspondiente a la altura máxima (espesor) de ruptura del terraplén (Figura 2.22 b).

La máxima deformación que ocurre en el geosintético en el momento de ruptura del sistema será denominada de deformación admisible de compatibilidad, esta deformación de compatibilidad es la deformación referente a la altura líquida máxima. La deformación que se produce en el refuerzo para una altura del terraplén específica, va depender de la altura del terraplén donde ocurre la plasticidad continua (Rowe e Söderman, 1987).

Cualquier intento de colocar una capa adicional de terraplén después de haber alcanzado la altura máxima resultará en pérdida de altura líquida, esto corresponde a una ruptura controlada.

Para terraplenes reforzados, el colapso envuelve la ruptura del suelo y del sistema suelo-refuerzo, la ruptura suelo-refuerzo puede tomar la forma de ruptura de la interface suelo-geosintético (deslizamiento del geosintético en relación al suelo) o la ruptura del geosintético. No obstante el geosintético puede alcanzar la deformación máxima (ítem 2.8.2 e 2.8.3) antes de romper, por eso es común que la ruptura del terraplén (producto de la plastificación del suelo de fundación) ocurra antes de la ruptura del geosintético.

En el diseño de terraplenes reforzado se considera que en los casos donde el geosintético rompe, la interface suelo-refuerzo rompe o la deformación máxima del geosintético alcanza la "deformación admisible de compatibilidad" (Figura 2.22 b).

El procedimiento presentado anteriormente fue aplicado con éxito por Rowe (1982) en el estudio del terraplén Pinto Pass en los Estados Unidos y por Rowe & Söderman (1984) en el estudio del terraplén Almere en Holanda.

2.15.2 Estudio de Rowe e Hinchberger (2003): Factores que afectan a la deformación del refuerzo en el momento de falla del terraplén

Como se conoce, el método de equilibrio límite es el más conocido para evaluar la estabilidad de un terraplén reforzado sobre suelos blandos, pero en este método la fuerza movilizada en el refuerzo es asumida como conocida. (Rowe e Soderman, 1985, 1987).

Para diseñar un terraplén, los ingenieros se basan en la experiencia o en

métodos de análisis para estimar la deformación en el refuerzo a usar en los cálculos del análisis de equilibrio límite (Bonaparte e Christopher, 1987).

Rowe e Hinchberger (2003) elaboraron un artículo, basados en los conceptos de Rowe e Söderman (1987) de altura líquida y de deformación admisible del refuerzo mediante series de análisis y resumiendo los resultados por el MEF, los autores crearon un ábaco para estimar la deformación admisible de compatibilidad del refuerzo ϵ_a para el caso de terraplenes que rompen debido a los desplazamientos excesivos. El método es aplicado en los suelos blandos con la resistencia no drenada creciente con la profundidad.

Los autores estudiaron el comportamiento de los terraplenes y la influencia de los parámetros del suelo de fundación, la geometría del terraplén y la rigidez del refuerzo en las deformaciones.

Alcances del estudio

Para realizar una estimación aproximada de la deformación admisible del refuerzo en la ruptura del terraplén, fueron modelados terraplenes típicos con altura h ; cresta de ancho B , inclinación del talud de $nH:1V$, sobre una capa de arcilla blanda de profundidad D , presentada en la Figura 2.23.

La resistencia no drenada del suelo blando es igual a S_{u0} en la superficie y aumenta ρ_c con la profundidad. Los detalles acerca de los procedimientos de elementos finitos, los modelos constitutivos y el modelamiento estuvieron basados en el estudio de Rowe e Söderman (1987), Rowe e Mylleville (1993).

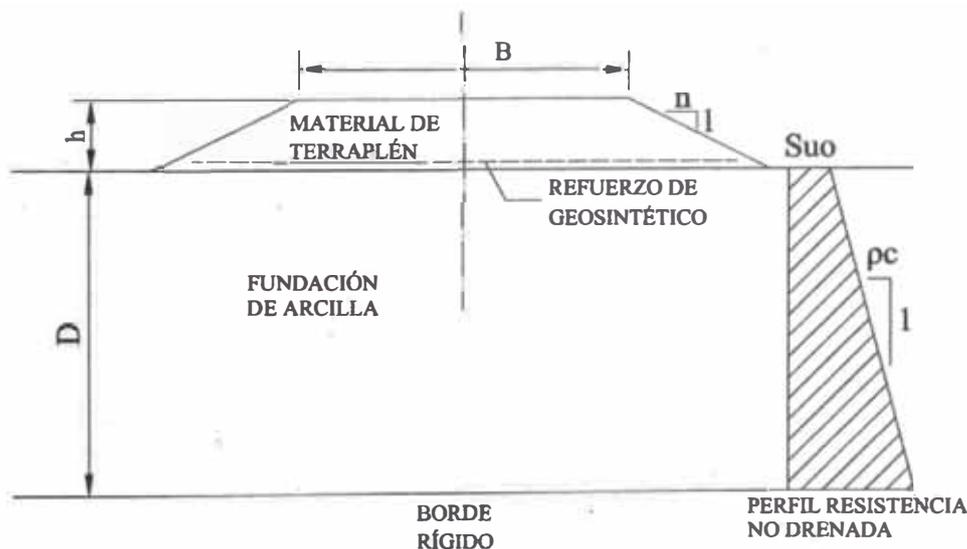


Figura 2.23 Geometría del terraplén y estratigrafía de la fundación. (Hinchberger e Rowe 2003)

Se presentan a continuación los factores estudiados por estos autores, que influyen en las deformaciones del refuerzo de los terraplenes reforzados

sobre suelos blandos.

a) Efecto de la rigidez del refuerzo

La construcción de los terraplenes llevados a la condición de ruptura fue simulada numéricamente por Hinchberger & Rowe (2003) para terraplenes sobre suelos blandos de un espesor tal que no tuviera influencia en la cinemática o geometría del mecanismo de ruptura. Este espesor de la capa de la fundación D fue seleccionado con base a los cálculos de equilibrio límite y confirmado con los vectores de desplazamiento, es así que la profundidad de la base rígida varió entre 2 a 2.5 veces la profundidad de plastificación (superficie de falla).

El efecto del aumento de la rigidez del refuerzo (resistencia a la tracción) fue resumido en la Figura 2.24, donde los autores realizaron varios análisis variando la rigidez para un suelo blando con parámetros $S_{uo} = 11,5$ kPa e $\rho_c = 1,5$ kPa/m. El parámetro rigidez (J), que es la resistencia a la tracción por la deformación, definido en el ítem 2.8.1.

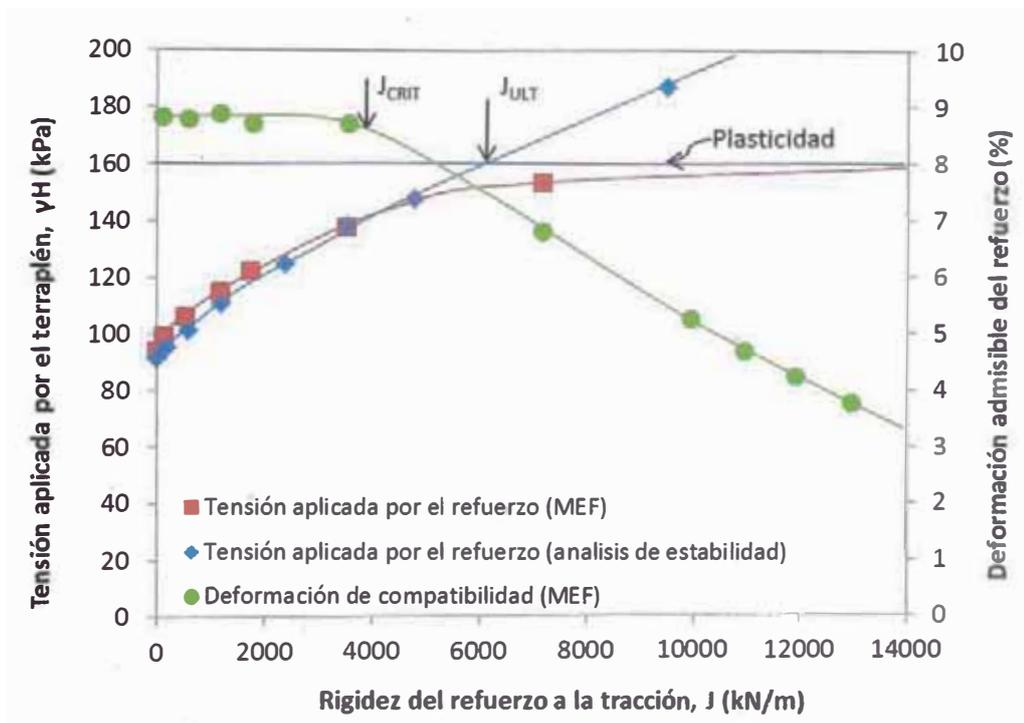


Figura 2.24 Influencia de la rigidez del refuerzo en el comportamiento de los terraplenes por elementos finitos y análisis de estabilidad circular (Modificado de Hinchberger & Rowe 2003)

La Figura 2.24 muestra las tensiones inducidas por el terraplén en la ruptura y las deformaciones de compatibilidad del refuerzo correspondientes. Para bajos valores de rigidez (J) hasta un valor de rigidez crítico J_{crit} , la deformación del refuerzo en la ruptura determinada usando el concepto de altura líquida máxima

es constante y denominada deformación crítica ε_0 (8,8 % en este caso). A partir de este valor de J_{crit} , la deformación se reduce con el aumento de la rigidez.

En este rango de valores de rigidez, debajo de J_{crit} ($J_0 < J_{crit}$), se verificó que la rigidez del refuerzo tiene poca influencia en la altura del terraplén que causa la plastificación de la fundación. El peso adicional de capas del terraplén colocadas después de producida la plastificación es soportada por el refuerzo. Los terraplenes cuya rigidez del refuerzo está debajo del J_{crit} fueron definidos por Hinchberger & Rowe (2003) como sub-reforzados.

En los casos de terraplenes con rigidez del refuerzo por encima de J_{crit} , (hacia el lado derecho de la figura), la rigidez tiene influencia en la cinemática de la ruptura. Una elevada rigidez del refuerzo hace que el mecanismo de ruptura sea desplazado a una profundidad mayor dentro de la fundación.

Los autores simplificaron los análisis para realizar un análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite asumiendo la fuerza en el refuerzo $T_a = J^* \varepsilon_a$ y la deformación constante e igual a ε_0 ($\varepsilon_0 = 8,8\%$). En la Figura 2.24, se puede observar que los resultados por equilibrio límite son compatibles con los resultados obtenidos por el MEF hasta el límite de altura obtenido por la solución de la teoría de plasticidad ($\varepsilon_0 = 8,8\%$).

b) Efecto del ancho de la cresta del terraplén, B

Para analizar los efectos del ancho de la cresta del terraplén. Fueron modelados terraplenes con ancho de cresta B de 20 m y 40 m. Los parámetros de resistencia del suelo fueron $S_{u0} = 7,5$ kPa y $\rho_c = 1,25$ kPa/m y la profundidad del terreno fundación para el modelo, fue escogida para que no ocurriese plastificación limitada por la profundidad. Usando el mismo procedimiento descrito en la sección anterior, la profundidad del terreno de fundación (D) fue seleccionada en base a los cálculos de equilibrio límite y que varían entre 2 y 2,5 veces la profundidad afectada por la superficie de falla circular.

El cálculo indica que ambos terraplenes están bien definidos en el rango sub-reforzado y la diferencia entre la máxima deformación del refuerzo en la ruptura no presenta diferencia práctica significativa. Una deformación admisible de compatibilidad ε_a cerca de 5% (Figura 2.25) sería adecuada para diseñar ambos terraplenes.

Se observa la Figura 2.25, que cuando el refuerzo se vuelve muy rígido (superior a 8000 kN/m), los resultados de deformaciones en el refuerzo al momento de fallar para el caso del terraplén con ancho de cresta igual a $B = 40$ m comienzan a exceder a los valores de deformación, a diferencia del caso del

terraplén con ancho de cresta igual a 20m.

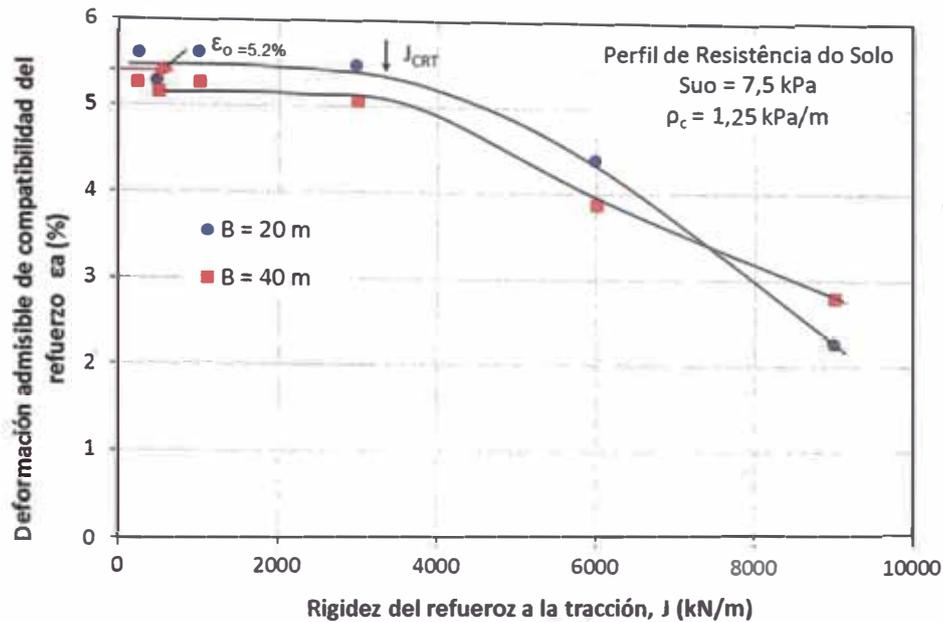


Figura 2.25 Efecto del ancho de la cresta del terraplén en las deformaciones máximas del refuerzo en la ruptura (Hinchberger & Rowe 2003).

Para un refuerzo con rigidez mayor que J_{crit} el cargamento aplicado en la ruptura tiende a aproximarse a la solución de capacidad de carga de una fundación rígida y la relación D/B pueda influenciar tanto a la cinemática de la ruptura como también el resultado de la deformación del refuerzo en la ruptura.

Fue considerada en general que para otras geometrías y perfiles de suelo, que el ancho de la cresta del terraplén tiene un impacto insignificante sobre el cálculo de la deformación del refuerzo en la ruptura, siempre que la profundidad del suelo no tenga influencia en la geometría y cinemática de la ruptura.

Mediante el método de elementos finitos, la Figura 2.26 muestra los resultados del campo de velocidad en el momento de ruptura de los terraplenes analizados en la Figura 2.25 y para $J = 600 \text{ kN/m}$, donde fue realizado un análisis comparativo para dos terraplenes con ancho de cresta diferente.

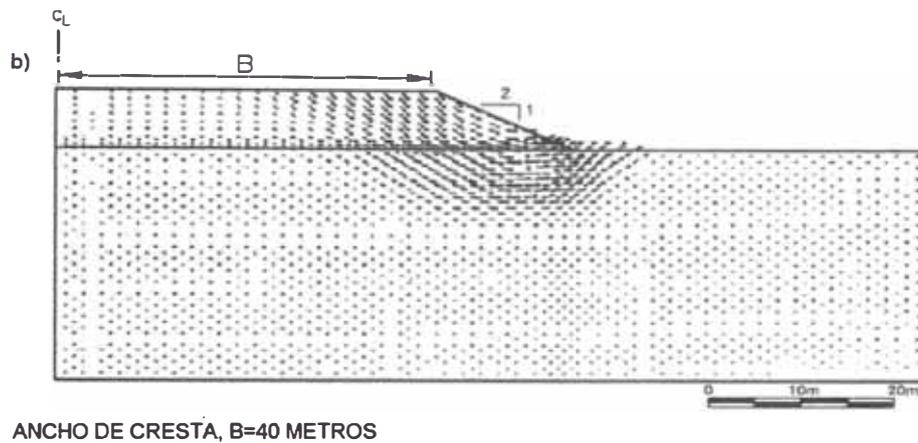
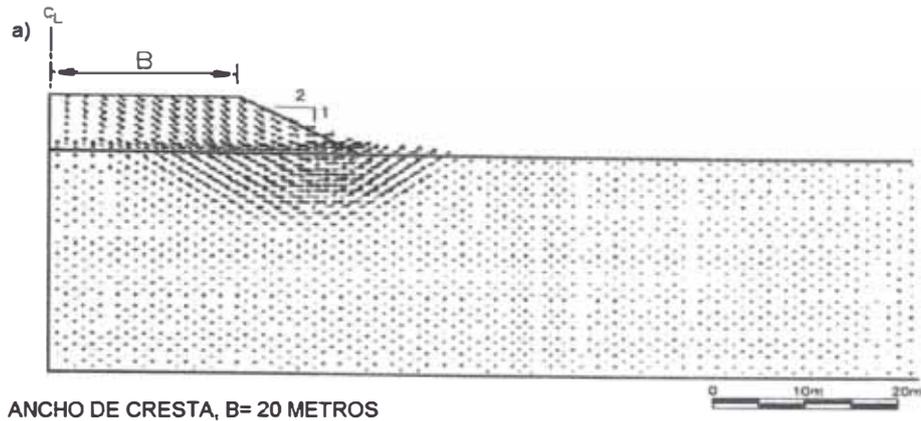


Figura 2.26 Comparación de los vectores desplazamiento en la ruptura para B = 20 e 40 m y rigidez del refuerzo, $J = 600 \text{ kN/m}$ (Hinchberger & Rowe 2003)

Tanto la geometría y la forma del mecanismo de ruptura, son esencialmente los mismos, y es por eso que el ancho de la cresta no tiene un impacto significativo sobre el comportamiento del terraplén en el ámbito de los terraplenes reforzados. Entonces se puede notar que el ancho de la cresta del terraplén no tiene impacto alguno sobre la altura o la geometría del mecanismo del ruptura para terraplenes no reforzados similares a $B = 20$ e 40 m .

La poca influencia del ancho de la cresta del terraplén sobre la deformación del refuerzo en la ruptura, también fue confirmada por Rowe e Söderman (1987) e Rowe e Mylleville (1990) para terraplenes con ancho de cresta de 30 y 18 m , respectivamente.

c) Efecto de la Resistencia no drenada en la Superficie, S_{u0}

La influencia de la resistencia no drenada en la superficie del suelo blando, S_{u0} es mostrada en la Figura 2.27 para ρ_c igual a $1,5 \text{ kPa/m}$. Para S_{u0} inferior a $11,5 \text{ kPa}$, se observa que el comportamiento del terraplén para $J < J_{crit}$ (

(comportamiento sub reforzado, Figura 2.24) se ajusta al comportamiento típico del terraplén.

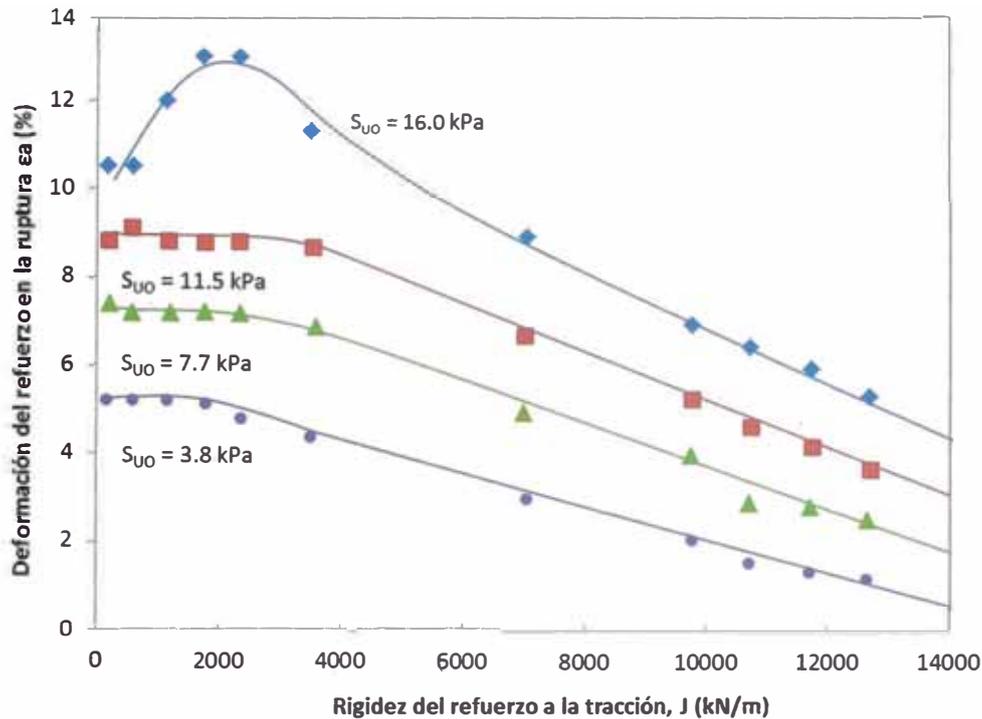


Figura 2.27 Efecto de S_{u0} en la deformación del refuerzo en la ruptura para $\rho_c = 1,5$ kPa/m. (Modificado de Hinchberger & Rowe 2003).

Inicialmente, con el aumento de la rigidez del refuerzo J , la deformación del refuerzo en la ruptura presenta valores relativamente constante para ϵ_0 . La deformación del refuerzo en la ruptura aumenta en la medida en que aumenta la resistencia no drenada en la superficie de 3,8 para 11,5 kPa. Este comportamiento refleja la influencia de S_{u0} en la deformación crítica del refuerzo

Así como el valor de S_{u0} aumenta, también hay un aumento de la altura del terraplén y la mudanza del mecanismo de ruptura asociados, esto lleva a un aumento de la deformación del refuerzo. Para S_{u0} superior a 16 kPa, no queda bien definido el rango en el cual el comportamiento es sub-reforzado. Como el espesor del terraplén en la ruptura aumenta, la interacción entre el refuerzo, terraplén y fundación se vuelve más compleja. En la ruptura del terraplén existen zonas donde se producen tensiones que se encuentran debajo de la condición de ruptura y tienen efecto sobre la deformación calculada del refuerzo.

La Figura 2.28 muestra las zonas de plastificación del suelo para dos valores de S_{u0} (bajo las siguientes consideraciones, 5 kPa y 16 kPa, $\rho_c = 1,5$ kPa/m y $J = 2000$ kN/m). Se observa que para valores menores de S_{u0} , las áreas de plastificación se presentan más cerca de la superficie.

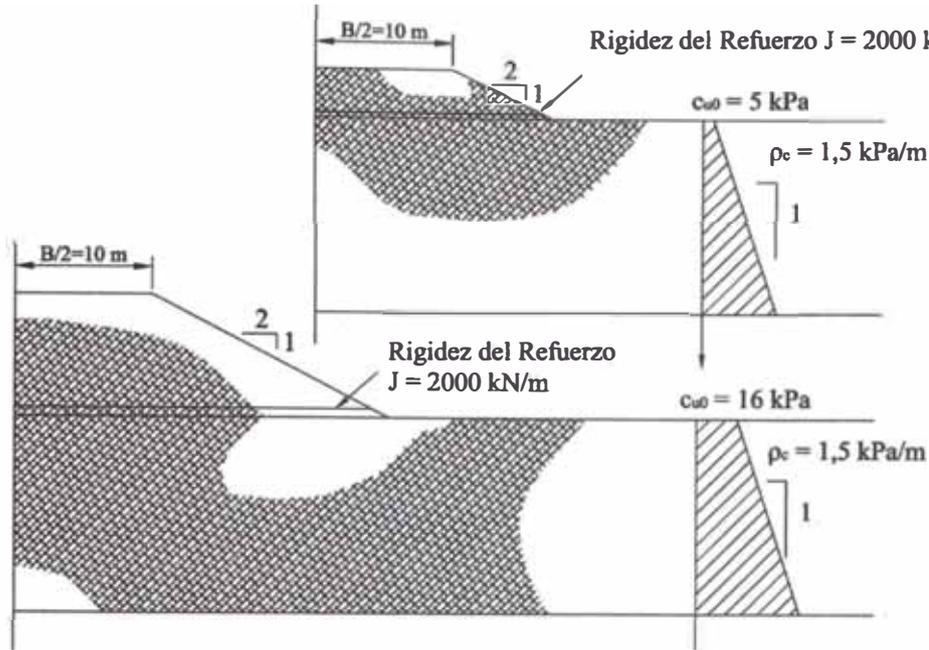


Figura 2.28 Zonas de plastificación del suelo en la ruptura para $S_{u0} = 5$ kPa e 16 kPa.
(Modificado de Hinchberger & Rowe 2003)

En base a los resultados de los análisis numéricos presentados en la Figura 2.27, se observa que en la ruptura de terraplenes de mayor altura, existe la posibilidad que se produzca el arqueamiento del terraplén (Terzaghi K. et al., 1996), tal como se muestra en la Figura 2.28. Este arqueamiento causa un comportamiento diferente en el desempeño ideal de los terraplenes reforzados.

d) Efecto del aumento de la resistencia con la profundidad, p_c

La Figura 2.30 muestra los resultados numéricos de deformaciones del refuerzo obtenidos en el momento de ruptura del terraplén (obtenido de las alturas de ruptura), se puede observar la influencia de p_c sobre la deformación usando un valor constante de S_{u0} igual a 10 kPa. El espesor del suelo blando fue seleccionado de manera que no influenciará en la cinemática de la ruptura.

La deformación máxima del refuerzo en la ruptura aumenta a medida en que aumenta la relación de la ganancia de resistencia con la profundidad p_c (0,5 a 1,5 kPa/m). Como p_c aumenta, la profundidad del mecanismo de ruptura que se produce en el suelo disminuye (Hinchberger, 1996). Así la componente de la deformación plástica horizontal del suelo de fundación aumenta en relación a la componente vertical y consecuentemente la deformación del refuerzo y la altura del terraplén.

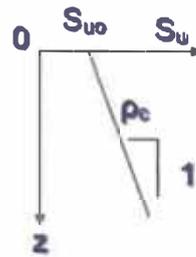


Figura 2.29 Perfil de resistencia no drenada S_{u0} con la profundidad z (Hinchberger & Rowe 2003)

La Figura 2.30, muestra la influencia de ρ_c sobre la deformación del refuerzo en la ruptura del terraplén, usando un valor constante de S_{u0} igual a 10 kPa. El espesor del estrato de suelo blando fue seleccionado para que no tenga influencia sobre la cinemática de la ruptura.

La deformación máxima del refuerzo en la ruptura aumenta a medida en que aumenta la relación de la ganancia de resistencia con la profundidad (0,5 a 1,5 kPa/m).

Por lo tanto, con el aumento de ρ_c , disminuye la profundidad del mecanismo de ruptura producida en el suelo de fundación (Hinchberger, 1996). Es así que, la componente de la deformación plástica horizontal del suelo de fundación aumenta en relación a la componente vertical, y consecuentemente, aumenta la deformación del refuerzo y el espesor del terraplén.

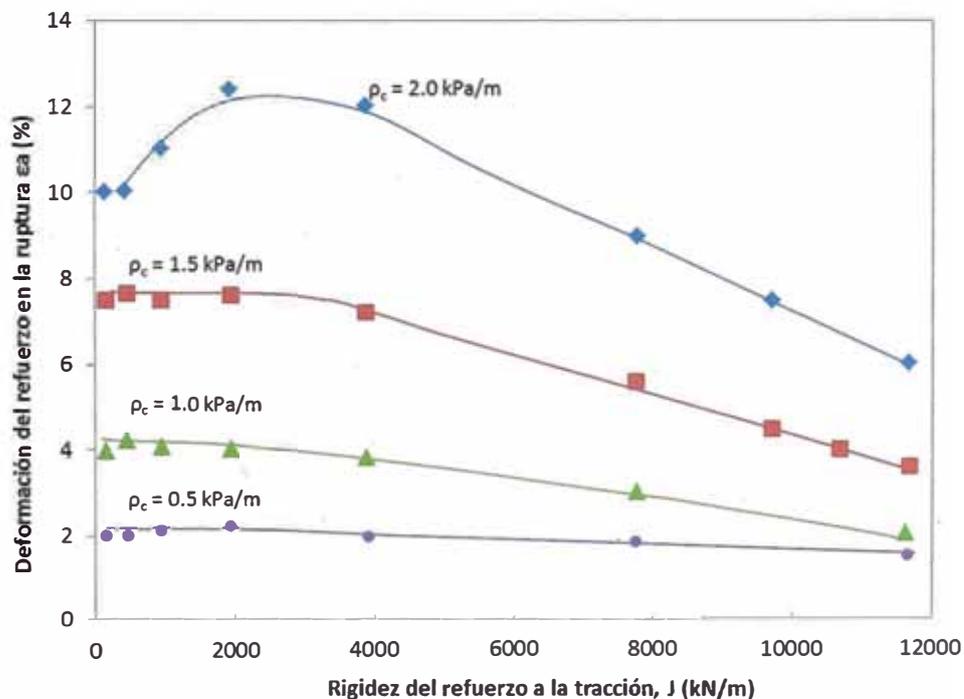


Figura 2.30 Efecto del aumento de la resistencia con la profundidad $S_{u0} = 10$ kPa. (Modificado de Hinchberger & Rowe 2003)

Para el caso en que $\rho_c = 2,0$ kPa/m, el rango de comportamiento en el cual ocurre la condición sub reforzada, no queda bien definida. Conforme a lo mencionado anteriormente, este tipo de respuesta ocurre debido al arqueamiento del terraplén. En este caso y en otros casos semejantes, la deformación crítica en el refuerzo ε_o , se limitó para un bajo valor de rigidez del refuerzo (por ejemplo, $\varepsilon_o = 10\%$ en el caso de $S_{uo} = 10$ kPa y $\rho_c = 2$ kPa/m).

Como resultado de este estudio, Hinchberger & Rowe (2003), desarrollaron un ábaco para estimar la deformación de compatibilidad del refuerzo ε_a , para terraplenes en la condición sub-reforzada, cuando $J < J_{crit}$. La correlación para definir la deformación admisible de compatibilidad fue realizada en base a la altura de ruptura de terraplenes no reforzados, H_C ; porque es un valor que debe ser calculado en primer lugar para diseñar un terraplén y representa la altura a partir de la cual el refuerzo comienza a ser movilizado en la condición sub-reforzada.

Los resultados de una serie de análisis de elementos finitos fueron sintetizados en el grafico mostrado en la Figura 2.31.

Para mejorar la estabilidad no drenada al final de la construcción del terraplén sobre suelos blandos, el diseñador puede optar por el uso de geosintético como elemento de refuerzo. Hinchberger & Rowe (2003) proponen un método simplificado para estimar el refuerzo necesario para conseguir la estabilidad del terraplén, el cual es mostrado a continuación.

I. Parámetros factorizados de resistencia del suelo

Asumiendo una determinada resistencia no drenada de la fundación, se obtienen los parámetros factorizados de la resistencia no drenada en la superficie S_{uo}^* y aumento de la resistencia con la profundidad ρ^* , aplicando un factor parcial PF el cuál fue asumido por los autores como $PF = 1/1,3 = 0,77$ siendo $S_{uo}^* = PF \times S_{uo}$ y $\rho^* = PF \times \rho$.

Adoptando un factor parcial $PF = 0,77$ para un terraplén no reforzado es equivalente adoptar un factor de seguridad de 1,3.

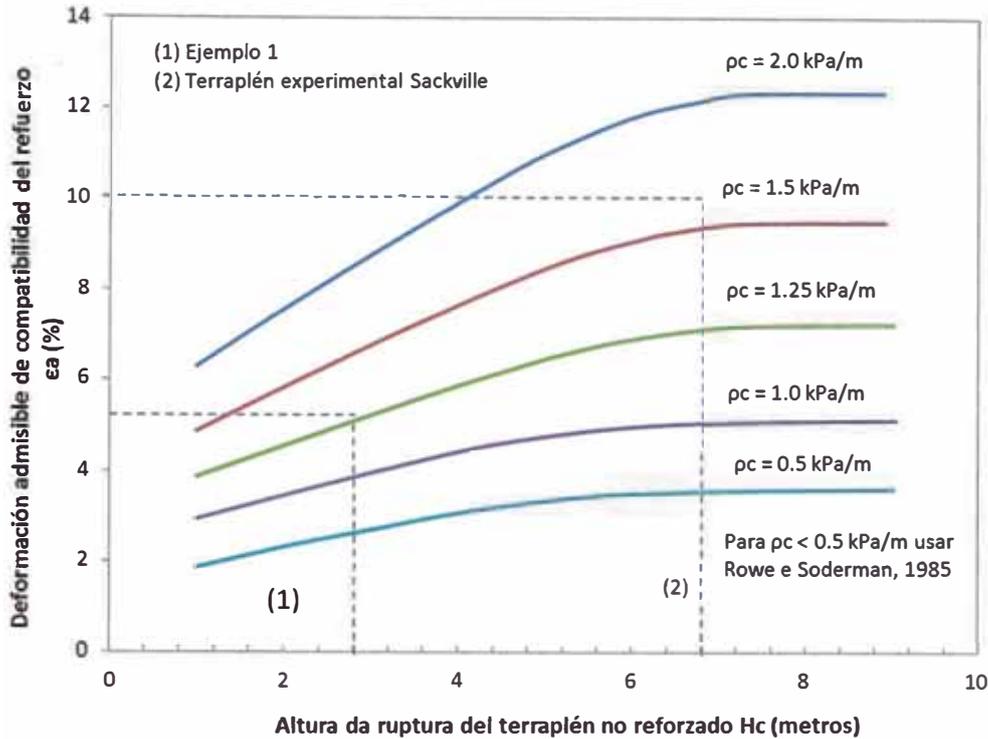


Figura 2.31 Ábaco para determinar la deformación admisible de compatibilidad (Hinchberger & Rowe 2003).

II. Altura de colapso de un terraplén no reforzado

Efectuar un análisis de equilibrio límite (slip circle), empleando los parámetros factorizados para evaluar si se requiere el refuerzo. Si la altura de colapso calculada del terraplén no reforzado H_c , es igual o mayor que la altura deseada, el diseño no requiere refuerzo. Caso contrario, puede ser considerado el aumento de la altura del terraplén. En el estado límite la altura de colapso H_c para el terraplén no reforzado corresponde a la altura en la cual el momento desestabilizador es igual al momento estabilizador donde $FS=1$.

III. Altura de colapso de un terraplén perfectamente reforzado

Si se requiere refuerzo para que el terraplén alcance una altura deseada, se debe calcular la altura máxima teórica H_U para un terraplén perfectamente reforzado como fue descrito por Rowe e Soderman (1987). Se adoptan parámetros factorizados y se asume que existe suficiente refuerzo para que el terraplén se comporte como una zapata rígida y la altura H_U es calculada usando las soluciones de capacidad de carga para zapatas rígidas, adaptadas para el análisis de terraplenes.

Si la altura deseada H , excede la altura máxima para un terraplén perfectamente reforzado ($H > H_U$), el refuerzo por si solo no será suficiente para proporcionar estabilidad al terraplén y será necesario emplear alternativas adicionales para estabilizar.

Si la altura deseada H , excede H_c pero es menor que H_U , será necesario seleccionar al refuerzo para proporcionar la fuerza que estabilizará al terraplén.

IV. Fuerza del Refuerzo en la Estabilidad de un Terraplén Reforzado

La estabilidad de un terraplén reforzado puede ser evaluada mediante un análisis por equilibrio límite (por ejemplo, Rowe e Soderman, 1985; Rowe e Mylleville, 1993; Palmeira et al., 1998) donde existe un fuerza adicional en el momento resistente debido a la fuerza T movilizada por la colocación del refuerzo. La fuerza del refuerzo T ; puede ser considerada como el mínimo de:

- i. la fuerza necesaria para soportar la resistencia al cizallamiento en la interface arcilla-terraplén debajo del terraplén y por encima del terreno de cimentación (Jewell, 1988);
- ii. la fuerza capaz de resistir al arrancamiento (por ejemplo, Fowler e Koerner, 1987);
- iii. la fuerza admisible del refuerzo

$$T_a = mJ\varepsilon_a \quad (2.9)$$

Donde m es el número de capas de refuerzo (típicamente m es igual a 1 o 2; J es la rigidez secante del refuerzo para una deformación entre 0 hasta ε_a ; ε_a es la deformación admisible del refuerzo.

2.16 ESTABILIDAD DE LOS TERRAPLENES DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN – SOLUCIÓN DE FELLENIUS

Los análisis de estabilidad de los terraplenes sobre suelos blandos son realizados aplicando los métodos del equilibrio limite, considerando la resistencia al cizallamiento en términos de tensiones totales por tratarse de suelos saturados (o casi saturados), los suelos blandos presentan las envolventes de Mohr-Coulomb prácticamente horizontales, así:

$$s = c \quad (2.10)$$

Una de las primeras soluciones presentadas para el problema se debe a

que Fellenius abordó el caso simple de una carga distribuida en la superficie de una capa de suelo blando, con cohesión constante y de gran espesor (D).

En su análisis Fellenius consideró una superficie circular de ruptura e igualó los momentos actuantes y resistentes. La ecuación que se obtuvo era simple pues la resistencia era netamente cohesiva, lo que facilitó la búsqueda del círculo crítico.

Para cargamentos uniformemente distribuidos y flexibles, como si fuesen presiones aplicadas a través de una membrana, concluyó que el centro del círculo crítico se sitúa en la vertical que pasa por el borde del área cargada, haciendo un ángulo central de (2α) de $133,5^\circ$ (Figura 2.32); y que la carga que produce la falla en el terreno equivale a:

$$q_r = 5,5.c \quad (2.11)$$

En este punto Massad (2000) hace referencia a dos observaciones:

La primera se refiere a la altura crítica del terraplén (H_c) en metros, que puede ser colocado sin que se produzca la falla del terreno de fundación. De la expresión 2.10 se tiene:

$$\gamma_{at}.H_c = 5,5.c \quad (2.12)$$

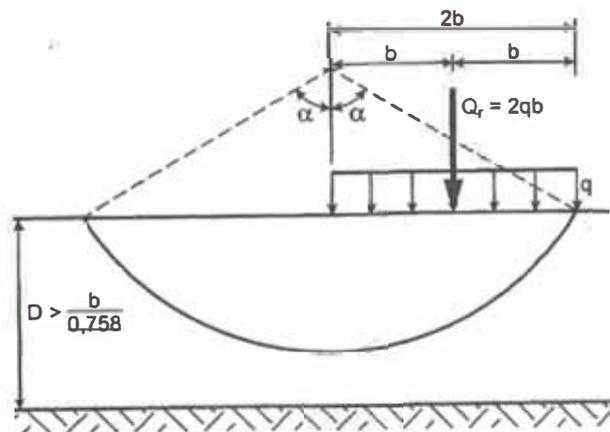


Figura 2.32 Solución de Fellenius para una carga uniforme (Souza Pinto 1966)

En donde γ_{at} es el peso específico del terraplén en kN/m^3 , luego:

$$H_c = \frac{5,5.c}{\gamma_{at}} \quad (2.13)$$

2.17 TERRAPLENES NO REFORZADOS SOBRE SUELOS DE COHESIÓN CRECIENTE CON LA PROFUNDIDAD.

Sousa Pinto (1966) propuso un método para evaluar la estabilidad de los terraplenes no reforzados sobre suelos blandos con la resistencia linealmente

creciente con la profundidad.

Una breve explicación de la metodología será presentada a continuación. Para un terraplén de altura H y con la proyección del talud en la horizontal d como es indicado en la Figura 2.33.

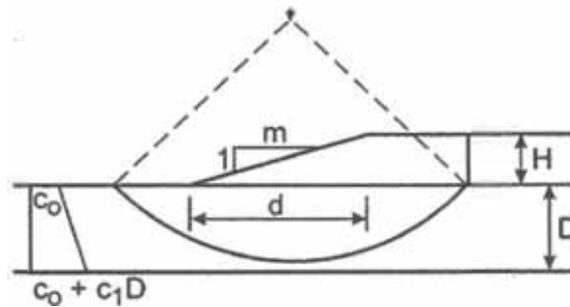


Figura 2.33 Sección del talud del terraplén (Massad 2000)

La presión que lleva al terreno a la ruptura es:

$$q_r = N_{co} * c_0 \quad (2.14)$$

Donde N_{co} es el factor de carga y, c_0 la resistencia no drenada en la superficie del terreno. El factor de carga es presentado en forma de ábacos, como se muestra en la Figura 2.34, donde se constata que:

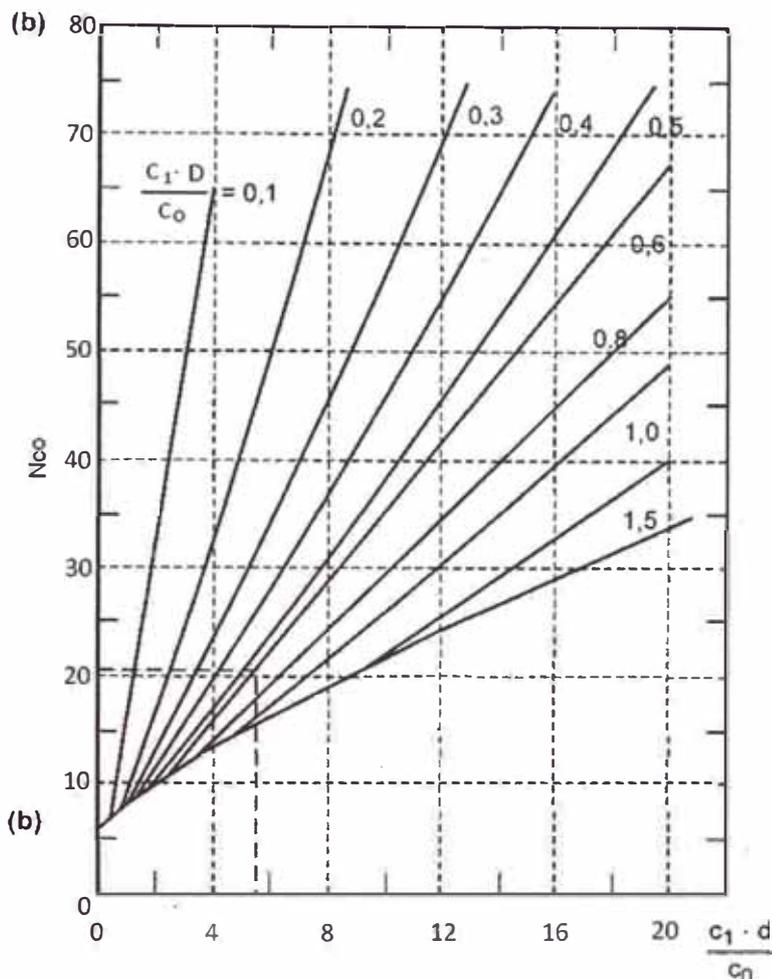


Figura 2.34 Ábaco de Souza Pinto para terraplenes sobre suelos blandos (Souza Pinto, 1966)

La solución de Fellenius es un caso particular de esta solución más general, de hecho, si $c_1 = 0$ (cohesión constante) se tiene $N_{co} = 5$

Cuanto menor es el valor de D , que es el espesor de la capa de arcilla blanda, el valor de N_{co} es mayor y mayor la altura del terraplén que se puede colocar sin que el suelo de fundación falle, corroborando la afirmación mencionada antes.

Otra forma de análisis, es mediante las expresiones matemáticas aproximadas, que se pueden emplear para el cálculo de factores de carga N_{co} utilizando una computadora, y son las siguientes:

a) Para las capas de suelos blandos de gran espesor ($D = \infty$), se tiene:

$$N_{co} \cong 6,1 + 2,1 * \frac{c_1 d}{c_0} \Rightarrow \text{para : } \dots 0 \leq \frac{c_1 d}{c_0} \leq 2 \quad (2.15)$$

$$N_{co} \cong 7,0 + 1,4 * \frac{c_1 d}{c_o} \Rightarrow \text{para: } \dots 2 \leq \frac{c_1 d}{c_o} \leq 20 \quad (2.16)$$

Donde c y c_o en kPa, d en m.

2.18 CASO HISTÓRICO DE TERRAPLÉN REFORZADO

En la literatura internacional, encontramos numerosos casos de terraplenes que han sido presentados para estudiar la influencia del uso del refuerzo en los terraplenes sobre suelos blandos, durante la construcción y en la estabilidad. Con el fin de realizar una comparación del comportamiento in situ y el comportamiento esperado mediante simplificaciones numéricas.

A continuación es presentado un caso de terraplén que será mencionado a lo largo de la presente tesis para la validación de la metodología aplicada.

2.18.1 Terraplén reforzado con una capa de arena en la fundación (Oliveira, 2006)

En algunos casos los suelos blandos pueden presentar lentes de arena o capas superficiales, que pueden influenciar en el comportamiento del terraplén y en la interacción suelo-refuerzo.

En los capítulos posteriores serán presentados los resultados de los estudios realizados en terraplenes, considerando la fundación de suelo blando con una capa superficial de arena.

Para realizar este estudio con el software PHASE2, uno de los casos empleados para hacer la validación del programa utilizado, fue este caso de terraplenes experimentales llevados a la falla presentados por Oliveira (2006) y que será descrito a continuación.

Oliveira (2006) presento una construcción de tres terraplenes experimentales reforzados y uno sin reforzar sobre suelo blando con una capa superficial de arena en Santa Catarina, Brasil. Las fuerzas movilizadas en el refuerzo fueron monitoreadas durante la construcción mediante celdas de carga con el objetivo de hacer una comparación de los resultados. Los terraplenes experimentales presentaron las siguientes características.

- Terraplén experimental AE1: con drenes verticales y con refuerzo
- Terraplén experimental AE2: sin drenes y con refuerzo
- Terraplén experimental AE3 sin drenes y sin refuerzo, para servir como referencia del comportamiento de los terraplenes reforzados.

Los terraplenes AE1 y AE2 fueron posicionados de forma que estuvieran

asentados sobre una capa de arena de un antiguo relleno hidráulico, el cual presentaba una ligera inclinación en la superficie debajo del cuerpo del terraplén, este material fue usado para construir los terraplenes. El terraplén AE3 fue construido sobre una capa de arena fina con espesor ligeramente mayor a la capa de arena de los demás terraplenes.

Para esta investigación, el terraplén de interés fue el AE2, por ser reforzado y sin drenes. Los tres terraplenes tenían la misma geometría e instrumentación geotécnica.

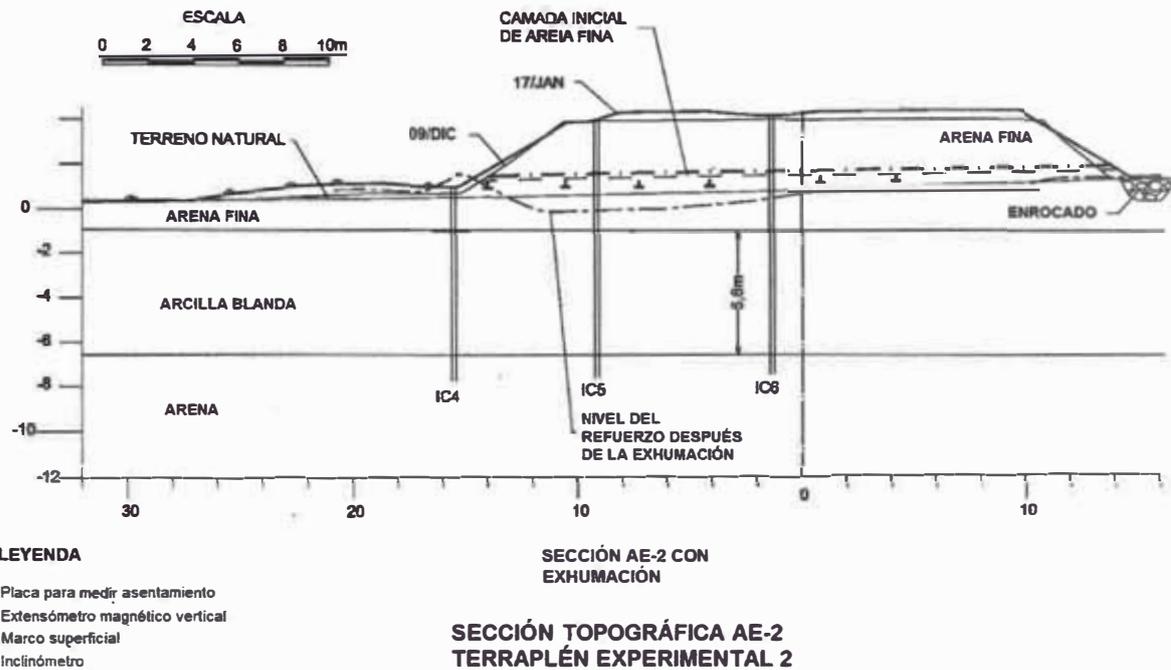


Figura 2.35 Geometría del terraplén experimental con refuerzo sobre suelos blandos (Oliveira, 2006)

En la Figura 2.35, se muestra la sección del terraplén AE2, antes y después de producida la ruptura.

La fundación de los terraplenes presentaba diferencias en el espesor de la fundación de arcilla y en la capa superficial de arena. Estas diferencias son presentadas en la Tabla 2-4.

Tabla 2-6 Datos de los tres terraplenes experimentales (Oliveira, 2006).

Datos	Terraplén Experimental		
	AE1	AE2	AE3
Espesor de arena superficial	1.7	1.8	2.1
Espesor de arcilla	8.2	5.6	4.5

El terraplén AE3 presentaba un lente de arena de 0.7 m a una profundidad de 2.8 hasta 3.5 m de profundidad. Ver Figura 2.37.

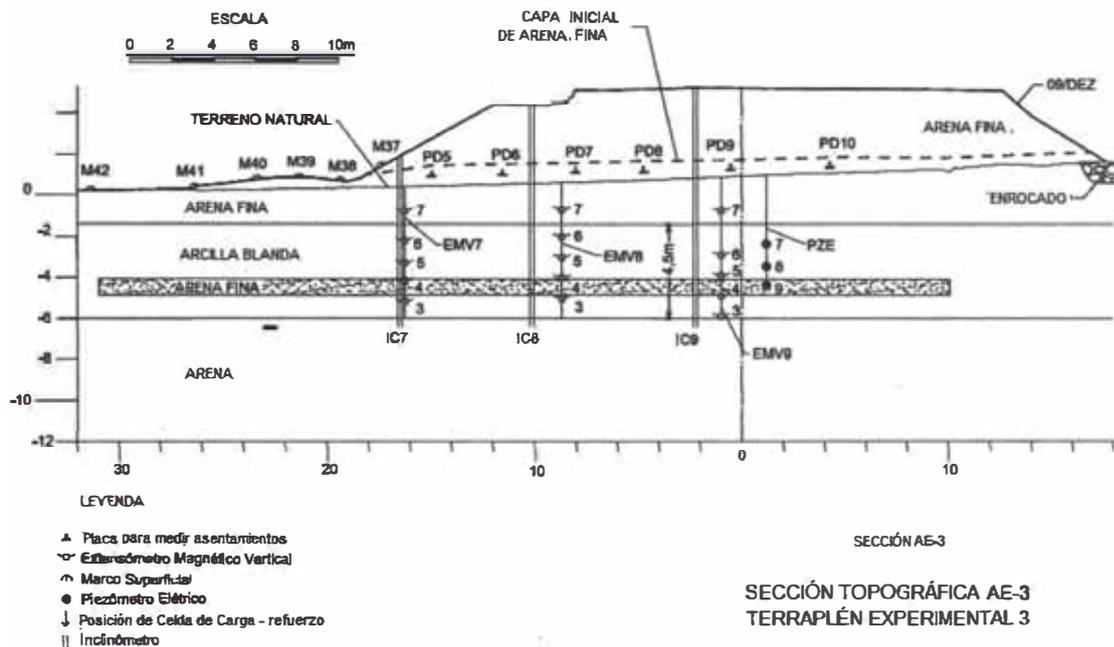


Figura 2.36 Geometría del terraplén experimental AE3 con refuerzo sobre suelos blandos (Oliveira, 2006)

Los perfiles de resistencia no drenada de la arcilla fueron obtenidos mediante ensayos de piezocono y veleta; son mostrados en la Figura 2.37.

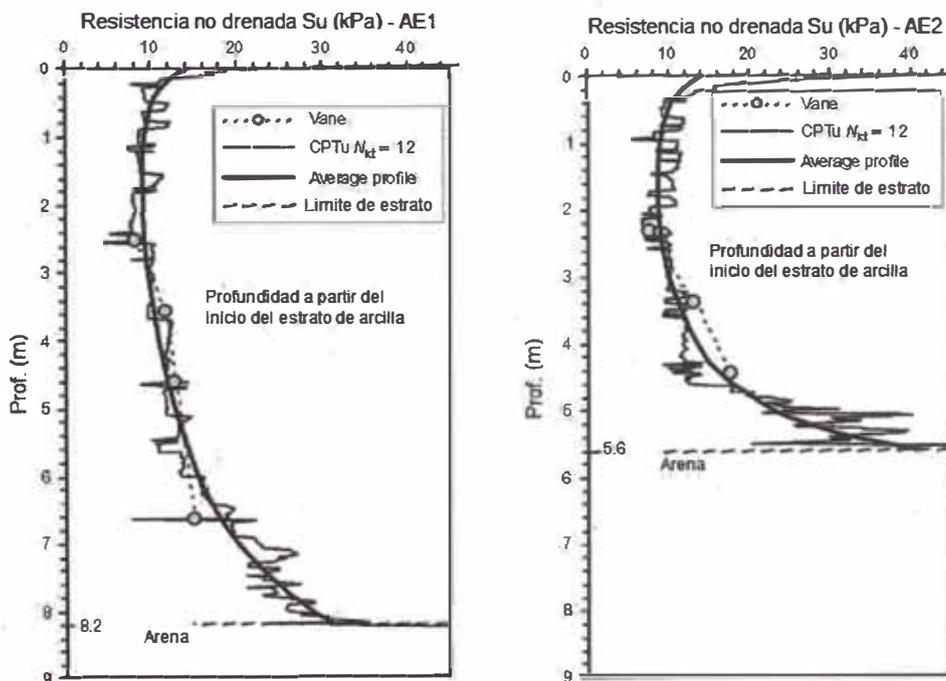


Figura 2.37 Resultados de los ensayos de campo (piezocono y veleta) para los terraplenes experimentales AE1 y AE2 (Oliveira, 2006).

El material granulares que intervino en la construcción de los terraplenes experimentales es la arena fina proveniente del relleno hidráulico y que cubre la arcilla. Este material fue utilizado en la construcción de los terraplenes ver Figura 2.35.

La arena fina de coloración blanca fue ensayada para determinar los parámetros geotécnicos. Fueron realizados ensayos de corte directo y el ángulo de fricción medido fue de 33.8° (Figura 2.38). La resistencia nominal del refuerzo tejido de poliéster empleado era de 200 kN/m en la dirección principal, y de 45 kN/m en la dirección secundaria. Fue utilizado refuerzo tejido de poliéster con resistencia de 200 x 45 kN/m y la rigidez a la tracción de 1700 kN/m a 5% de deformación.

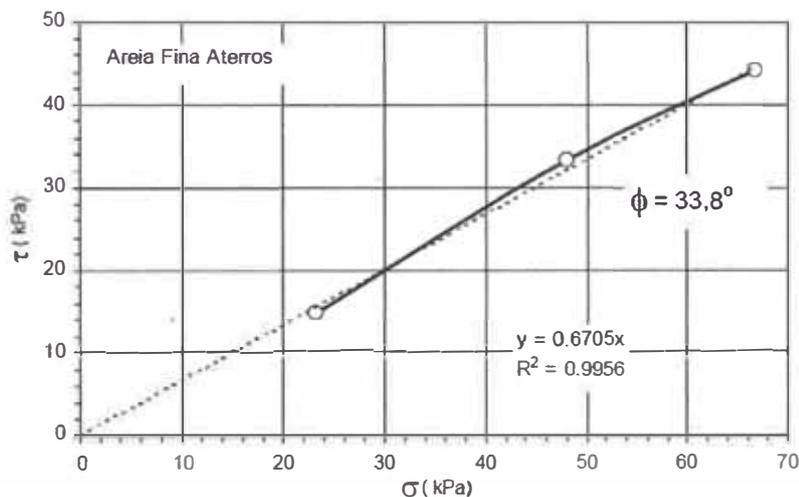


Figura 2.38 Resultados del ensayo de corte directo realizado en la arena fina del relleno hidráulico (Oliveira, 2006).

La Figura 2.39, presenta el aumento de las tensiones en el refuerzo a lo largo del tiempo y el aumento de la altura del terraplén para AE1 y AE2.

Los valores de la tensión aumentan con la altura del terraplén después de la novena capa (línea vertical), lo que se consideró como el momento de falla (ruptura) para ambos terraplenes, en este punto los valores de la tensión en el refuerzo presentaron una tasa de incremento mayor.

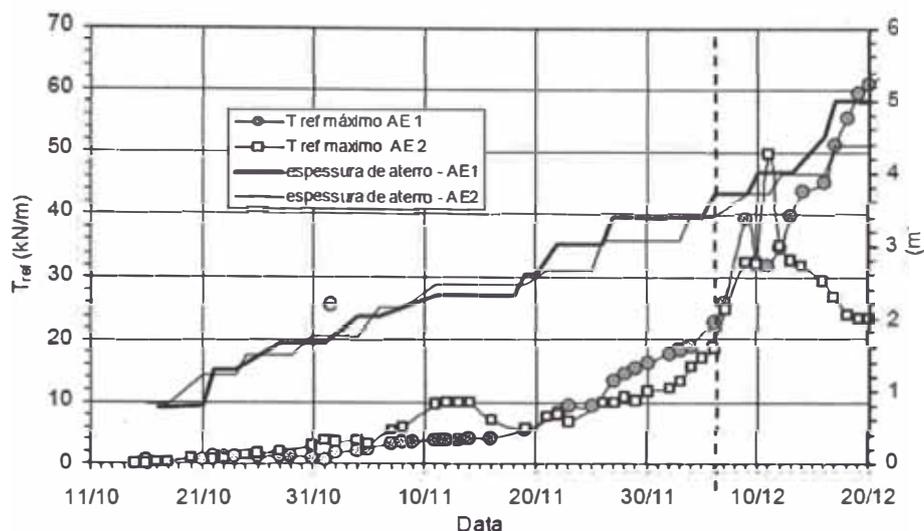


Figura 2.39 Esfuerzos de tracción máximos medidos en los refuerzos en función del tiempo y relacionado a las capas del terraplén (Oliveira,2006)

En un artículo posterior a este estudio, Oliveira et al. (2010) realizaron un estudio comparativo entre la contribución del refuerzo en la base y la capa superficial de arena. Los autores concluyeron que la importancia de la capa superficial de arena en el terraplén experimental fue mayor que la contribución del refuerzo en la base, este comportamiento se produce debido al espesor y la continuidad de la capa superficial de arena sobre una capa de arcilla que presenta baja resistencia. La capa superficial de arena limitó los movimientos laterales de la fundación y la movilización de las tensiones en el refuerzo.

La metodología presentada en este ítem será utilizada más adelante en la validación del programa de elementos finitos. Además será ampliado el estudio de la capa superficial de arena para diferentes espesores y parámetros del suelo

2.19 SISMICIDAD EN LA SELVA PERUANA

El Perú se encuentra ubicado en la costa oeste de Sudamérica, en una zona de gran actividad sísmica conocida como el Círculo de Fuego del Pacífico donde han ocurrido el 80% de los eventos sísmicos en el mundo.

“Los terremotos en el Perú muestran una variación en su profundidad de acuerdo a la distancia epicentral tierra adentro, sobre la zona de subducción. De esta forma los terremotos superficiales ocurren cerca de la zona de subducción, los de profundidad media en la zona de los andes y los terremotos más profundos ocurren en la amazonía.” (Nur y Ben-Avraham, 1981 – de Karakouzian, Candia,

Wyman, Watkins y Hudyma, 1997).

Debido a la vulnerabilidad sísmica del Perú, se ha hecho necesaria la evaluación del peligro sísmico en el área, relacionado básicamente a la respuesta estructural.

El análisis probabilístico de peligro sísmico involucra la determinación y caracterización previa de las fuentes sismogénicas, las cuales definen la sismicidad de la región mediante parámetros sísmicos, así como la selección de leyes de atenuación sísmica para cada tipo de fuente, según su mecanismo tectónico. En tal sentido, tanto las fuentes de subducción como las fuentes continentales son de carácter regional, pues la información existente es escasa para modelar fuentes sismogénicas locales en términos de recurrencia y de atenuación. De esta forma, la evaluación de la sismicidad de la selva peruana será realizada considerando los lineamientos indicados en la Norma Técnica E.030 - Diseño Sismo Resistente, del Reglamento Nacional de Construcciones (2003).

De acuerdo a lo propuesto por la Norma Técnica E.030, en el territorio peruano se han establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor ocurrencia de sismos. En virtud a esta norma, el área de estudio donde se ubica en la Zona 2, según se muestra en la Figura 2.40.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 2-7, este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla 2-7 Factores de Zona

ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Adicionalmente, según la Norma Técnica E030 y de acuerdo con las características del subsuelo de cimentación observadas in-situ: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor, el mismo que corresponde a un Perfil tipo S3, se debe considerar los siguientes valores para los análisis estructurales.

- Factor de Amplificación del Suelo: $S = 1.4$
- Periodo que define la plataforma del espectro: $T_p = 0.9 \text{ s}$

En obras en zonas de la selva del Perú, se exige que, en el diseño, se utilice un factor de zona para un periodo de retorno mínimo de 75 años.

Debido a que en la citada norma E-30 sólo se considera el factor de zona para 50 años, se toma como referencia la Figura 2.41 tomada del documento "Peligro Sísmico en el Perú" de 1993, escrito por Jorge L. Castillo y Jorge Alva Hurtado, donde se muestra la Distribución de Iso aceleraciones para 10% de Excedencia en 100 años, suficiente para cubrir los 75 exigidos.

ZONAS SÍSMICAS



Figura 2.40 Mapa de zonificación sísmica (Alva)

Debido a que en la citada norma E-30 sólo se considera el factor de zona para 50 años, se toma como referencia la Figura 2.41 tomada del documento "Peligro Sísmico en el Perú" de 1993, escrito por Jorge L. Castillo y Jorge Alva Hurtado, donde se muestra la Distribución de Iso aceleraciones para 10% de Excedencia en 100 años, suficiente para cubrir los 75 exigidos.

Dada la antigüedad de la data utilizada en los dos documentos anteriores,

se ha consultado el documento "Actualización de los Parámetros Sismológicos en la Evaluación del Peligro Sísmico en el Perú", elaborado por Jorge Alva y Miriam Escalaya en mayo de 2005, en el que se ha realizado la actualización de la data sísmica hasta el año 2003 y que concluye con la reafirmación de la data de 1993.

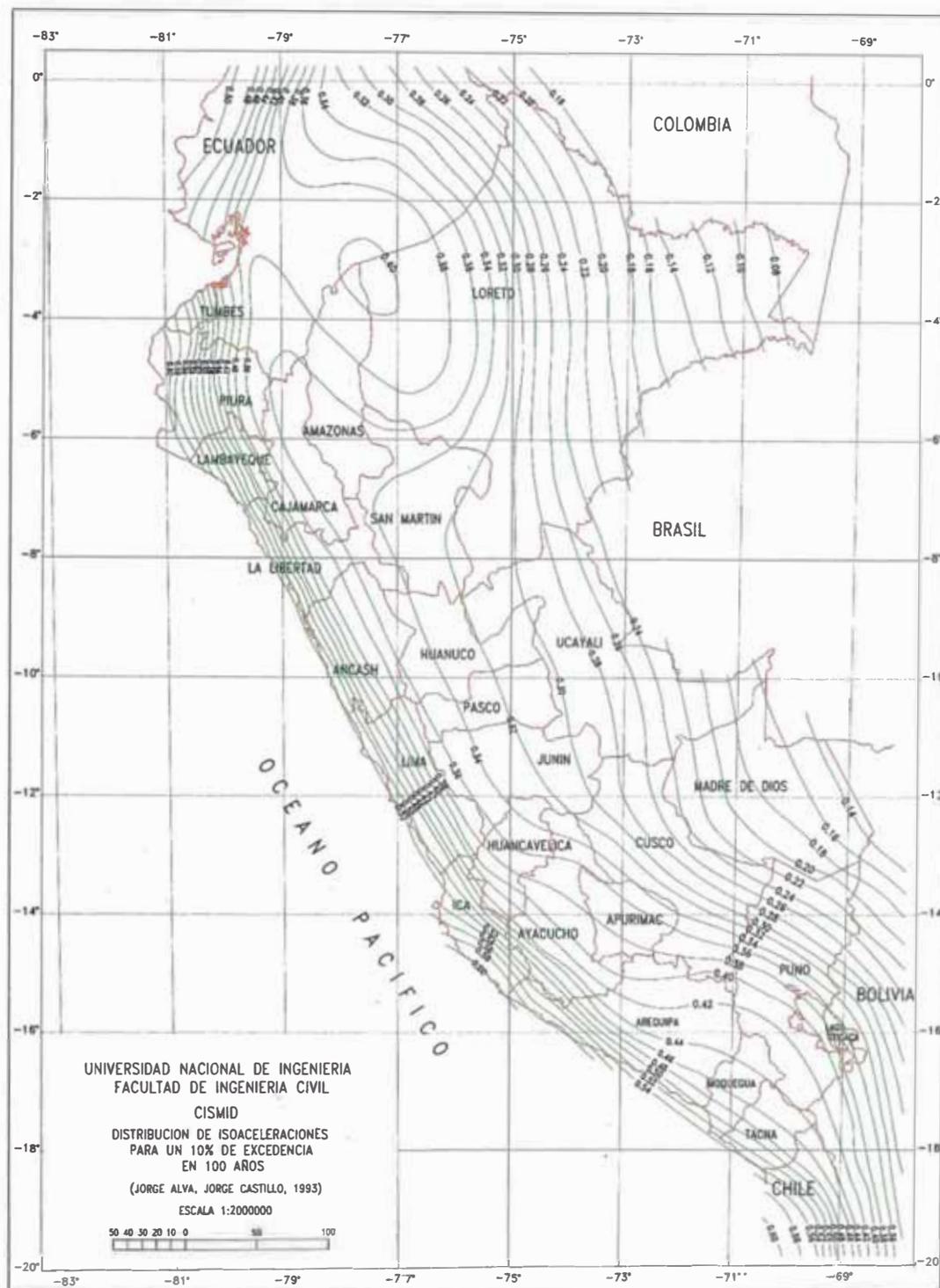


Figura 2.41 Distribución de Isoaceleraciones para 10% de Excedencia en 100 años

2.20 LICUACIÓN DE SUELOS

La licuación o licuefacción es un proceso natural mediante el cual determinados tipos de suelo pierden bruscamente su resistencia mecánica ante una carga dinámica rápida como puede ser un sismo. La pérdida de resistencia mecánica del suelo implica que este se comporta momentáneamente de modo similar a un fluido, siendo capaz de migrar generando importantes deformaciones en el terreno.

La licuación se genera principalmente en suelos arenosos y arena limosos saturados en agua, usualmente ubicados cerca de ríos, borde costero u otros cuerpos de agua, o bien, en aquellos suelos donde existe un nivel freático muy superficial. Además, sucede en los suelos que poseen baja compactación, por ejemplo, aquellos terrenos ubicados donde antes existieron lagos o lagunas y zonas de humedales.

La licuación se define como “la transformación de un material granular de un estado sólido aun estado licuado como consecuencia del incremento de la presión de agua de poros” (Youd, 1973).

Cuando ocurre un sismo, la vibración eleva la presión de agua en los poros del suelo y si esta llega a igualar o superar la fuerza de contacto entre los granos, la resistencia del suelo se reduce a cero, experimentando licuefacción. En este caso, la capacidad de carga del suelo es nula y, efectivamente, el suelo se comporta durante la sacudida como un líquido y cualquier estructura cimentada en él se hunde o sufre asentamientos diferenciales (INGEOMINAS, 2003).

2.20.1 Factores que Condicionan el Fenómeno de Licuación

· *Origen del suelo.* Los suelos depositados por procesos fluviales, litorales y eólicos se sedimentan fácilmente y sus granos tienen poca probabilidad de compactarse, de modo que se licuarán con facilidad. Los depósitos glaciales, generalmente, ya son bastante densos y tienen menor probabilidad de licuarse.

· *Distribución del tamaño de los granos:* La arena uniformemente graduada, de grano muy grueso a medio tiene mayor probabilidad de licuarse, mientras que las arenas limosas finas y las gravas lo hacen bajo cargas cíclicas muy severas.

· *Profundidad de las aguas subterráneas:* Mientras más cerca de la superficie se encuentre el nivel de las aguas subterráneas (nivel freático), mayor será la probabilidad de que ocurra licuefacción.

· *Edad del depósito:* Los suelos jóvenes (menos de 3.000 años) son débiles y no cohesivos, de modo que tienen mayor probabilidad de licuarse comparado con aquellos más antiguos donde han actuado procesos de compactación y

cementación natural. Dichos procesos incrementan su resistencia.

· *Amplitud y duración de la vibración del terreno:* La licuefacción de suelos bajo condiciones de tensión provocadas por un terremoto aumenta con la magnitud y la duración del sismo. Por esta razón, sismos pequeños licuarán únicamente los suelos más próximos al epicentro, mientras que ante un sismo de magnitud mayor será posible reconocer licuefacción a distancias muy grandes.

· *Peso del recubrimiento y profundidad del suelo:* Las tensiones entre partículas aumentan a medida que aumenta la presión del recubrimiento (a mayor profundidad). Mientras mayor sea dicha tensión menor será la probabilidad que ocurra licuefacción. Por lo general, la licuefacción ocurre a profundidades menores de 9 m y, rara vez, a mayores de 15.

2.20.2 Efectos de la Licuación

El fenómeno de licuefacción se manifiesta en la superficie del terreno por la formación de grietas, hundimientos de terreno, asentamientos diferenciales de estructuras, “golpes de agua” (surgimiento de agua) y volcanes de arena. Los dos últimos son producto del súbito aumento de la presión de agua de poros ocasionada por la vibración, forzando a que este fluido fluya rápidamente a la superficie. Si el flujo asciende lo suficientemente rápido se generan “golpes de agua”. Al mismo tiempo, el agua ascendente puede transportar partículas de arena hasta la superficie donde son depositadas formando montículos de arena, a los que por analogía se les denomina “volcanes de arena”.

La pérdida de cohesión del suelo permite que este se pueda movilizar, diferenciándose varios tipos de desplazamientos asociados a la licuefacción:

Flujos de tierra: Los materiales del suelo se desplazan rápidamente cuesta abajo en un estado licuado, a veces causando coladas de barro o avalanchas.

Propagación lateral: Tipo de remoción en masa en que se produce desplazamiento limitado de las capas superficiales del suelo a favor de pendientes suaves o hacia superficies libres, como por ejemplo, en márgenes de ríos y taludes de terrazas fluviales. En este tipo de desplazamientos, a menudo ocurre que las capas subsuperficiales están revestidas de cubiertas antrópicas, como por ejemplo asfaltos. Cuando las capas más profundas se licuan, las capas superficiales antrópicas, generalmente, se mueven lateralmente en bloques, tanto durante como después del sismo, provocando una deformación permanente del suelo y ruptura de las cubiertas.

Flotación: Objetos enterrados en el suelo bajo licuación son desplazados. Es común que tanques, buzones o tuberías de alcantarillado asciendan a través

del suelo y floten en la superficie.

Pérdida de resistencia de soporte: Reducción de la capacidad de soporte de los cimientos debido al debilitamiento del material del suelo subyacente o colindante. A menudo provocan que las estructuras se hundan o dañen.

La licuefacción induce daños severos en estructuras, edificios y líneas vitales afectando el transporte de personas, distribución de mercancías, telecomunicaciones y suministros básicos, agravando más aún la situación posterior al evento sísmico. Por estas razones, la zonificación del peligro de licuefacción y su asimilación en las estrategias comunales de planificación territorial, es uno de los aspectos vitales para la reducción del daño sísmico.

2.20.3 Análisis Dinámico con el Programa QUAKE/W

QUAKE/W es un programa geotécnico de elementos finitos que forma parte del paquete de GeoStudio 2007. El programa realiza el análisis dinámico de estructuras de tierra sometidos a terremoto de temblores o fuerzas dinámicas puntuales de una explosión o una carga de impacto repentino. QUAKE/W determina el movimiento y la presión del agua intersticial en exceso que surge debido a las sacudidas del sismo.

Un análisis de elementos finitos se basa en tres aspectos fundamentales, la discretización de los elementos, la definición de las propiedades de los materiales y la asignación de condiciones de frontera. La discretización se encarga de definir la geometría, áreas y volúmenes, además de construir la malla de elementos finitos. Las propiedades de los materiales son las que describen los diferentes tipos de suelo o roca en el modelo, definiendo, en el caso de QUAKE/W, los parámetros de rigidez y presión de poros de cada uno. Finalmente, las condiciones de frontera se encargan de dar al problema un marco de referencia, a partir del cual se resolverán los sistemas de ecuaciones creados en la malla de elementos finitos.

El programa admite tres modelos constitutivos: un modelo lineal – elástico, un modelo lineal equivalente y una tensión efectiva modelo no lineal, QUAKE/W utiliza el método de integración directa para calcular las presiones de movimiento y el exceso de agua de los poros que surgen de las fuerzas de inercia en intervalos de tiempo definidos por el usuario.

En QUAKE/W, una vez construido el modelo numérico, se procede a aplicar un registro sísmico de aceleraciones al problema. La acción del sismo es analizada cada cierto intervalo de tiempo, llamado time step en la aplicación,

obteniéndose así resultados parciales que afectan las propiedades de los materiales. Con estas nuevas propiedades de los materiales se analiza el modelo en el siguiente time step y así sucesivamente hasta que termina el registro sísmico.

Las propiedades utilizadas en QUAKEW son las relacionadas a la rigidez (módulo de corte, módulo de amortiguamiento y módulo de Poisson). El programa permite incluir además propiedades relacionadas a la presión de poros.

La geometría del modelo, las regiones y las capas de suelos, son importadas mediante un archivo DXF, se definen las condiciones de contornos y elementos estructurales, se especifican las propiedades de los materiales, los registros de sismos.

En los resultados se pueden visualizar los desplazamientos, velocidades y el registro de aceleraciones de puntos específicos. Se pueden generar gráficos de tensiones, presión de poros entre otros parámetros, y se muestran sombreadas las zonas de licuefacción.

Un análisis no-lineal considera los cambios en ambos, mientras que un análisis lineal-equivalente (el que utiliza QUAKEW) solo toma en cuenta las variaciones en la relación esfuerzo-deformación entre los time steps, y calcula la variación en el exceso de presión de poros una vez terminado el análisis dinámico. Esta diferencia juega un papel muy importante, pues el conocer los cambios en la presión de poros durante el análisis dinámico permitiría realizar los cálculos en términos de esfuerzos efectivos, lo que es más representativo de las condiciones en campo. Además, la acumulación de presión de poros puede tener un efecto importante en la atenuación de las ondas sísmicas, más aún cuando el material se acerca a su estado de licuación. A pesar de esto, los parámetros del suelo requeridos para los primeros no son tan bien conocidos y son mucho más difíciles de establecer, por lo que actualmente los análisis no-lineales resultan ser mucho más complicados que los análisis lineales-equivalentes, y dependiendo de las condiciones del problema, podrían resultar ser mucho menos prácticos.

CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTO NUMÉRICO

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los procedimientos para la validación del software de elementos finitos, que será usado para estimar las deformaciones en el refuerzo en el momento de la ruptura mediante la aplicación del modelamiento numérico.

Se describe la metodología utilizada, el modelamiento, los modelos constitutivos que simulan el comportamiento tensión-deformación del suelo, la calibración del modelo, los parámetros utilizados, las condiciones de borde del modelo y el software de elementos finitos empleados en el presente estudio.

Los resultados serán usados para evaluar el comportamiento del terraplén y la influencia de la arena y la rigidez del refuerzo, en los próximos capítulos.

3.2 MÉTODO DE ANÁLISIS POR MODELAMIENTO NUMÉRICO – INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA

Hinchberger & Rowe (2003) estudiaron la deformación movilizada en el refuerzo para suelos blandos de resistencia no drenada creciente con la profundidad. Así mismo, existen suelos que pueden presentar lentes o capas de materiales más resistentes como la arena, los cuales pueden alterar el comportamiento del terraplén.

En este trabajo se busca analizar la contribución de una capa de arena en la superficie, basando los análisis en el estudio realizado por Hinchberger & Rowe (2003) para terraplenes sobre suelos blandos con resistencia creciente con la profundidad pero adicionando una capa homogénea de arena en la superficie.

Empleado los conceptos de altura de ruptura del terraplén debido a la plastificación del suelo de fundación y la deformación de compatibilidad asociada a esta altura.

La calibración del programa de elementos finitos fue realizada con casos de terraplenes presentados por Hinchberger & Rowe (2003) y de Oliveira (2006). A continuación se presenta el procedimiento utilizado para el modelamiento numérico y validación del software utilizado.

3.3 EL PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

En la presente tesis, los análisis numéricos fueron realizados utilizando el programa PHASE 2 (Rockscience, 2001), el cual es un programa desarrollado en

la Universidad de Toronto, Canadá para el modelamiento bidimensional (deformación plana o asimétrica) del comportamiento de macizos rocosos, taludes y terraplenes entre otros. El programa permite realizar las simulaciones computacionales haciendo un análisis elasto-plástico bidimensional (2D) basado en el método de los elementos finitos.

El modelamiento de los materiales permite obtener de forma precisa y fiable la respuesta del comportamiento de un determinado suelo o masa rocosa. El PHASE 2 ofrece los siguientes modelos: Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown generalizado, Cam-Clay. En la opción de Mohr-Coulomb es necesario definir las propiedades elásticas de los materiales; el coeficiente de Poisson y el módulo de Young, así como seleccionar el tipo deseado para el comportamiento de los materiales; elástico o elasto-plástico.

El programa incluye una corrección interna de la entrada del modelo geométrico. Todas las interfaces de materiales, nuevas estructuras o fases de construcción (excavación de túnel, apilamiento de material) pueden especificarse independientemente unos de otros. Antes de ejecutar el generador de mallado el programa localiza automáticamente las intersecciones de todas las líneas especificadas y de las regiones cerradas, creando el correspondiente modelo geométrico.

El programa incorpora un generador automático de mallado que simplifica considerablemente la construcción de la malla de elementos finitos. Dispone de elementos triangulares de 3 y 6 nodos. La densidad de la malla de elementos finitos se supone constante para el modelo completo, pero si se requiere, puede refinarse fácilmente en áreas locales.

Sobre las condiciones de contorno, el programa incluye un generador automático donde se pueden introducir condiciones de contorno (fijas, rótulas) en cualquier punto de la masa de suelo.

El programa permite la introducción de cualquier número de anclajes, geotextiles o geomallas en el análisis. Cada anclaje queda completamente determinado por su punto de inicio, punto final y su rigidez. Los puntos finales de los anclajes se señalan automáticamente sobre la malla de elementos finitos existentes de tal manera que un anclaje puede remplazarse en cualquier lugar dentro del suelo. El punto de inicio del anclaje puede colocarse en el terreno o en interfaces individuales.

El nivel freático se introduce como una interfaz por encima o por debajo del terreno.

Otra función importante del PHASE 2 es la simulación en múltiples

etapas, que pueden simular las etapas de construcción, las cuales presentan resultados distintos en un mismo archivo de trabajo, el número de etapas debe ser definido al inicio del proceso. Además permite incluir diferentes litologías, siendo necesario conocer los datos de entrada, parámetros de resistencia y deformabilidad de los materiales envueltos en el análisis. En el análisis con el programa de elementos finitos no se ha considerado la consolidación del suelo de fundación por tratarse de un análisis durante la etapa de construcción, siendo que la consolidación se produce en el tiempo.

Los resultados que pueden ser visualizados son las componentes del campo de tensiones, del campo de deformaciones, desplazamientos, las presiones de poro, la estructura deformada o sin deformar

Pueden mostrarse los valores totales de las variables individuales o bien sus cambios de etapa en etapa.

Este programa puede ser usado para una gran variedad de proyectos de ingeniería, los que incluyen análisis de taludes por elementos finitos y análisis de infiltración de agua subterránea.

3.4 MODELAMIENTO DEL TERRAPLÉN POR ELEMENTOS FINITOS

Para realizar el análisis numérico fue escogida una sección típica de un terraplén reforzado y se consideró el espesor del suelo blando de 20 metros. Ya que es posible escoger el número de nodos, el presente estudio se realizó con una malla triangular de tres nodos de integración, tal como se muestra en la Figura 3.1.

Con la finalidad de probar la malla, se ha realizado un estudio de refinamiento de la malla incrementando el número de elementos. Este refinamiento fue manual en las áreas de interés probando diferentes tipos de malla, comenzando por una simple hasta una más compleja se observó que cuando más refinada la malla es mayor el tiempo de procesamiento.

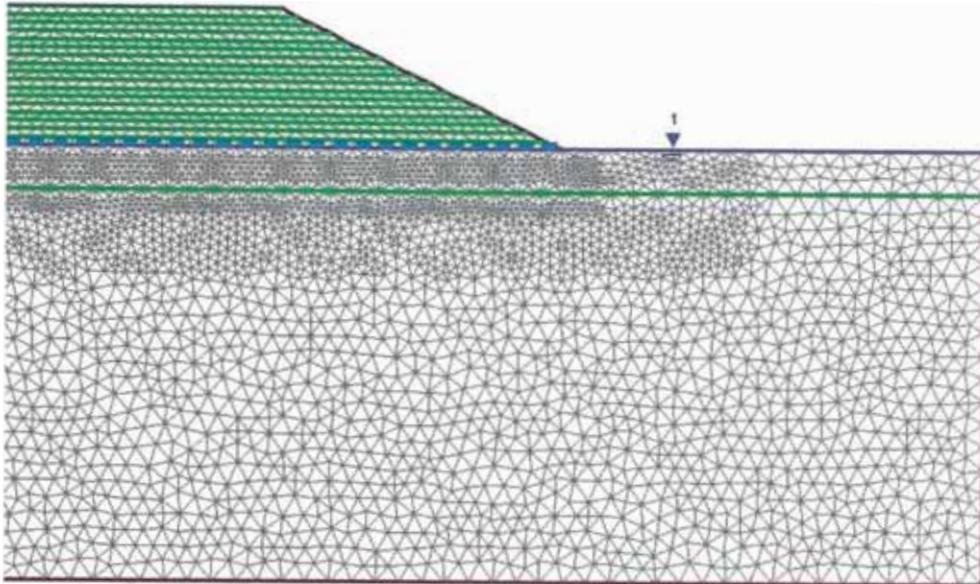


Figura 3.1 Malla triangular empleada en el modelamiento en el PHASE 2.

El número de iteraciones fue analizado probando seis mallas en el programa, observando que los resultados no difieren mucho cuando se varía el número de iteraciones entre 30 y 100; la característica principal fue la disminución en la altura de ruptura del terraplén en algunos centímetros. Cuanto mayor es el número de iteraciones hay un aumento en el tiempo de procesamiento y la altura es menor. Se adoptó el valor de 100 iteraciones para los análisis.

Fueron consideradas las siguientes restricciones en los desplazamientos del terreno:

- la base de la sección, que simula el fondo del depósito de arcilla, se consideró fija para impedir los desplazamientos horizontales y verticales (Figura 3.2);
- las fronteras laterales fueron fijadas aproximadamente a 20 m del pie del talud para no interferir con las superficies de falla.
- los desplazamientos horizontales fueron impedidos, siendo posible solamente la ocurrencia de desplazamientos verticales inmediatos, para permitir los asentamientos del terreno.

En la Figura 3.2 se muestran las restricciones que se asumieron en el modelamiento.

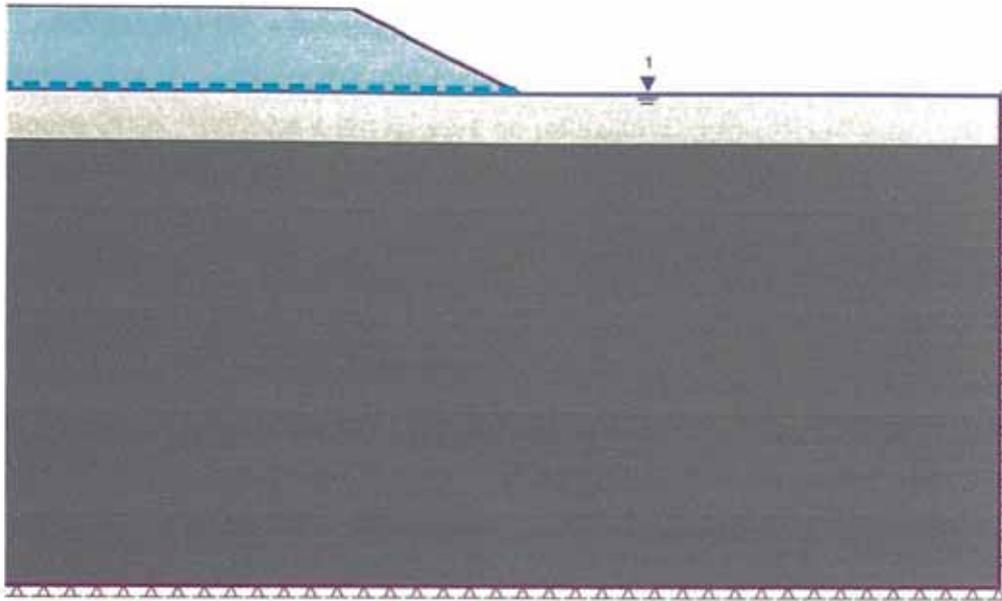


Figura 3.2 Restricciones en las fronteras del modelo.

Se modeló el refuerzo como un elemento típico “geosintético”, que muestra un comportamiento elástico y resiste apenas los esfuerzos de tracción, el dato a colocar es la rigidez del refuerzo J . Se modeló como una sola capa de refuerzo y se ubicó en la interfase suelo de fundación – terraplén, en el presente estudio fue simulada la sección completa del terraplén.

El modelamiento numérico permitió representar de una forma más realista toda la secuencia constructiva del terraplén, en diferentes etapas de la construcción, que va desde la colocación de la primera capa de material hasta la ruptura del terraplén.

En los cálculos efectuados, se asumió que los suelos presentaban un comportamiento elasto-plástico isotrópico con criterio de ruptura de Mohr-Coulomb, ya que permite modelar el comportamiento del suelo hasta el momento de ruptura, así como conocer la magnitud de las deformaciones esperadas (asentamientos) antes de la ruptura.

3.5 VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL PROGRAMA

Con el objetivo de validar la metodología que se adoptó en esta investigación y calibrar el programa de elementos finitos utilizado, se buscó reproducir en el programa casos de terraplenes estudiados anteriormente.

Para eso se usó como referencia uno de los casos de terraplenes experimentales que fue presentado por Oliveira (2006) y que fue explicado en el capítulo anterior.

Adicionalmente, para evaluar los casos de terraplenes no reforzados, los resultados fueron comparados con los obtenidos con la metodología propuesta por Sousa Pinto (1966) para terraplenes no reforzados, esto con el fin de verificar los resultados de forma analítica y numérica.

Aplicación del terraplén experimental AE2, Oliveira (2006) en la calibración del programa

Se encontró en la literatura el caso de un terraplén experimental reforzado sobre suelo blando que fue construido como parte de una tesis de investigación de Oliveira (2006) y que fue presentado en el ítem 2.18.1. se intentó reproducir en el programa PHASE 2 el comportamiento del terraplén experimental AE2 que presentaba la capa superficial de arena y refuerzo en la base del terraplén.

Se realizó un análisis estático y no dinámico, puesto que Brasil por estar situado en el interior de la placa Sudamericana, no está sujeta a grandes movimientos sísmicos.

Las etapas de construcción simulan la secuencia constructiva, la primera etapa representa el inicio de la construcción que sería el estado del terreno y a partir de la segunda etapa en adelante representan la colocación de una capa de terraplén. El modelamiento fue realizado en etapas que simulan la colocación de una capa de 0.30 m de espesor de material del terraplén.

Los materiales fueron analizados usando el modelo elasto-plástico con criterio de ruptura de Mohr-Coulomb, los parámetros de los materiales obtenidos de ensayos de laboratorio fueron peso específico igual a $17,5 \text{ k N/m}^3$, ángulo de fricción de $33,8^\circ$, coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$ e con un módulo de deformación para material de terraplén de $E = 15000 \text{ kPa}$.

El suelo de fundación fue modelado con coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$, isotrópico e perfectamente plástico. El módulo de deformación (E_u) fue definido en función de la resistencia no drenada S_u , a través de la relación E_u/S_{u0} igual a 300. En la fundación se consideró el aumento de la resistencia no drenada con la profundidad de $S_{u0} = 4,8 \text{ kPa}$ y $\rho_c = 0,6 \text{ kPa/m}$, expresando el aumento de la resistencia con la relación lineal:

$$S_u = 4,8 + 0,6 z$$

El terraplén AE2 fue construido con una ligera inclinación en la base del cuerpo del terraplén para inducir a la falla, este detalle también fue reproducido en el modelamiento numérico.

En las Figura 3.3 y Figura 3.4, se presentan los resultados obtenidos aplicando la metodología de la altura líquida y la deformación de compatibilidad Rowe e Soderman (1987). La altura de ruptura en este caso fue de 3,0 m.

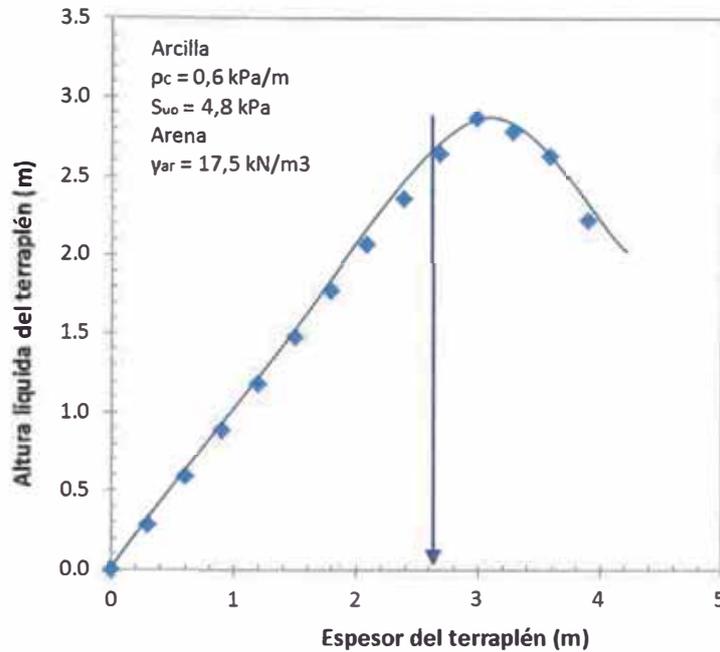


Figura 3.3 Altura de ruptura obtenido del modelamiento del terraplén experimental.

En el programa PHASE 2, el aumento de los desplazamientos ocurre entre la colocación de la 9ª e 10ª capa, que fue representada en la calibración como 10° e 11° etapa de construcción. La deformación de compatibilidad asociada a la altura de ruptura fue de 1,16%, y se muestra en la Figura 3.4.

Oliveira (2006) describió que la 8ª capa de material de terraplén colocada fue la última capa estable, ya que a partir de la 9ª capa los incrementos en los desplazamientos fueron bastante acentuados en relación a las capas anteriores, caracterizando el inicio de la ruptura por plastificación de la fundación.

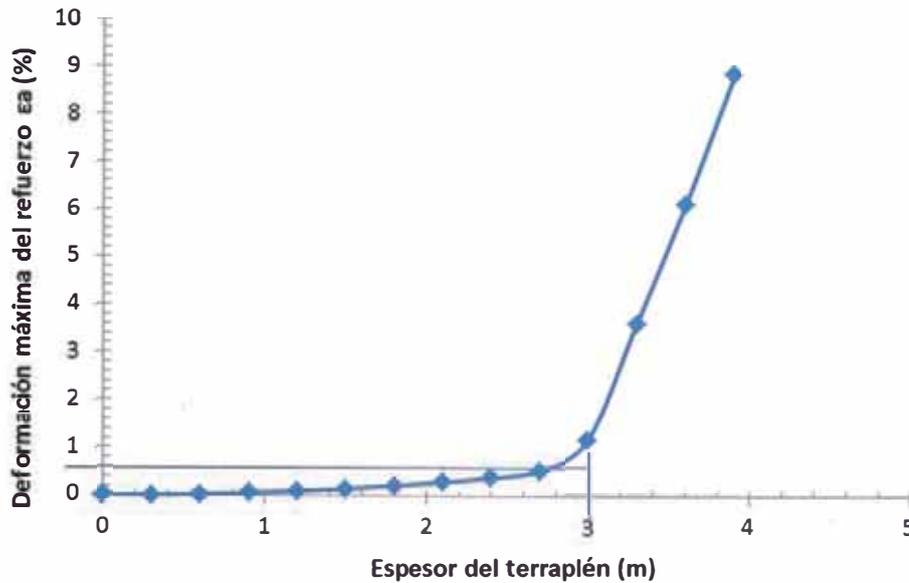


Figura 3.4 Deformaciones máximas del refuerzo en el modelamiento del terraplén experimental.

En la Figura 3.5, se presentan los resultados del inclinómetro IC4 instalado en el pie del talud del terraplén, las medidas fueron tomadas en profundidad a lo largo de una línea vertical. En la figura está incluida la capa superficial de arena y la fundación de arcilla tiene un espesor de 5.6 m de profundidad.

Según Oliveira (2006), los valores de los desplazamientos horizontales fueron obtenidos por integración a partir de los desvíos de la vertical medidos a cada 0.5 m, los valores de los desplazamientos son presentados en milímetros y los dos ángulos de desvío de la vertical en porcentaje.

La Figura 3.6, presenta el resultado por etapa de construcción para los desplazamientos horizontales obtenidos en el PHASE 2, en una línea vertical al pie del terraplén. La capa de arena está incluida en la estratigrafía de la fundación a 1.8 m de profundidad, el límite inferior de la capa de arcilla está situada a 7.4 m en el eje vertical de la figura.

Se observa similitud en la distribución de las curvas, en la Figura 3.5 los máximos desplazamientos horizontales se producen aproximadamente a 2 m de distancia del inicio de la capa de arcilla así como en los resultados obtenidos en la Figura 3.6.

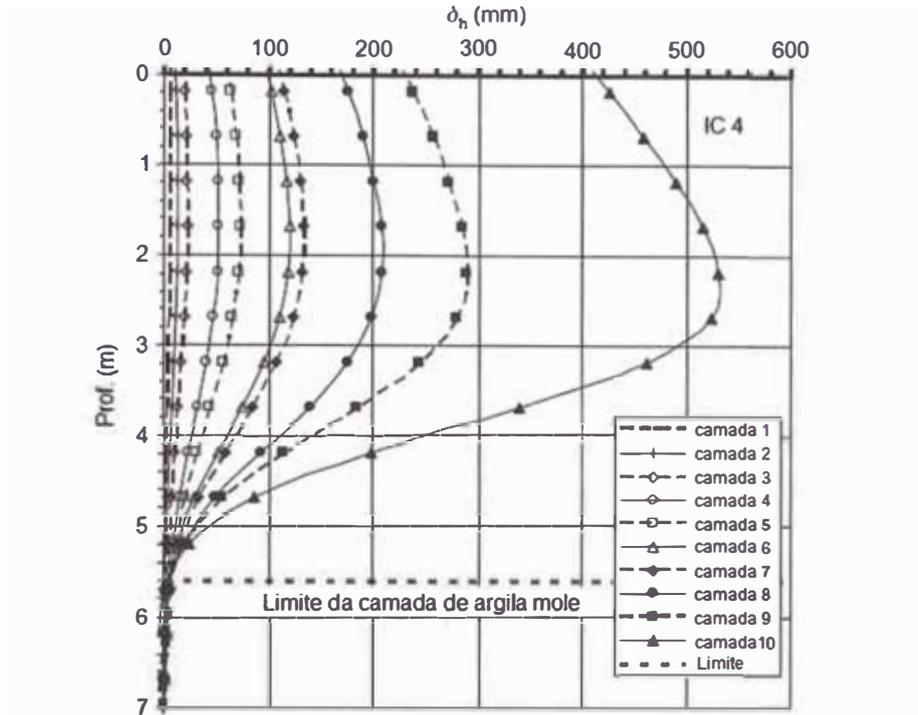


Figura 3.5 Desplazamientos horizontales para el terraplén experimental AE2, Oliveira et al (2009).

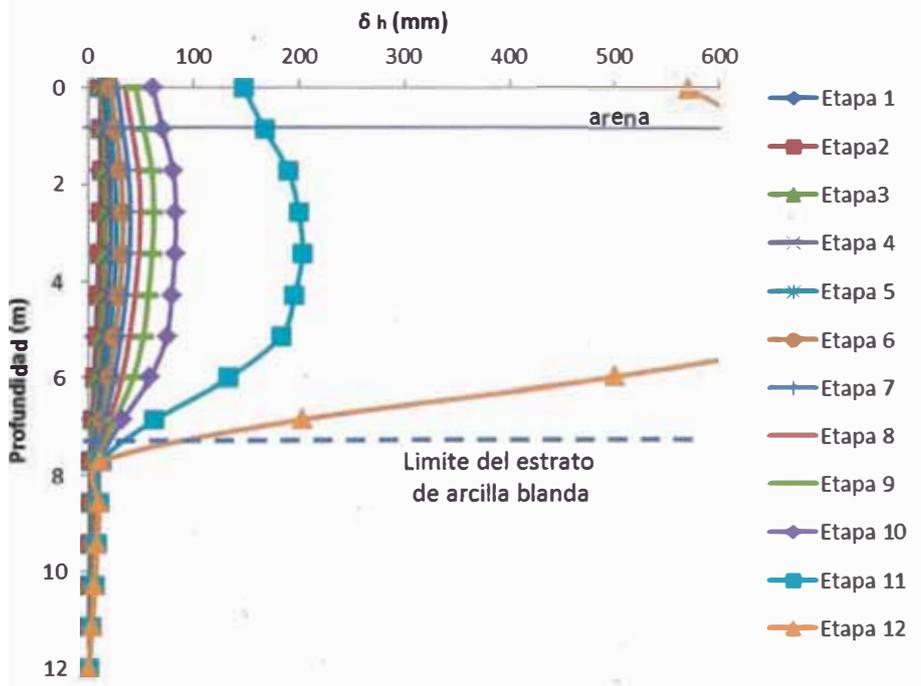


Figura 3.6 Desplazamientos horizontales para el terraplén experimental AE2, obtenido en el PHASE 2

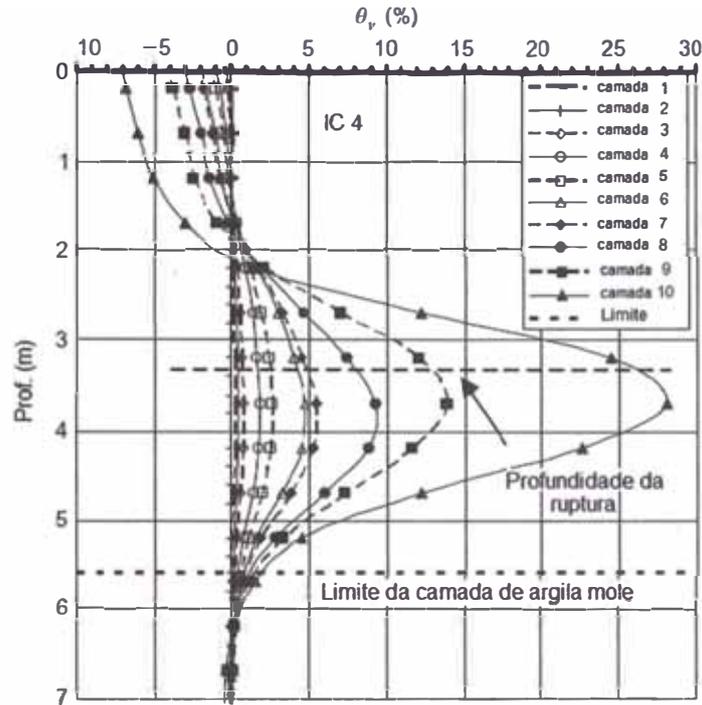


Figura 3.7 Desvíos de la vertical para el terraplén experimental AE2, Oliveira (2006).

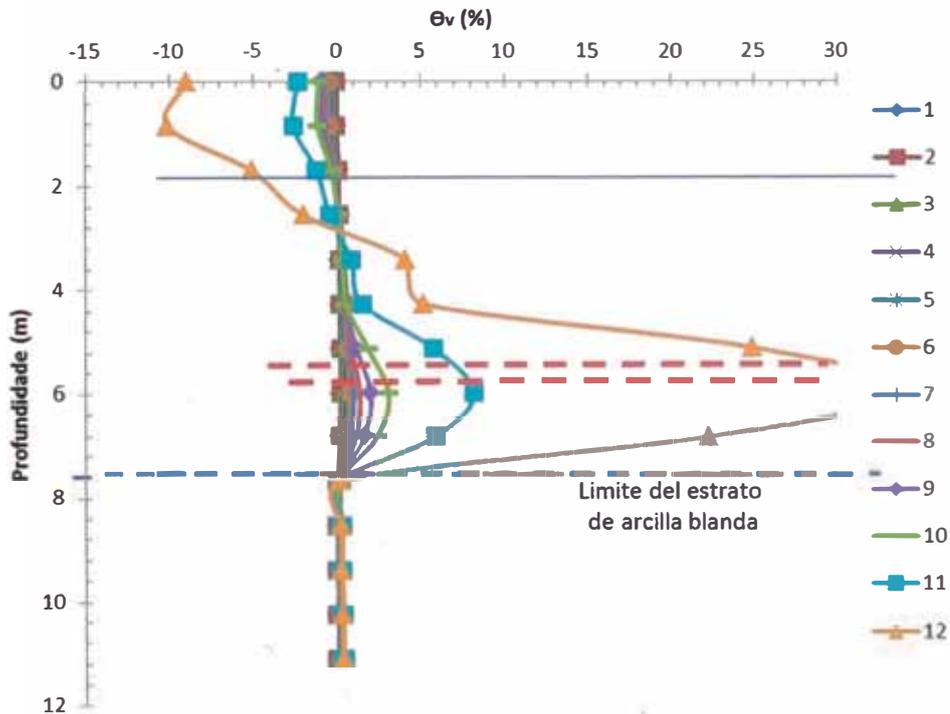


Figura 3.8 Desvíos de la vertical para el terraplén experimental AE2 obtenido en el PHASE 2

En la Figura 3.7 muestra que los desvíos de los verticales máximos se producen aproximadamente a la profundidad de las máximas deformaciones producidas por los esfuerzos cortantes asociados a la superficie

de ruptura y esta profundidad no varía con el cargamento. Lo mismo sucede con los resultados obtenidos en el PHASE 2, presentados en la Figura 3.8.

Para analizar la variación de los desplazamientos horizontales y los desvíos de la vertical con el cargamento del terraplén, fueron graficados los valores máximos en cada vertical en cada fecha que se realizó la lectura desde el inicio del cargamento hasta la ruptura, Oliveira (2006), ver Figura 3.9.

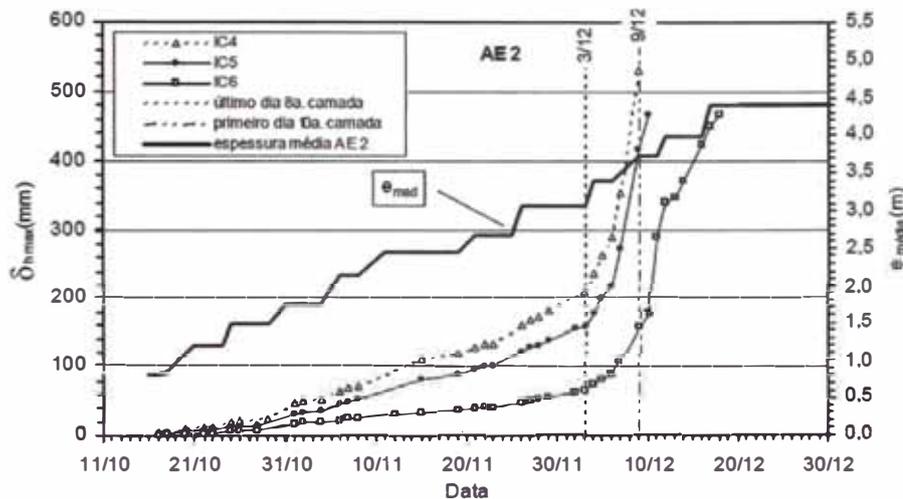


Figura 3.9 Variación de los desplazamientos horizontales máximos con la elevación del terraplén, Oliveira (2006).

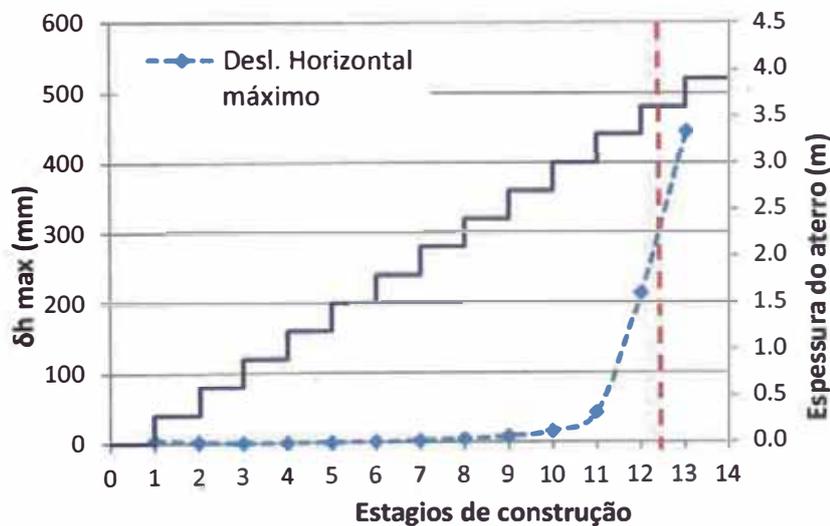


Figura 3.10 Variación de los desplazamientos horizontales máximos con la elevación del terraplén AE2 obtenido por el PHASE 2

En la Figura 3.10, los resultados de los desplazamientos máximos obtenidos del programa fueron graficados para cada etapa de construcción que simula la colocación de una capa de terraplén.

Se observa que los desplazamientos de incrementan a partir de la 11° etapa, caracterizada como el inicio de la ruptura.

Los valores de las alturas y los respectivos valores de las fuerzas del refuerzo están compilados en la Tabla 3,1.

Tabla 3-1 Resumen de los resultados del terraplén experimental AE2 de Oliveira (2006) y del PHASE 2.

Datos	Terraplén Experimental	PHASE 2
Espesor de la arena superficial	1,8	1,8
Altura de ruptura	3,71	3
Fuerza de tracción máxima en la ruptura	18,5 kN/m	19,8 kN/m
Desplazamiento horizontal-en el pie (mm)	289	203,2
Desvío de la vertical (%)	13,9	8,5

Se observa que los valores resultados obtenidos del PHASE2 y los valores medidos in situ, pueden diferir debido a que en el análisis con el programa no se considera la consolidación que se pudiera producir durante la construcción.

Aplicación de la propuesta de Sousa Pinto (1966) para terraplenes no reforzados

Para calibrar el programa también se emplearon casos de terraplenes no reforzados sobre suelos blandos, se realizó una comparación de los resultados empleando la metodología propuesta por Sousa Pinto (1966) para depósitos donde la resistencia aumenta linealmente con la profundidad y empleando el programa PHASE 2.

La Tabla 3.2 muestra los resultados de las alturas que alcanzó el terraplén mediante el análisis por PHASE 2 y los resultados con base en el método de Souza Pinto.

Los parámetros del suelo S_{uo} se fijaron en 2, 3,6 y 5 kPa, las corridas se realizaron manteniendo constante el valor de S_{uo} , mientras que los valores de p fueron variados entre 1 a 2 kPa/m.

Tabla 3-2 Resumen de los resultados de la altura de ruptura obtenida por el método de Souza Pinto (1966) y del PHASE 2.

Suo (kPa)	ρ (kPa/m)	Souza Pinto 1966 (m)	PHASE 2 (m)
2,00	1,00	1,28	1,125
	1,50	2,04	1,875
	2,00	2,70	3,00
3,60	1,00	1,44	1,80
	1,50	2,51	2,40
	2,00	3,22	3,60
5,00	1,00	2,59	2,25
	1,50	3,56	3,30
	2,00	4,27	4,00

Las alturas obtenidas empleando los dos métodos difieren en algunos centímetros, para explicar mejor este resultado se colocaron los valores en un gráfico comparativo mostrado en la Figura 3.11.

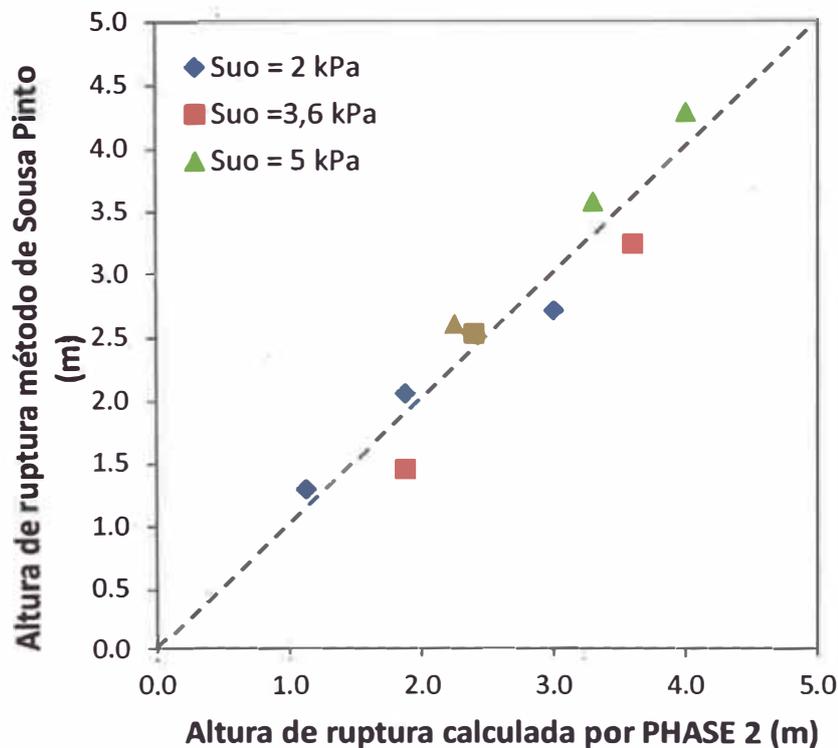


Figura 3.11 Comparación de las alturas obtenidas en el terraplén empleando el método de Souza Pinto y mediante el PHASE 2.

Los resultados obtenidos en la calibración del programa se encuentran próximos de los valores teóricos, los modelos empleados en el análisis pueden influenciar en los resultados.

3.6 MODELAJE NUMÉRICO

El objetivo de este estudio numérico es ampliar el estudio realizado por Hinchberger e Rowe (2003) verificando las deformaciones del refuerzo en los terraplenes sobre suelos blandos adicionando una capa de arena en la superficie para diferentes condiciones de geometrías del terraplén y parámetros de los materiales.

Fueron variados la resistencia no drenada en la superficie, el aumento de la resistencia con la profundidad y el módulo de elasticidad del suelo de fundación, además de la rigidez del refuerzo y del espesor de la capa de arena.

A continuación se detalla el modelamiento del terraplén y los parámetros de los materiales utilizados en los análisis.

3.7 GEOMETRÍA EMPLEADA

Inicialmente fueron analizados terraplenes con altura inicial de 1,5 metros y esta altura se fue aumentando conforme se incrementaban los parámetros de resistencia del suelo hasta una altura máxima de 8 a 9 metros de sobrecarga; la base de los terraplenes de aproximadamente de 46 m de ancho, siendo la inclinación del talud de 1H:2V, suprayacentes a una capa de 20 m de suelo blando de fundación.

En el modelamiento numérico, el cuerpo del terraplén fue analizado en diferentes etapas de construcción colocando capas de material de 30 cm de espesor; para el suelo de fundación fueron modelados dos casos con diferente tipo de estratigrafía: suelo blando con y sin arena, en el caso sin arena fue analizada considerando una fundación solo de arcilla no drenada simulando el incremento de la resistencia con la profundidad; para los casos con presencia de la capa de arena fue el mismo procedimiento adicionado la capa de arena de espesor variable.

El refuerzo fue colocado en toda la extensión de la base del terraplén, y con el fin de comparar el comportamiento del terraplén se analizaron casos de terraplenes sin refuerzo, se colocó una línea piezométrica en la superficie de la fundación. En la Figura 3.12, se presentan las características geométricas de los terraplenes considerados en los análisis.

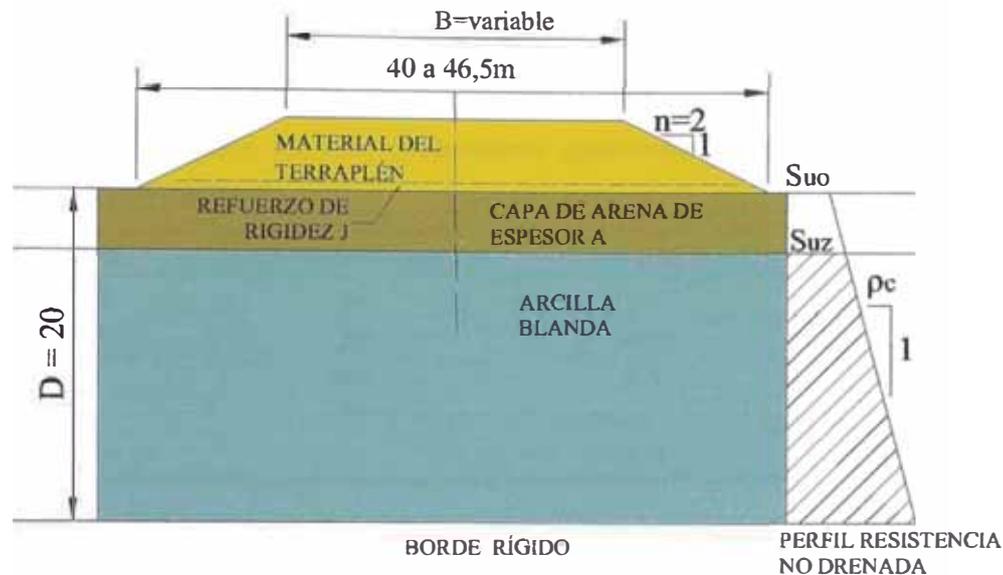


Figura 3.12 Geometría del terraplén y estratigrafía de la fundación (Adaptado de Hinchberger & Rowe, 2003).

3.8 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los parámetros geotécnicos utilizados en el modelamiento numérico fueron estimados partiendo de los datos utilizados por Hinchberger e Rowe (2003) y en concordancia con datos observados en la literatura para suelos blandos, tales como limos o arcillas. Estos suelos blandos clasifican en el sistema SUCS como MH, CH, CL - ML y ML.

El cuerpo del terraplén fue considerado como un material granular y modelado en tensiones efectivas, con un peso específico igual a 20 kN/m^3 y un ángulo de fricción de $\phi = 30^\circ$. El módulo de elasticidad de $E = 10 \text{ MPa}$, isotrópico y perfectamente plástico; un coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$.

La arena fue modelada con parámetros drenados (tensiones efectivas), con un ángulo de fricción de $\phi = 30^\circ$ y peso específico saturado igual a 21 kN/m^3 . y fue utilizado un módulo de elasticidad $E = 20 \text{ MPa}$, isotrópico y perfectamente plástico, con un coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. Estos suelos pueden clasificar en el sistema SUCS como SC, SM y SP.

El suelo blando de fundación fue modelado en condiciones no drenadas (tensiones totales), empleando un coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$, isotrópico y perfectamente plástico; el módulo de deformación, E_u , fue definido en función de la resistencia no drenada S_u , a través de la relación adoptada E_u/S_u igual a 125 y que varía con la profundidad z .

Un resumen de los parámetros geotécnicos utilizados en los análisis son mostrados en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3 Resumen de los parámetros geotécnicos utilizados en los análisis con el PHASE 2.

Parámetros	Material del Terraplén	Arcilla	Arena
γ (kN/m)	20	-	21 (saturado)
E (MPa)	10	varia	20
ν	0.3	0.5	0.3
ϕ (°)	30	-	30
Eu/Su	-	125	-

La resistencia no drenada (S_u) de los suelos blandos explicada en el Capítulo 1, se puede ver en casos de suelos peruanos como los suelos blandos de la selva o en la costa del Callao; así como suelos de Brasil y Argentina; que muestran una tendencia creciente con la profundidad.

Entonces para considerar en el modelamiento de la sección la variación de resistencia con la profundidad, fue escogido en el programa la opción de los parámetros dependientes de la profundidad mediante la relación lineal:

$$S_u = S_{u0} + \rho_c z \quad (2.1)$$

Variando los valores para S_u e ρ_c .

A lo largo del desarrollo de la presente tesis, fueron realizados análisis preliminares en terraplenes con alturas de 2m hasta 8m, con una inclinación del talud de 1H:2V, sobre una capa de arena con diferentes espesores suprayacente a una fundación de suelo blando.

Los análisis fueron efectuados en un número de etapas variable dependiendo del número de capas del terraplén. Se estudió la influencia en las deformaciones del refuerzo, del espesor de la capa de arena en la fundación y de la variación de la rigidez del refuerzo.

En el presente trabajo de investigación se analizó la ruptura producida por los asentamientos inmediatos excesivos durante la etapa de construcción, no es parte del alcance de este estudio el análisis de los asentamientos a largo plazo producidos por la consolidación del terreno.

Para los problemas de consolidación la alternativa más común es la ejecución de drenajes verticales en las capas de suelo blando para acelerar el proceso de asentamiento y la disminución de la presión de agua, siendo esto parte de otro tema de investigación.

3.9 CONSIDERACIONES FINALES

Este capítulo describió las principales características y propiedades adoptadas en las simulaciones numéricas del terraplén reforzado.

Fueron presentados los parámetros geotécnicos, la geometría de la sección de estudio, los modelos constitutivos adoptados y la descripción del modelamiento del proceso constructivo.

El modelamiento del terraplén se inició con la validación del programa utilizado en los análisis, que resultó en una buena aproximación de los resultados obtenidos con los de la literatura.

La secuencia constructiva fue simulada mediante etapas, representado con cada etapa la colocación de las capas de terraplén en obra.

Los resultados de los análisis con la metodología presentada, serán detallados en el siguiente capítulo.

CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo, son presentados y discutidos los resultados de los análisis efectuados utilizando el programa de elementos finitos PHASE 2 V 6.

Serán presentados los resultados obtenidos, aplicando la metodología de las alturas líquidas y la deformación de compatibilidad del refuerzo mencionados en el Capítulo 3, será mostrado un caso donde se indica cómo actúa el mecanismo de ruptura en la fundación.

Se analizó la influencia en las deformaciones en el refuerzo, en las alturas alcanzadas por el terraplén y en los desplazamientos de la fundación debido a los siguientes factores:

- los parámetros del suelo blando de fundación,
- la rigidez del refuerzo,
- la presencia de la capa de arena en la superficie de fundación.

El espesor de la capa de arena fue incluido en los análisis como un mejoramiento del terreno de fundación, pues al ser un material granular con mayor ángulo de fricción presenta una mayor resistencia y permite un reacomodo de las partículas durante la construcción, disminuyendo así los asentamientos del terreno.

La presencia de la capa de arena influye substancialmente la interacción suelo-refuerzo. En este sentido, serán analizados terraplenes reforzados sobre fundaciones que incluyen esta capa de arena superficial, buscando identificar los efectos que pueda presentar en el mecanismo de ruptura.

Mediante una variedad de simulaciones, con diferentes combinaciones de los parámetros del suelo y de la rigidez del refuerzo, se evaluarán los factores que afectan la deformación de compatibilidad del refuerzo.

4.2 ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS

En la selección de los parámetros geotécnicos de la fundación a usar en los análisis numéricos, se observaron casos de estudios realizados en los suelos blandos del Perú y en otros países donde el suelo presenta un aumento de la resistencia con la profundidad, pudiéndose presentar en algunos casos capas superficiales de arena o su colocación como mejoramiento de la fundación.

Las resistencias en la superficie obtenidas con los ensayos de veleta de campo presentadas en el Item 2.6 oscilan en torno a los valores de 0,6 kPa para

suelos en Pisco, 1,6 kPa para los suelos blandos en el muelle del Callao (BISA, 2009), en los suelos en Iquitos varían en el rango de 30 a 48 kPa para otros suelos entre 4,9 y 6 kPa (Bustamante, 1993), por mencionar algunos casos encontrados en la bibliografía.

Los resultados del aumento de la resistencia no drenada con la profundidad en los casos presentados en la presente tesis tiene valores de $\rho = 0,6$ kPa/m en Pisco, 1,5 kPa/m en el Callao (BISA, 2009), de 16 a 22.3 kPa/m en suelos de Iquitos (Bustamante, 1993), de 1,7 a 1,8 kPa/m en suelos de Brasil (Souza Pinto, 1994) y Argentina respectivamente (Leoni, 2002), entre los datos de la literatura existente tenemos valores de suelos brasileiros de $\rho = 2,0$ kPa/m, en la isla de Santo Amaro de 2,1 kPa/m, en el valle del río Quilombo entre 1,0 y 2,3 kPa/m entre otros valores en ese rango según Massad (1999).

Evaluando lo anterior, los valores de la fundación en la presente investigación seleccionados para ejecutar los análisis fueron de $S_{u0} = 2$ kPa, 3,6 kPa e 5 kPa, y las respectivas combinaciones de ρ en el rango de valores presentados para poder reproducir valores de ρ existentes. El espesor de la capa de arena varió de 0 a 4 metros.

Cabe resaltar que los valores escogidos, fueron en base a los resultados de campo ejecutados y presentados en capítulos anteriores, donde se observa que los valores de resistencia son bajos, pues son los valores en la superficie del terreno y van en aumento con la profundidad.

En la Tabla 4-1 se presenta un resumen de los parámetros y las combinaciones utilizadas en los análisis numéricos.

Adicionalmente fueron analizados algunos casos para ρ menores a la unidad como el caso de $\rho = 0,5$ kPa/m y espesor de arena de 6 m, a manera de observar el comportamiento del terraplén.

Se realizaron algunas corridas en el programa de elementos finitos y se concluyó descartar los parámetros de la fundación con valores altos, pues para conseguir la ruptura del terraplén era necesario incrementar la altura a valores muy altos para aumentar la sobrecarga.

Los valores de la rigidez del refuerzo (J) fueron tomados de 300 kN/m hasta el valor de 10.000 kN/m, cabe resaltar que en los catálogos las empresas ofrecen la fabricación de geosintéticos de rigidez mayor a 10,000 kN/m según el requerimiento de la obra, llegando hasta los 36.000 kN/m en casos especiales.

Tabla 4-1 Parámetros utilizados en los análisis numéricos (Elaboración propia).

FUNDACIÓN				REFUERZO
Eu/Su	S _{uo} (kPa)	ρ (kPa/m)	Espesor de la Capa de Arena (m)	Variación de la Rigidez del Refuerzo J (kN/m)
125	3.6	1.0	0	300 600 1000 2000 4000
		1.5		
		2.0		
	5.0	1.0	2	
		1.5		
		2.0		
	7.0	1.0	4	
		1.5		
		2.0		

La capa de arena fue analizada simulando el caso de una fundación sin arena hasta una fundación con espesor de arena de 4m.

La presentación de los resultados será organizada en gráficos, los cuales incluyen datos de fundaciones con diferentes espesores de capa de arena superficial y refuerzos con diferentes valores de rigidez del esfuerzo a la tracción, así como los resultados obtenidos de la deformación del refuerzo para cada condición analizada.

Los desplazamientos verticales fueron medidos en la dirección horizontal a lo largo de la base del terraplén y los desplazamientos horizontales obtenidos a través de una línea vertical en el pie del talud del terraplén y que atraviesa la fundación.

4.3 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Los análisis con el MEF permiten evaluar las deformaciones del refuerzo, la altura que puede alcanzar el terraplén y los asentamientos que se producen en la base del terraplén durante la construcción, teniendo en cuenta el estado de carga inicial y final, además de eso permitió analizar la evolución de la falla a medida que la plastificación se expande por la fundación.

En este ítem se presentan los análisis para terraplenes reforzados sobre una fundación compuesta por dos capas, arena superficial y arcilla.

En los análisis se empleó el programa PHASE 2 (Rockscience, 2001), que permite realizar las simulaciones computacionales basado en el método de los elementos finitos. En el modelo se empleó una malla triangular de tres nodos, las condiciones de frontera consideradas fueron: fijo en la base para restringir los desplazamientos, en las fronteras laterales fueron restringidos los desplazamientos horizontales permitiendo solo la ocurrencia de desplazamientos verticales en el terreno, como se mostró en la Figura 3.2. Los detalles del modelamiento fueron mostrados en el Capítulo 3.

A continuación se muestran los resultados obtenidos con el programa PHASE 2 empleando la metodología Rowe & Söderman (1987) detalladas en el ítem 2.15.1, donde los autores presentan los conceptos de altura líquida (altura neta) del terraplén, expresada como la altura de la capa de terraplén colocada menos el asentamiento inmediato producido y la deformación admisible de compatibilidad del refuerzo correspondiente a la altura máxima de ruptura que alcanza el terraplén.

La falla del terraplén se define en el gráfico como el punto máximo de la curva y la altura de falla está indicada en el eje horizontal, como es mostrado en la Figura 4.1 (a).

La altura líquida máxima en el eje de las ordenadas, es representada por el punto máximo de la curva, la altura de ruptura es obtenida trazando una línea vertical al eje de las abscisas, en este caso es $H_R = 2,4$ m.

A esta altura de ruptura del terraplén está asociada una deformación de compatibilidad del refuerzo ϵ_a de 1,42% que es el valor de la deformación de compatibilidad que corresponde a la altura de ruptura H_R , como se indica en la Figura 4.1 (b).

También fue empleada la propuesta de Hichberger & Rowe (2003) en los análisis para encontrar la influencia de la resistencia no drenada en la superficie S_{uo} y el aumento de la resistencia con la profundidad ρ , detallados en el ítem 2.15.2.

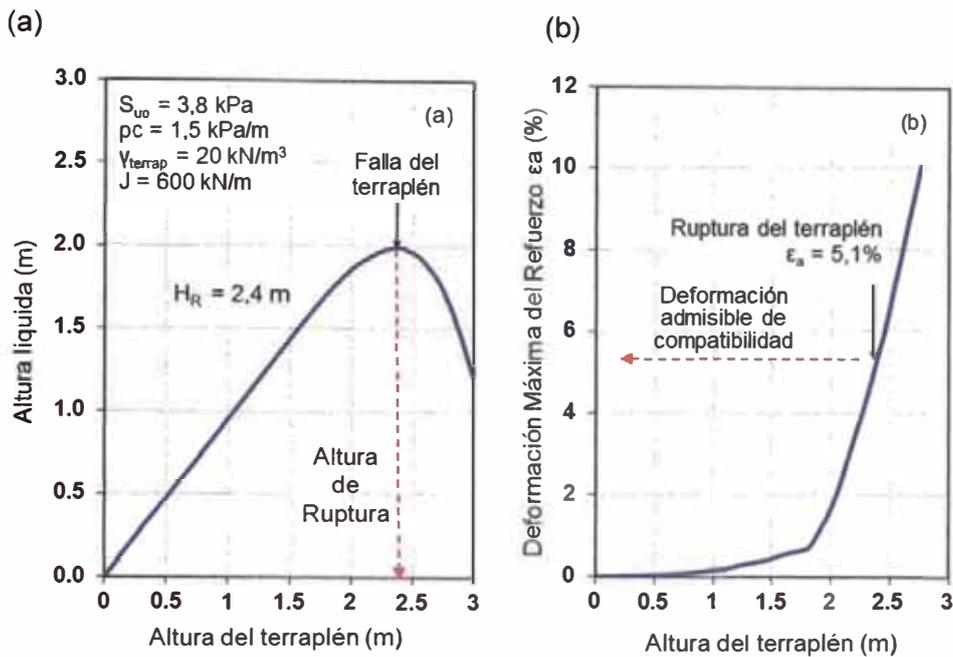


Figura 4.1 Resultados de la altura liquida del terraplén y la deformación de compatibilidad del refuerzo

4.3.1 Definición de las áreas de plastificación

La plastificación del suelo que compone el mecanismo de falla, es la condición en donde los esfuerzos cortantes del suelo son movilizados a lo largo de la potencial superficie de falla y se producen grandes deformaciones.

En el análisis, para mostrar las áreas de plastificación del suelo obtenidas mediante el programa de elementos finitos, serán empleados los gráficos de altura liquida y deformación de compatibilidad. En la Figura 4.2 está indicada la numeración de las etapas donde comenzó a plastificar el suelo.

En este caso el terraplén llegó a una altura de 2,4 m, a esta altura de ruptura del terraplén está asociada una deformación de compatibilidad del refuerzo ϵ_a de 1,42% como se indica en la Figura 4.3.

Las deformaciones en el refuerzo son susceptibles a la altura del terraplén donde se produce la plastificación general del suelo de fundación, en esta condición, los esfuerzos cortantes del suelo son movilizados a lo largo de la potencial superficie de falla.

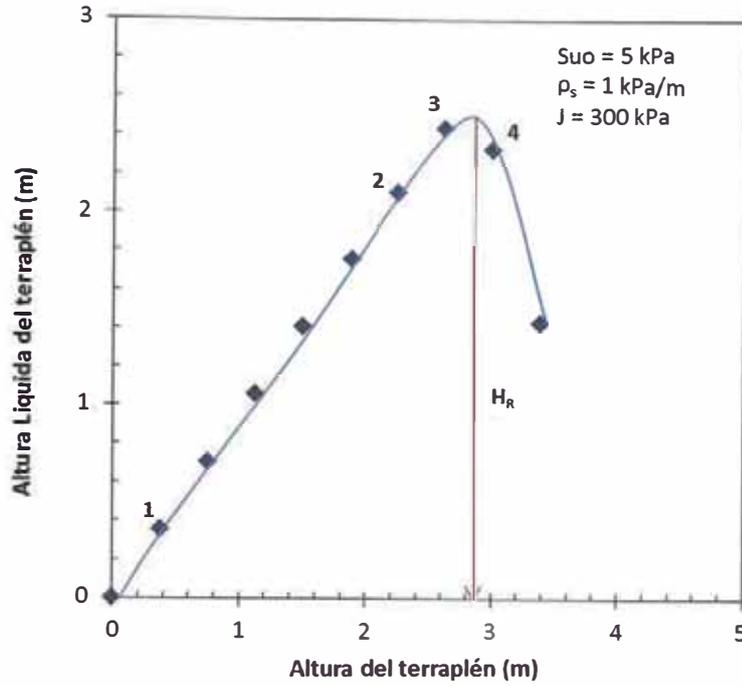


Figura 4.2 Altura líquida

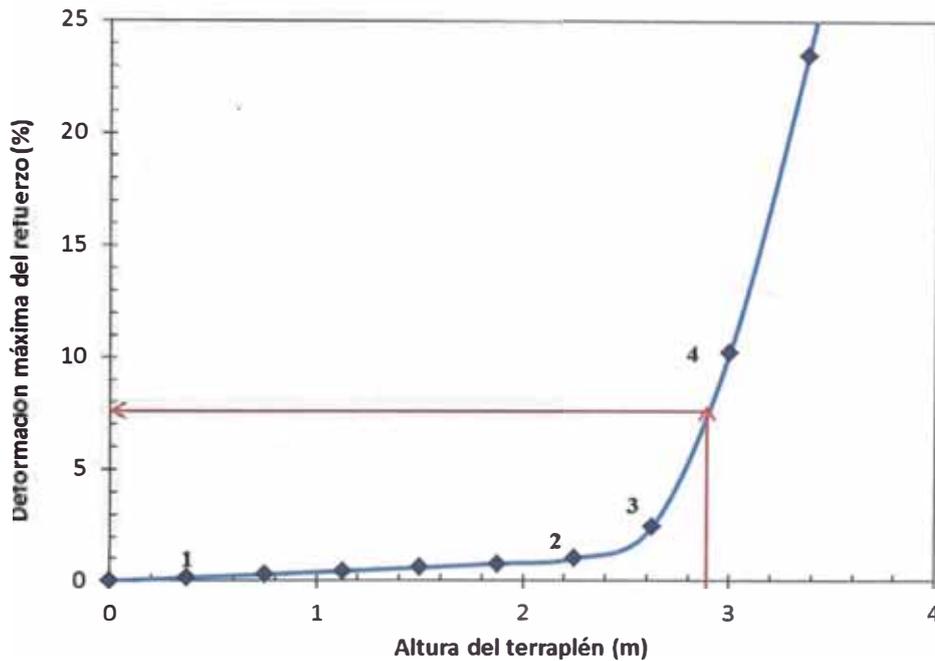


Figura 4.3 Deformación de compatibilidad del refuerzo

Los puntos de la curva numerados, serán presentados a continuación en las Figura 4.4 a la Figura 4.7, allí se indican las etapas de construcción donde se produce la plastificación del suelo de fundación.

En los siguientes perfiles, las áreas rojas indican la plastificación del suelo, donde se presenta una mayor concentración de las tensiones cizallantes a lo largo de la potencial superficie de ruptura.

La Figura 4.4, representa el Punto 1 y se muestra el estado de la fundación después de la colocación de la primera capa de terraplén, antes que el suelo comience a plastificar.

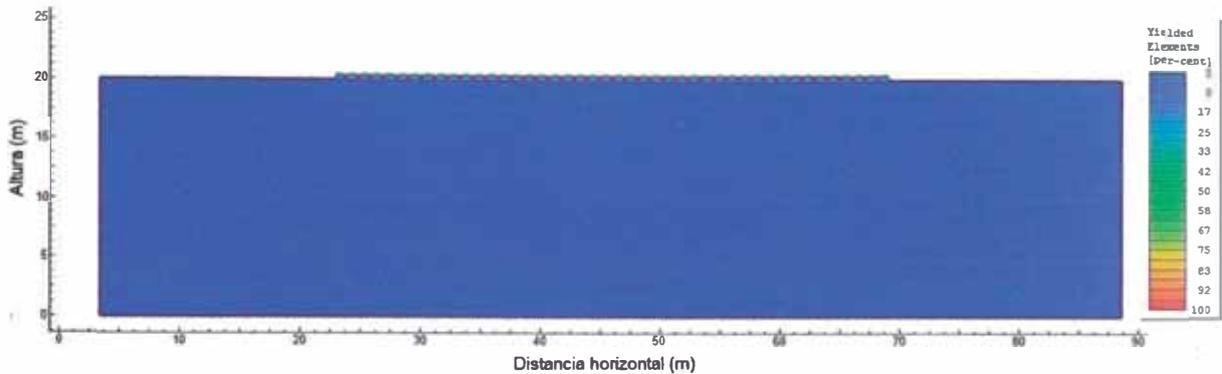


Figura 4.4 Punto 1 - Estado de la fundación una etapa anterior a producirse la plastificación.

La Figura 4.5 representa el estado de la fundación luego de la colocación de la sexta capa de terraplén, se muestra el inicio de la plastificación del suelo y comienza cerca del pie del talud del terraplén. En esta etapa hay aumento de los desplazamientos y las deformaciones y se muestra una plastificación parcial de las áreas próximas a la superficie de ruptura.

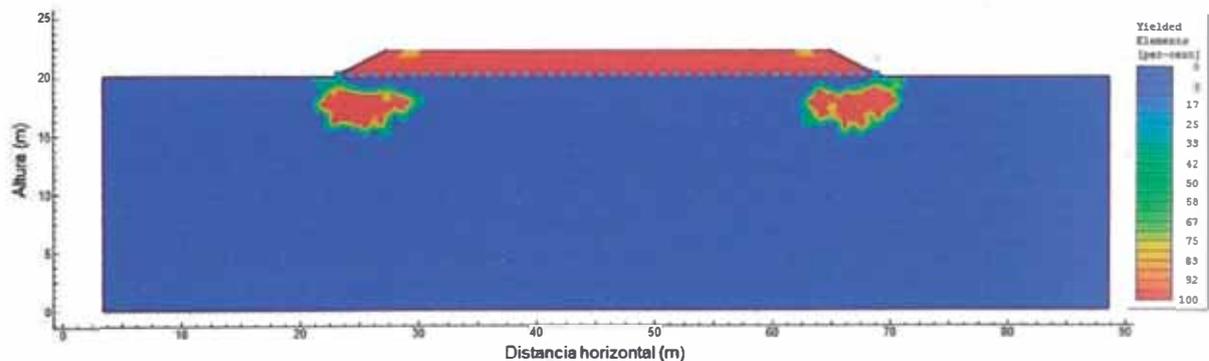


Figura 4.5 Punto 2 - Estado de la fundación al inicio de la plastificación.

La Figura 4.6 muestra el estado de la fundación en una etapa de construcción del terraplén antes de ocurrir la ruptura de la fundación. Los desplazamientos son mayores debido a las tensiones cortantes producidas a lo largo de la superficie de ruptura y la plastificación ocurre a lo largo y próximo a esta superficie, en este caso se muestra una superficie circular de ruptura. Se observa el aumento de las áreas en rojo a lo largo del terraplén.

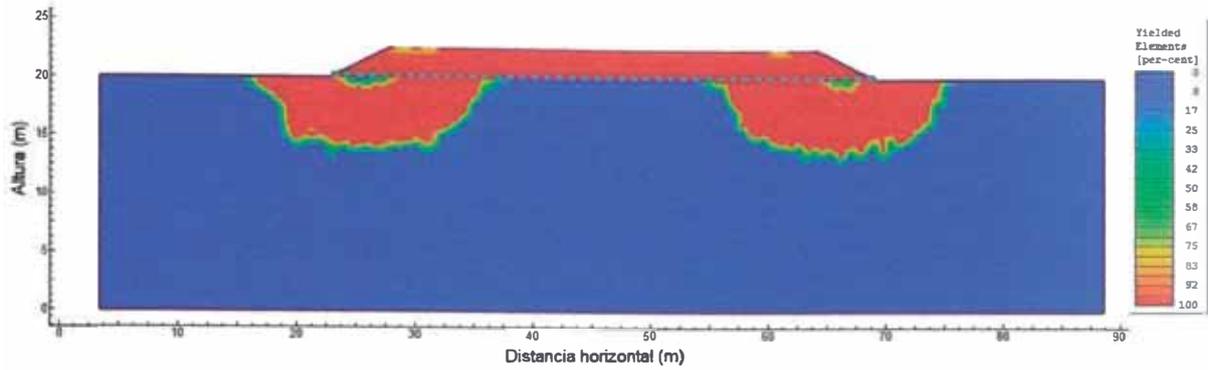


Figura 4.6 Punto 3 - Estado de la fundación una etapa anterior a producirse la ruptura.

La Figura 4.7 muestra el estado de la fundación después de ocurrida la ruptura, donde se presenta en la gráfica como la caída de altura líquida. Los desplazamientos ocurren de forma generalizada en toda la fundación y son muy elevados. Según Rowe & Soderman (1985) esta etapa es denominada de “ruptura controlada” donde la altura útil del terraplén cae a medida que se colocan nuevas capas; para soportar los esfuerzos generados por las capas adicionales se producen grandes deformaciones en el refuerzo y en el suelo de fundación.

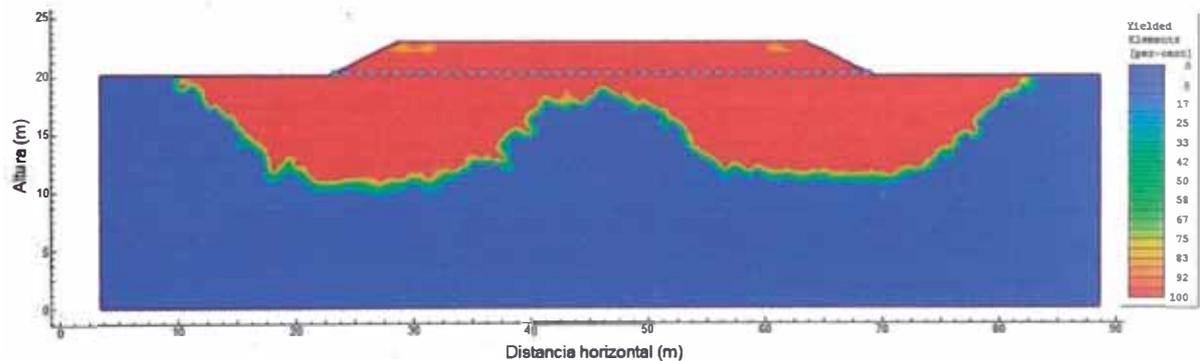


Figura 4.7 Punto 4 - Estado de la fundación en la etapa posterior a la ruptura.

Se observa la plastificación en toda la extensión de la fundación a lo largo de la base del terraplén reforzado.

Los resultados muestran concordancia con los modelos de ruptura para terraplenes reforzados sobre suelos blandos descritos por Oliveira (2006) que corresponden al modo de ruptura por plastificación.

4.3.2 Influencia de la capa superficial de arena

Para visualizar la influencia de la arena en el mecanismo de ruptura, fueron obtenidos los vectores desplazamiento en cada nudo de la malla en el momento de falla del terraplén, el suelo blando de fundación presenta un perfil de resistencia de $S_{u0} = 5 \text{ kPa}$ y $\rho = 1 \text{ kPa/m}$ y refuerzo de $J = 300 \text{ kN/m}$.

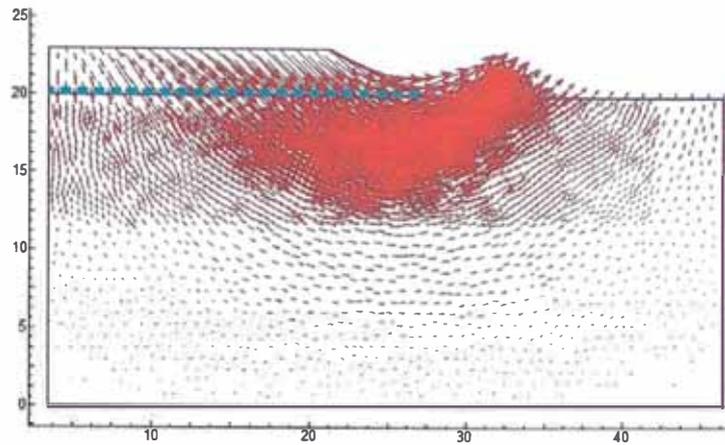
Los vectores desplazamiento indican la dirección y la magnitud relativa de los movimientos del suelo en el inicio de la ruptura. Los vectores desplazamiento disminuyen con la profundidad, así como las deformaciones en el suelo, con el aumento de la resistencia con la profundidad.

El terraplén construido sobre suelo blando y sin la capa de arena (Figura 4.8 a) alcanza una altura de ruptura de $H_R = 2,9\text{m}$ y los vectores indican que el mecanismo de ruptura comienza próximo al talud, en el pie del terraplén, y se extiende hasta una profundidad de aproximadamente 6,5m; se observa que los desplazamientos son mayores próximos a la superficie del terreno y van disminuyendo con la profundidad.

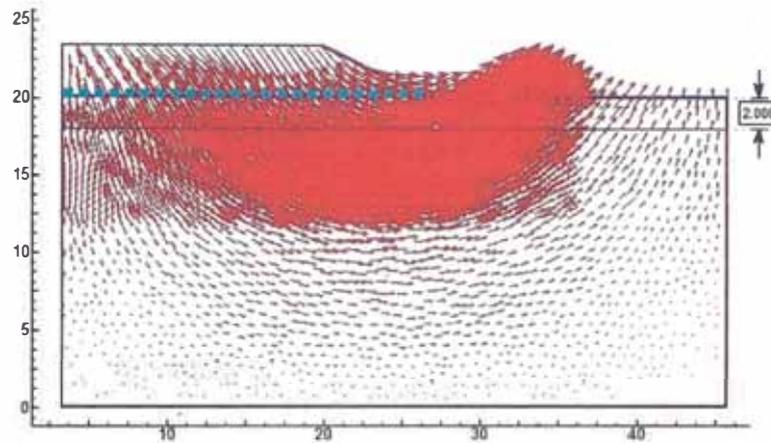
En la Figura 4.8 (b), el caso del terraplén sobre una capa de arena de 2m, el mecanismo de ruptura es desplazado verticalmente por debajo de la capa de arena, donde presenta mayor concentración de los vectores y es por esta razón que el terraplén rompe con una altura de $H_R = 3,3 \text{ m}$ y el mecanismo de ruptura se extiende hasta una profundidad de 9,0 m.

En la Figura 4.8 (c), los vectores desplazamiento indican que el mecanismo de ruptura se desplaza en dirección al centro del terraplén hasta llegar a una profundidad de aproximadamente 11m y una altura mayor de $H_R = 4,25 \text{ m}$.

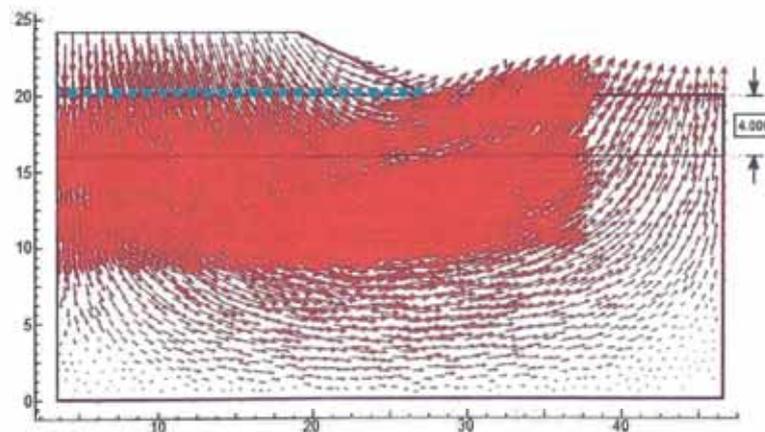
Es posible observar en la Figura 4.8(b y c) que la presencia de la capa de arena en la superficie puede mudar significativamente el mecanismo de ruptura.



(a) Sin arena



(b) con 2m de arena



(c) con 4m de arena

Figura 4.8 Influencia de la arena en los vectores desplazamientos del mecanismo de ruptura del terraplén con $S_{uo}=5$ kPa, $\rho= 1,0$ kPa/m, $J=300$ kN/m y $A=0$ (a), 2m (b) y 4m (c).

4.3.3 Resultados de la altura de ruptura del terraplén y la deformación del refuerzo

Los resultados fueron organizados en gráficos, los cuales muestran las curvas de altura líquida y altura de ruptura del terraplén, así como las respectivas deformaciones del refuerzo, para los terraplenes construidos sobre arcilla con una capa de arena de 2 m y 4 m en la superficie.

Mediante el MEF, fue obtenida la fuerza movilizada en el refuerzo para cada etapa y a partir de esta fuerza (T) y la rigidez del refuerzo (J) se calcularon las deformaciones ε .

En las siguientes figuras, se presentan las variaciones de las alturas de ruptura y de deformaciones del refuerzo para los casos analizados con diferentes parámetros de S_{u0} y ρ , para fundaciones sin arena y con espesor de arena de 2 m y 4 m con diferente rigidez del refuerzo J en kN/m.

Aquí se presentan los resultados de estos análisis, en estos gráficos se verifica el aumento de las alturas y de las deformaciones máximas del refuerzo en función de la rigidez y del espesor de la capa de arena.

En el modelaje de terraplenes construido directamente sobre arcilla, el comportamiento es similar a los resultados obtenidos por Hichberger & Rowe (2003) y la altura de ruptura del terraplén aumenta, a medida que aumenta la rigidez del refuerzo la deformación es menor. En los terraplenes con arena en la superficie del terreno se verificó un comportamiento similar al caso de la fundación sin arena, pero las alturas de ruptura obtenidas son mayores, por lo tanto la deformación es menor, cuanto más espesor tenga la capa de arena mayor podrá ser la altura del terraplén.

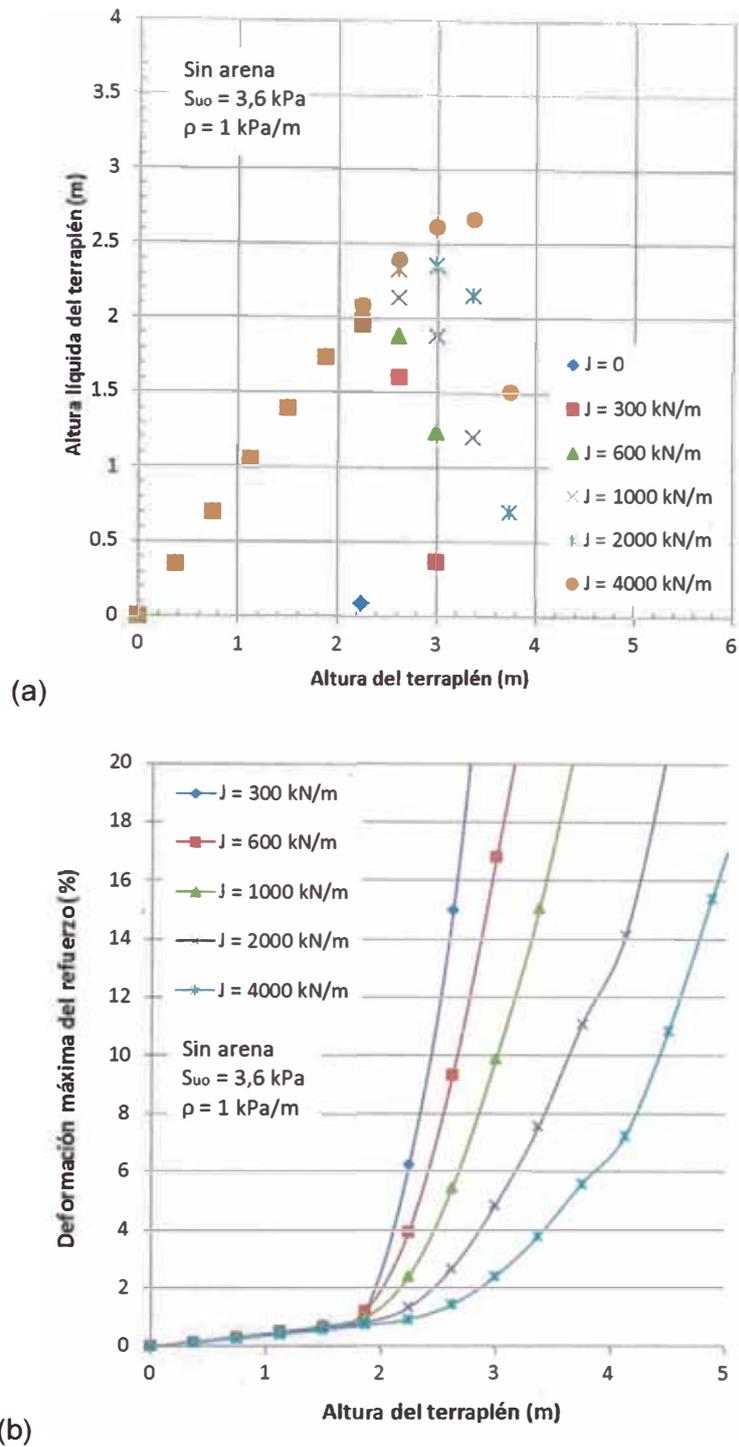


Figura 4.9 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=3.6 \text{ kPa}$ y $\rho=1.0 \text{ kPa/m}$.

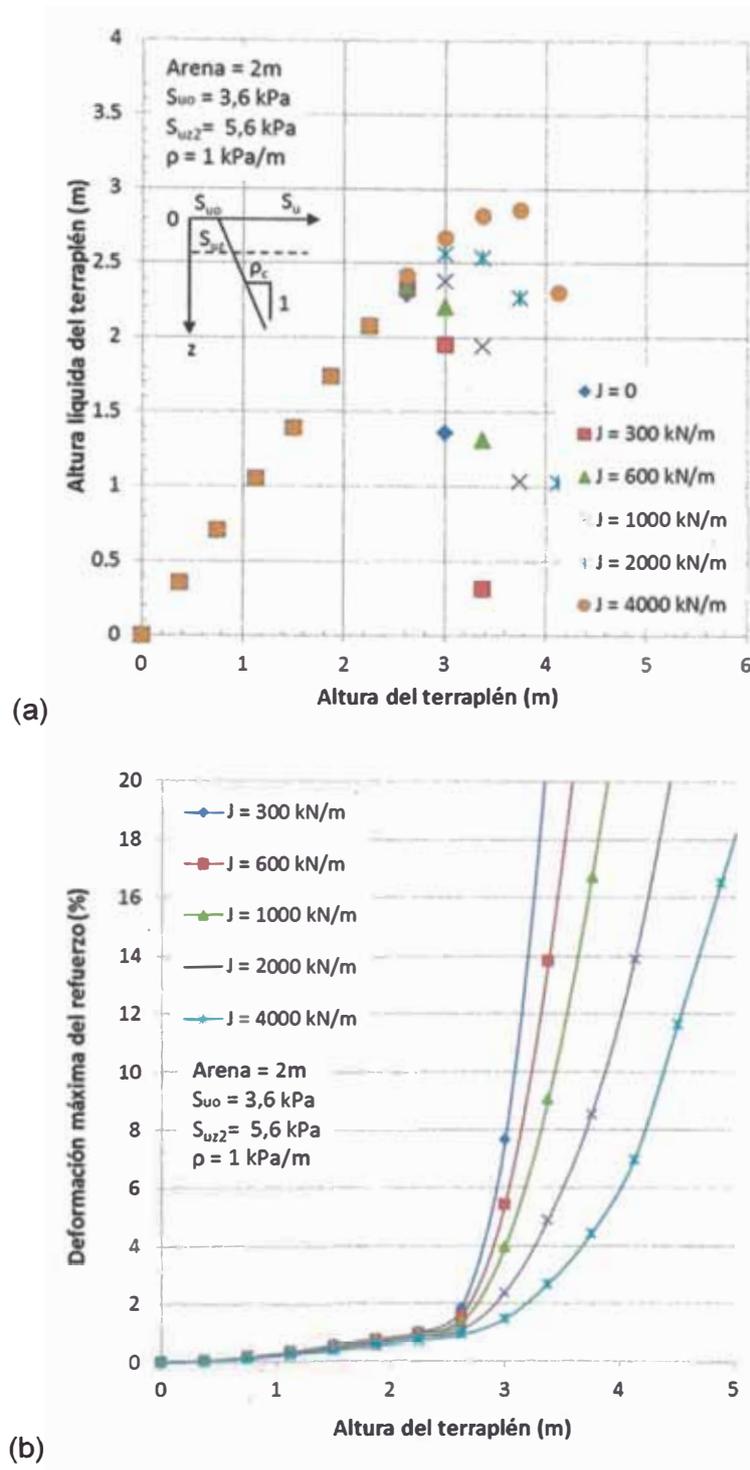


Figura 4.10 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 5.6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.0 \text{ kPa/m}$.

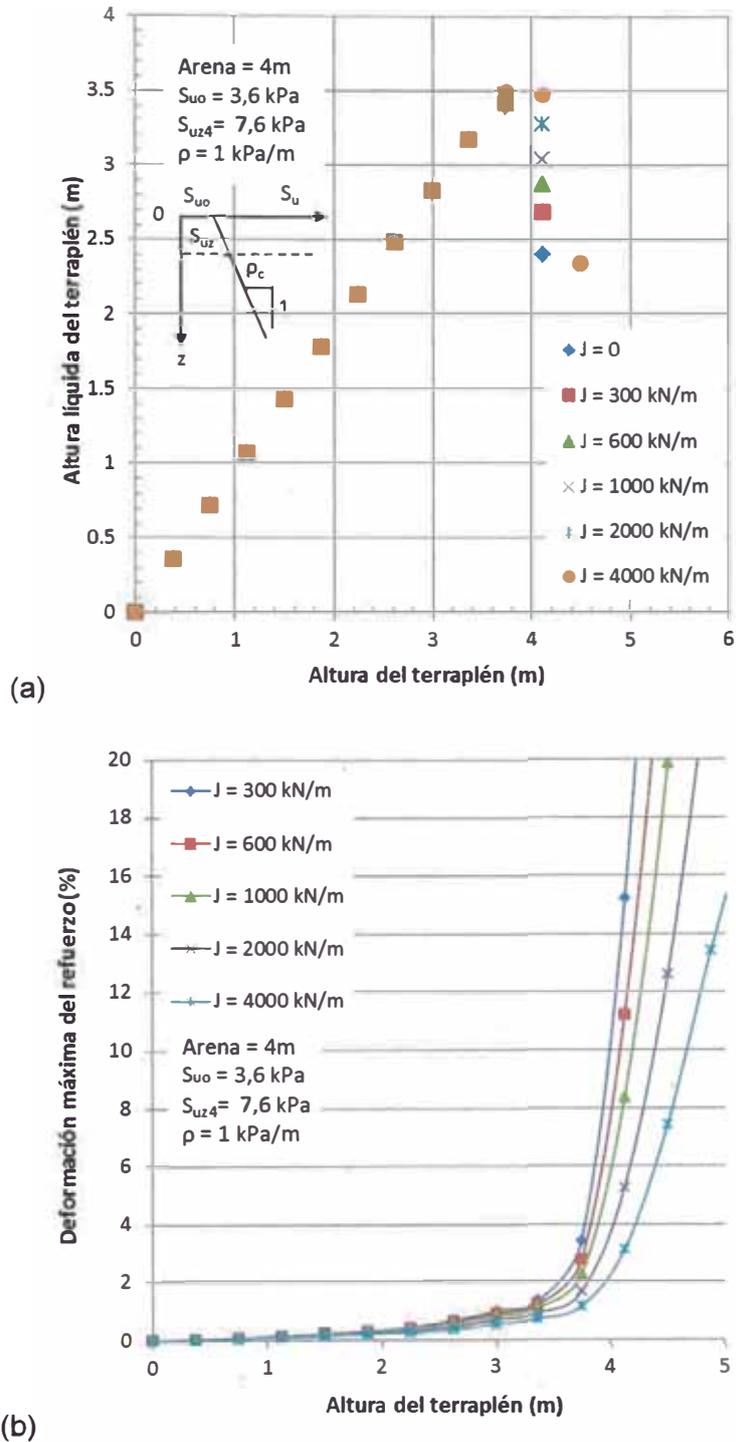


Figura 4.11 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 7.6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.0 \text{ kPa/m}$.

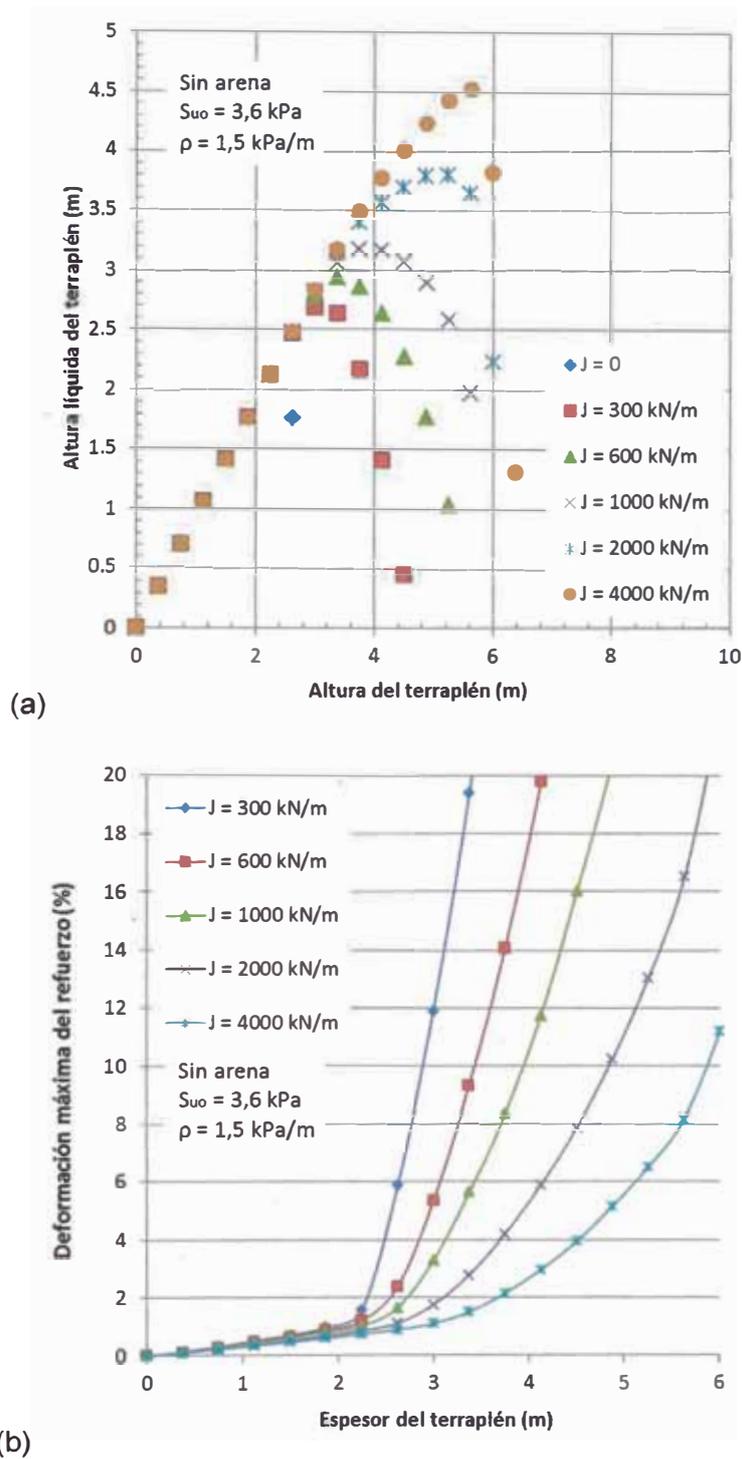


Figura 4.12 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=3.6 \text{ kPa}$ y $\rho=1.5 \text{ kPa/m}$.

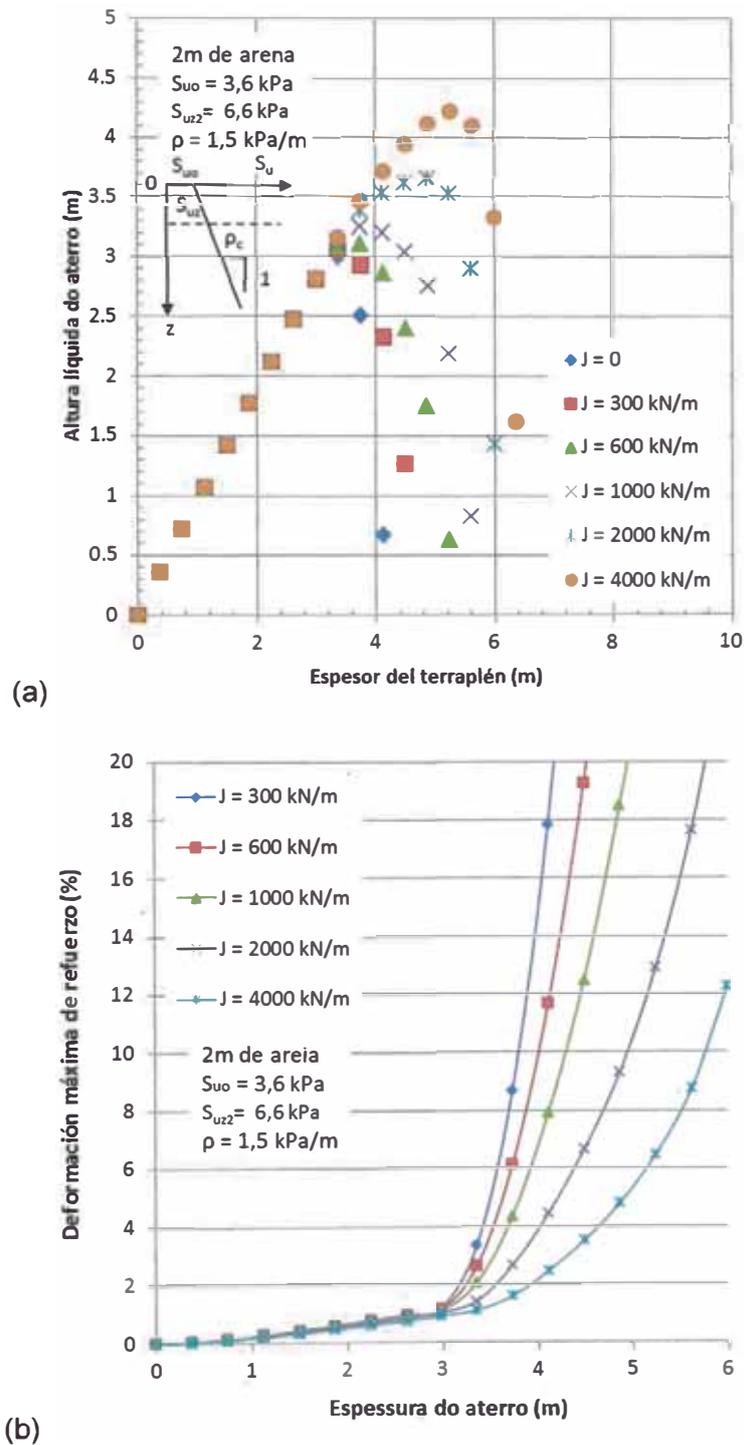


Figura 4.13 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 6.6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.5 \text{ kPa/m}$.

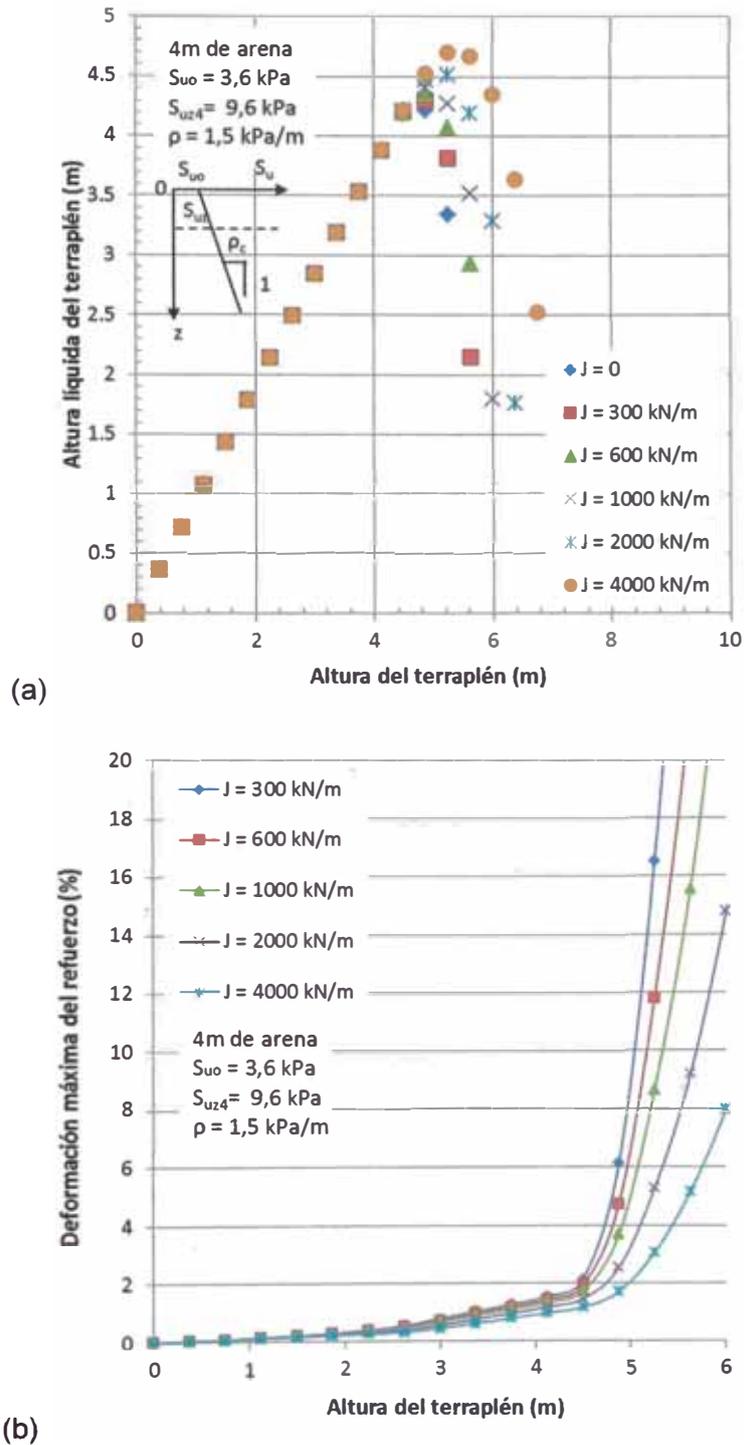
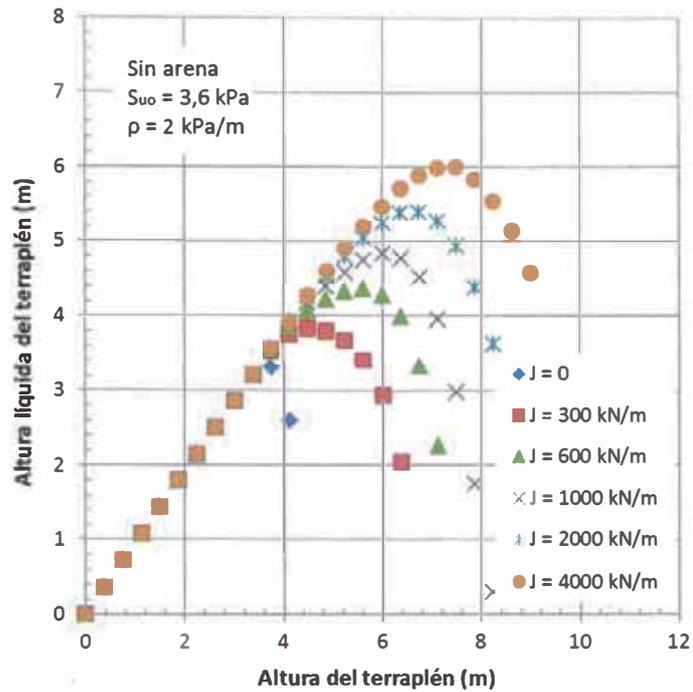
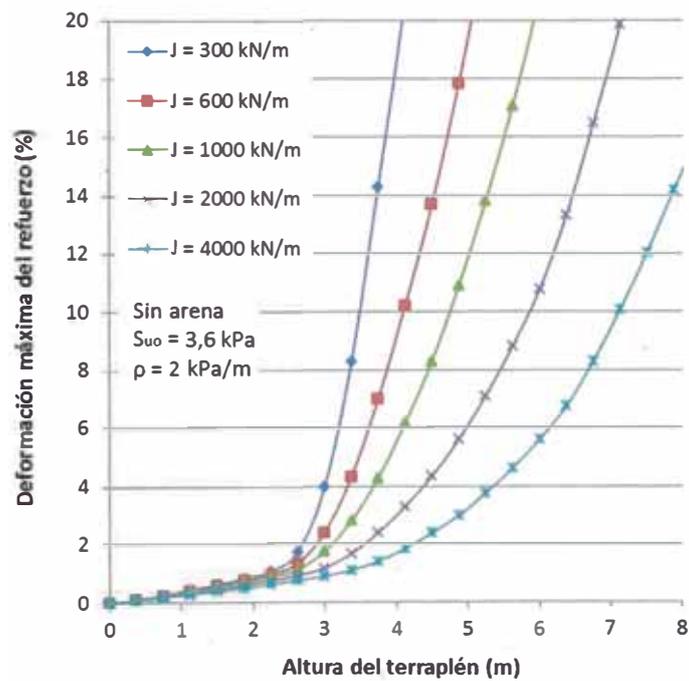


Figura 4.14 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena y con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 9.6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.5 \text{ kPa/m}$.

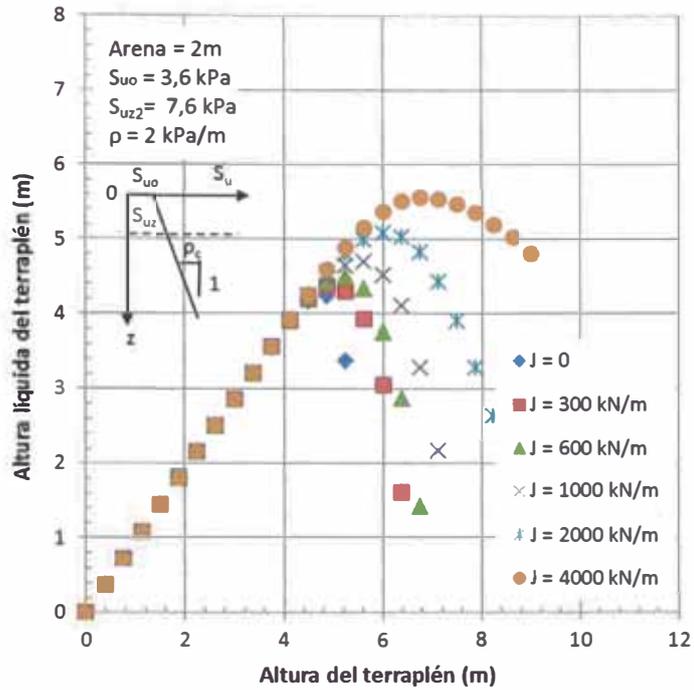


(a)

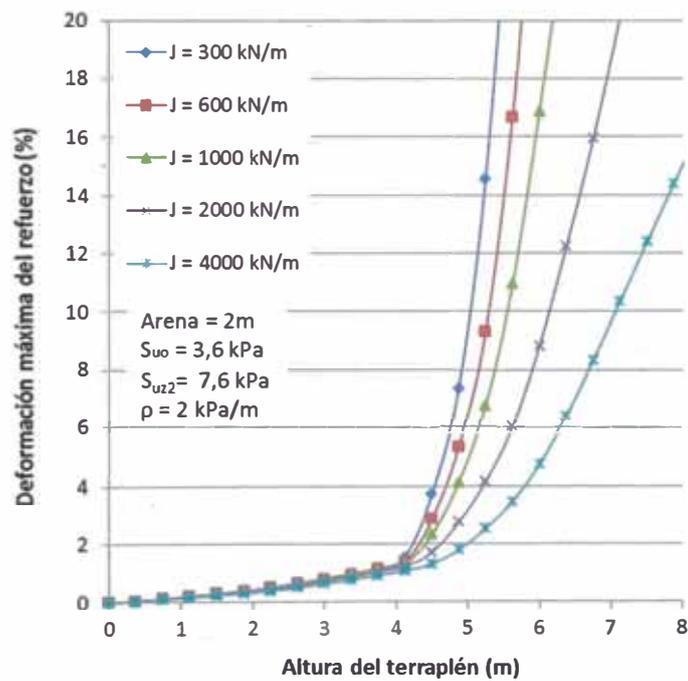


(b)

Figura 4.15 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=3.6 \text{ kPa}$ y $\rho=2.0 \text{ kPa/m}$.

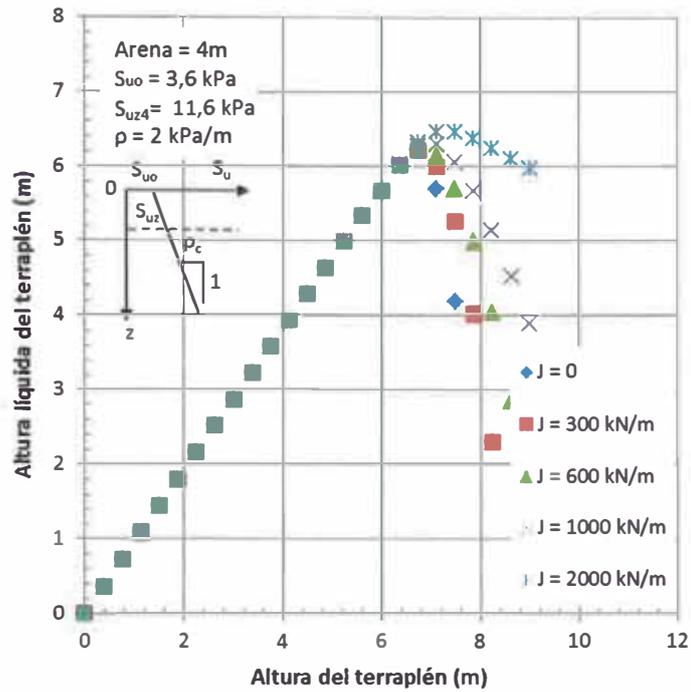


(a)

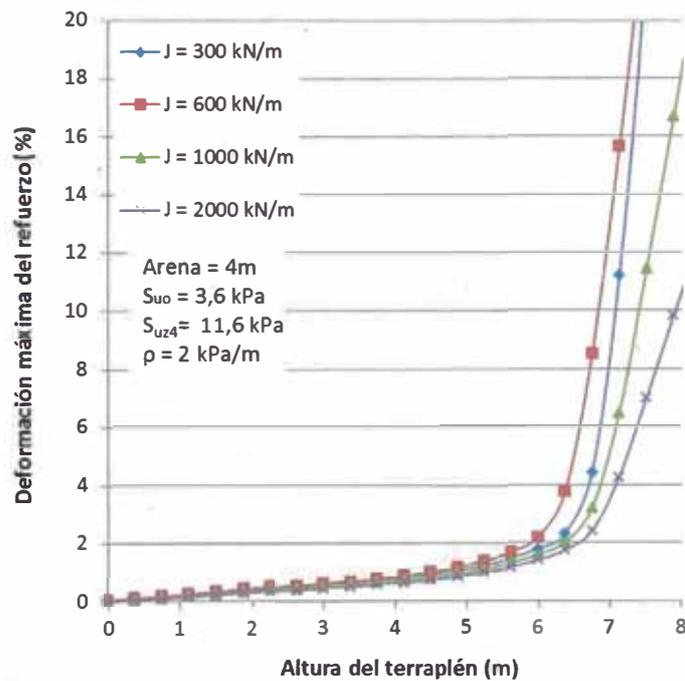


(b)

Figura 4.16 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 7.6 \text{ kPa}$ y $\rho = 2.0 \text{ kPa/m}$.

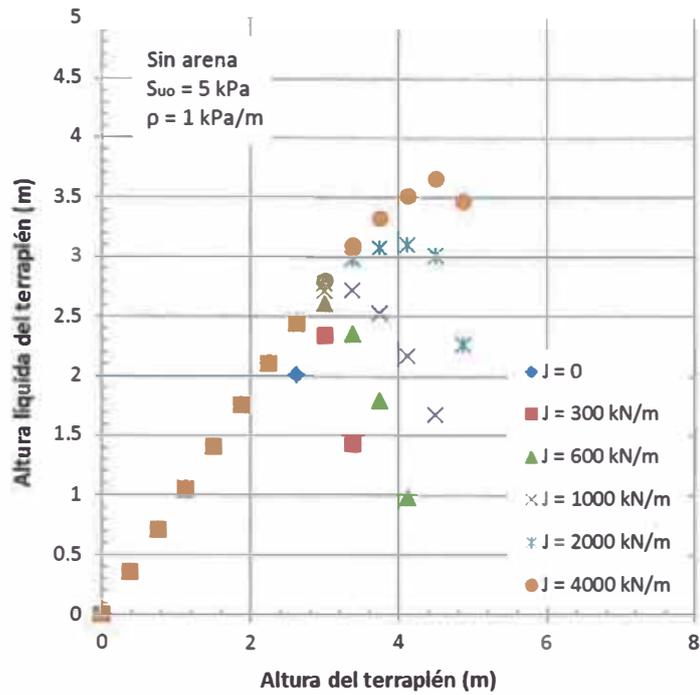


(a)

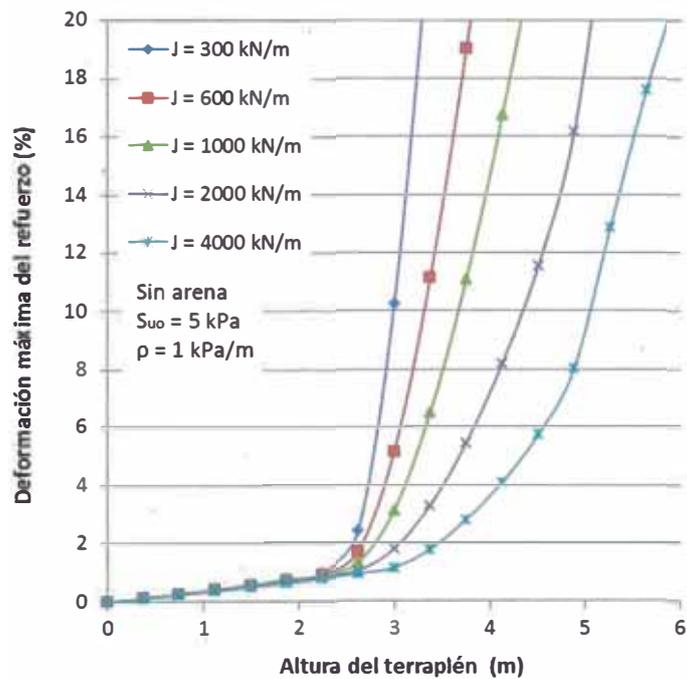


(b)

Figura 4.17 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4}=11.6 \text{ kPa}$ y $\rho=2.0 \text{ kPa/m}$.



(a)



(b)

Figura 4.18 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=5 \text{ kPa}$ y $\rho=1.0 \text{ kPa/m}$.

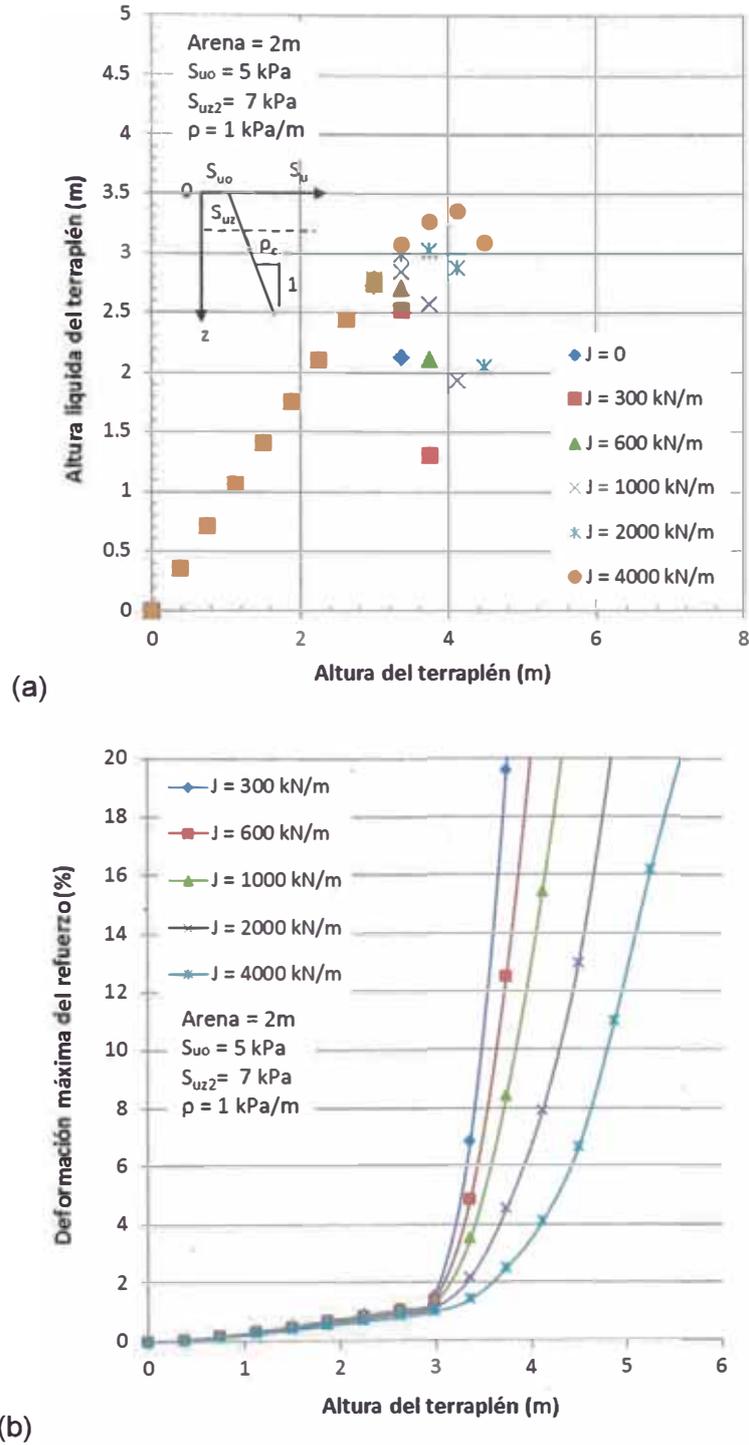


Figura 4.19 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 7 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.0 \text{ kPa/m}$.

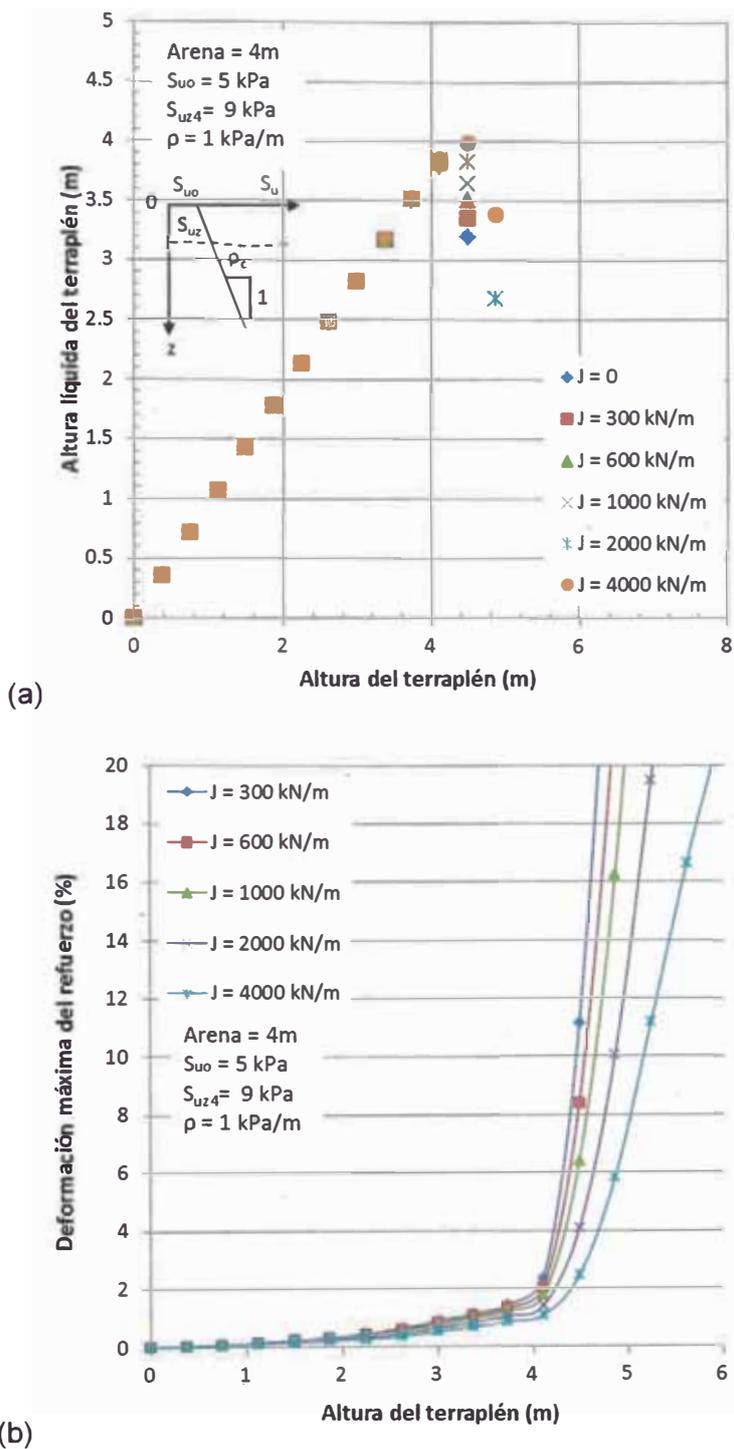


Figura 4.20 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 9 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.0 \text{ kPa/m}$.

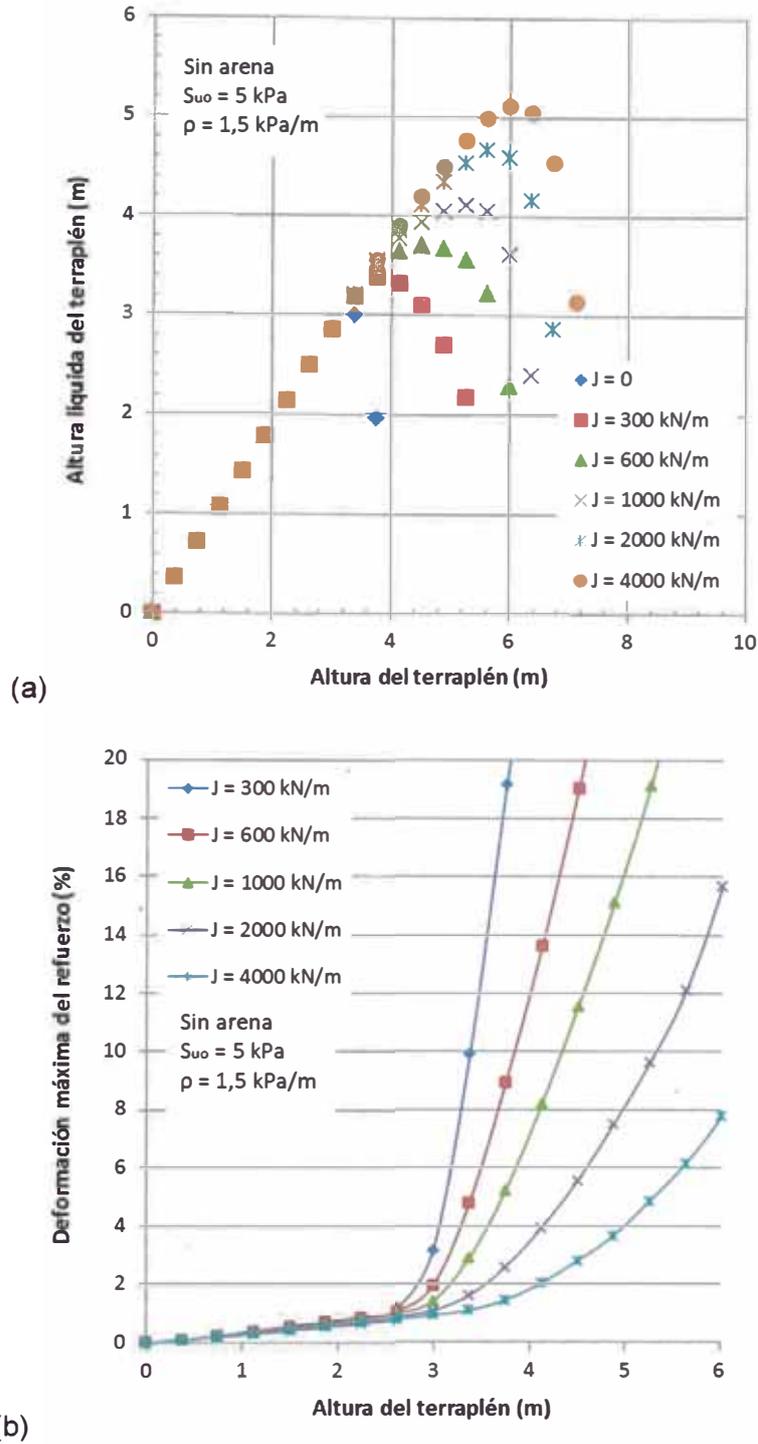


Figura 4.21 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=5 \text{ kPa}$ y $\rho=1.5 \text{ kPa/m}$.

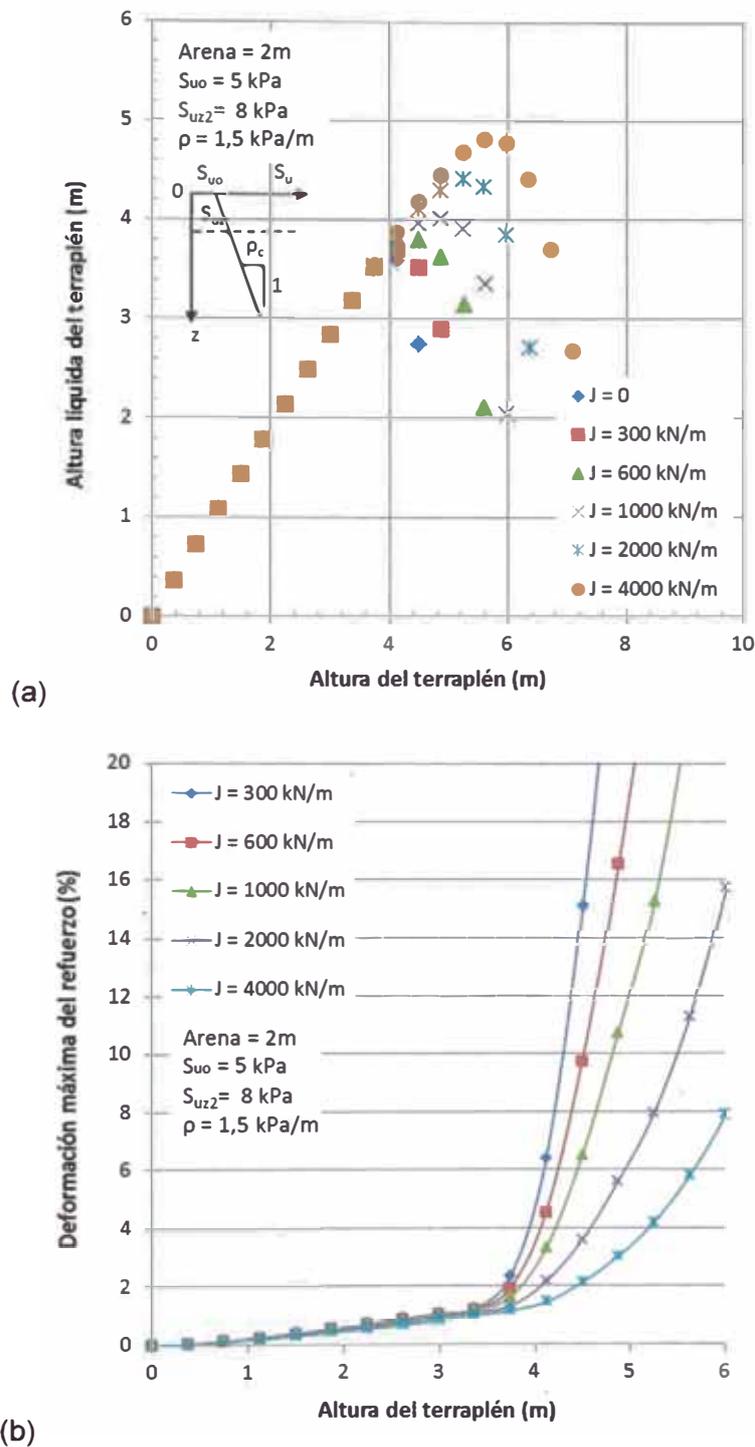


Figura 4.22 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 8 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.5 \text{ kPa/m}$.

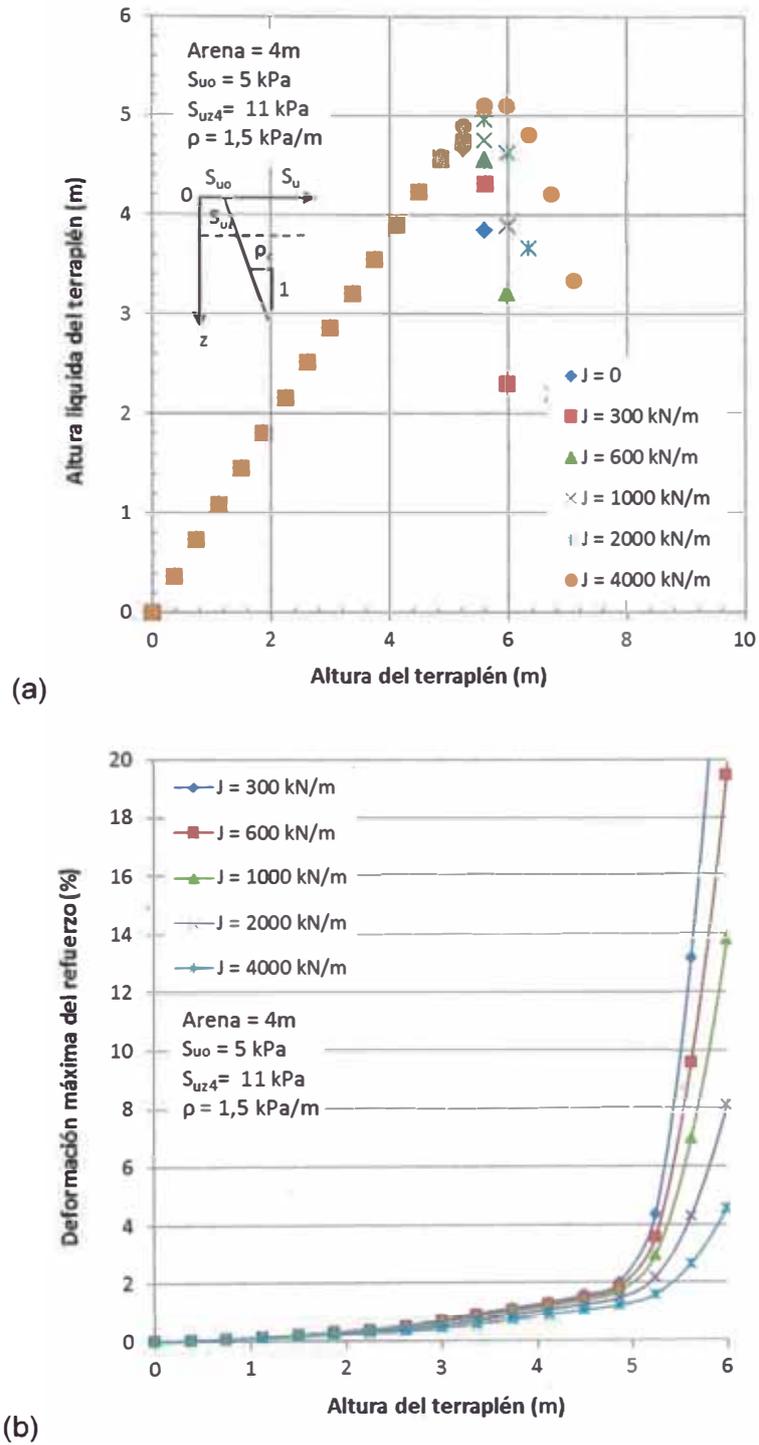
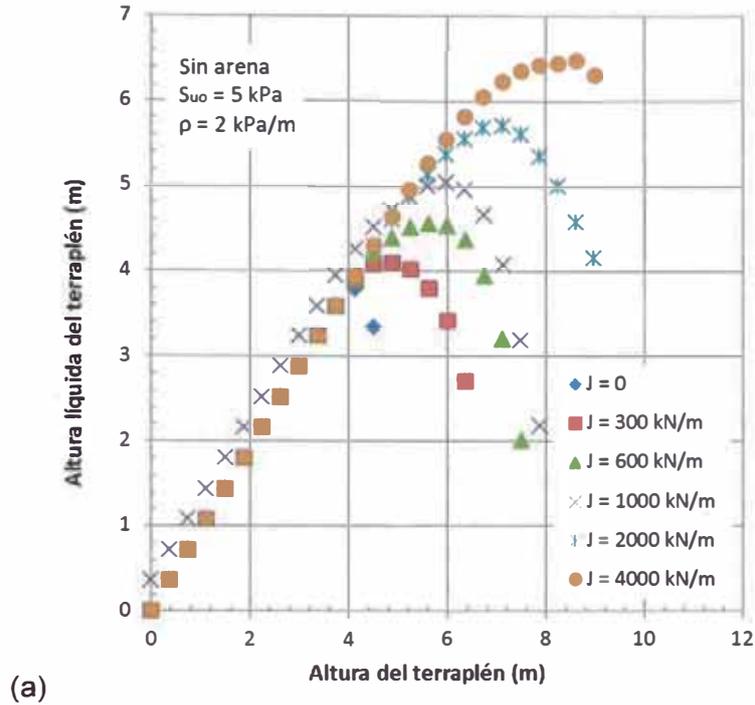
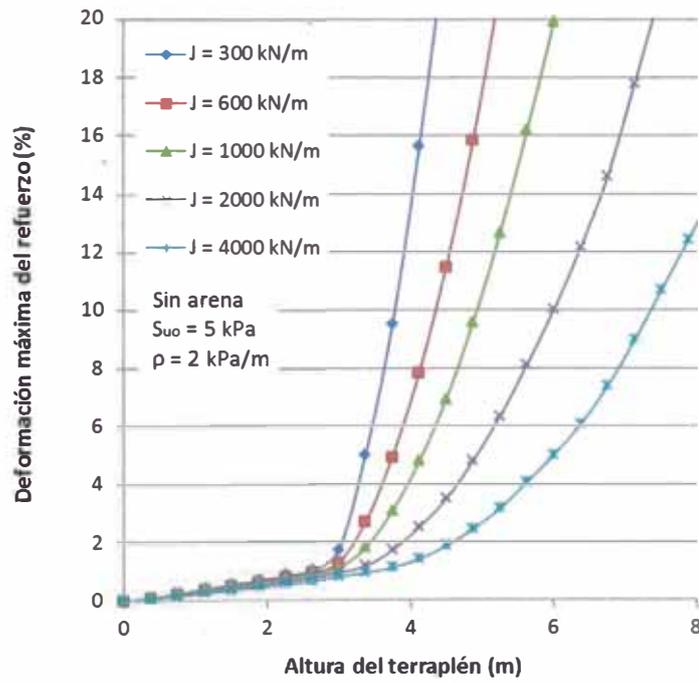


Figura 4.23 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 11 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.5 \text{ kPa/m}$.



(a)



(b)

Figura 4.24 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y S_{uo}=5 kPa y ρ=2.0 kPa/m.

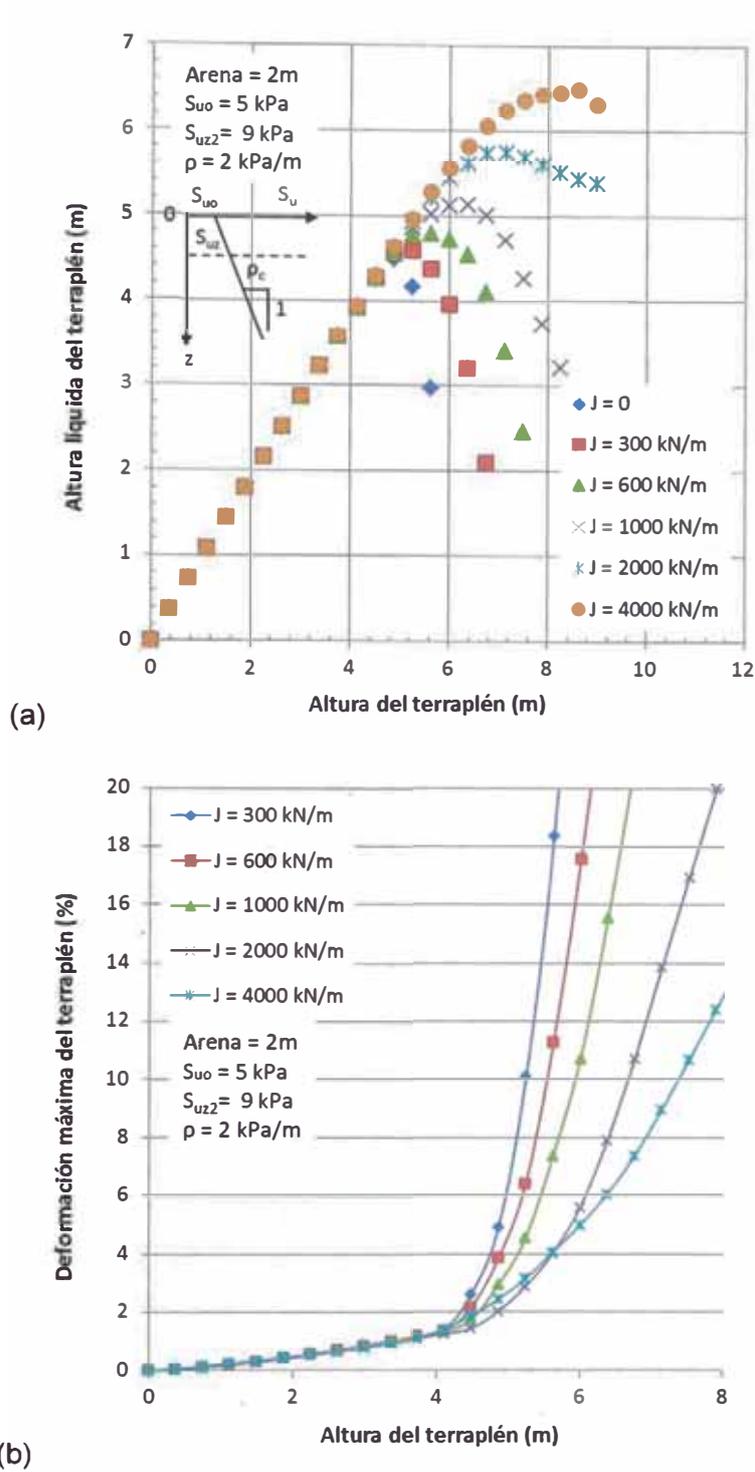


Figura 4.25 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 9 \text{ kPa}$ y $\rho = 2.0 \text{ kPa/m}$.

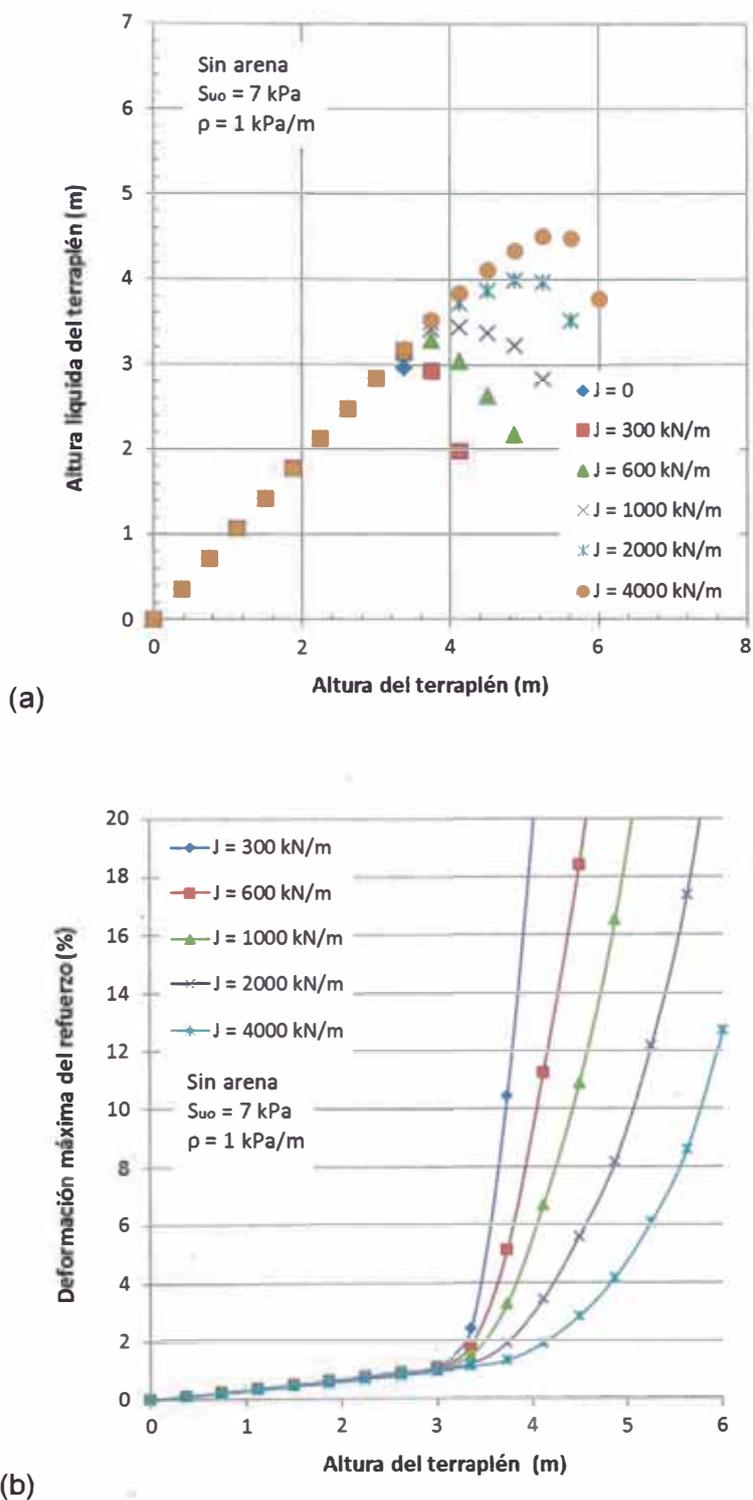
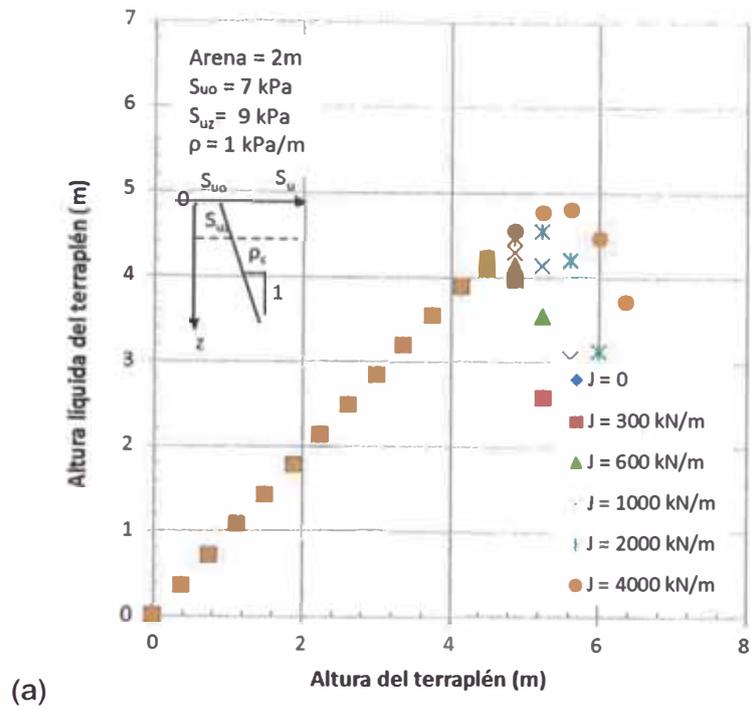
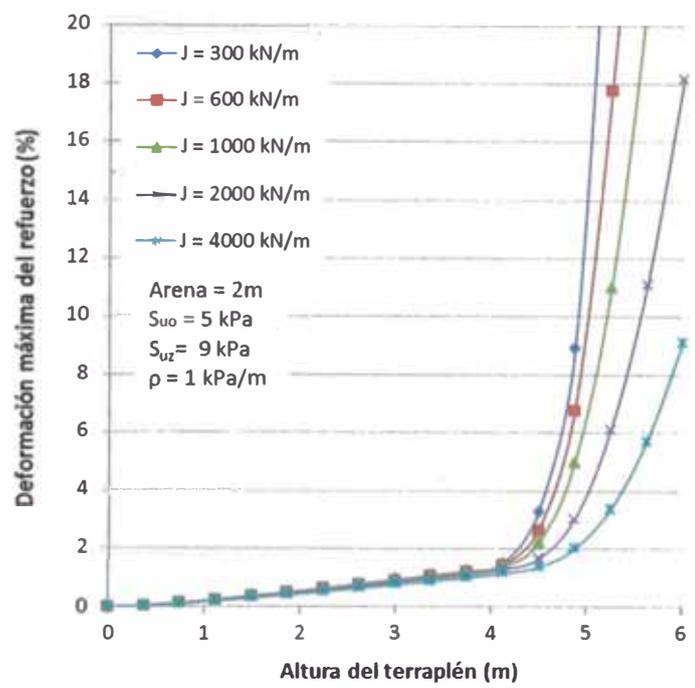


Figura 4.26 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{uo}=7 \text{ kPa}$ y $\rho=1.0 \text{ kPa/m}$.

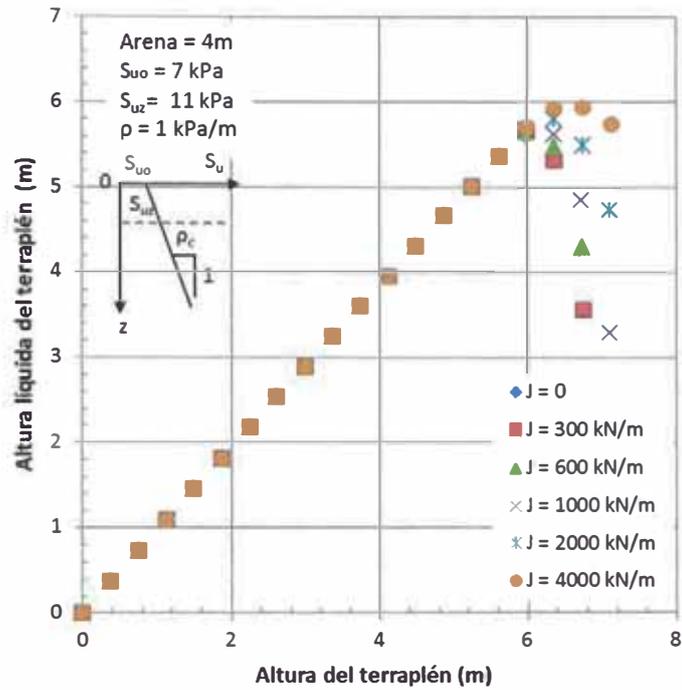


(a)

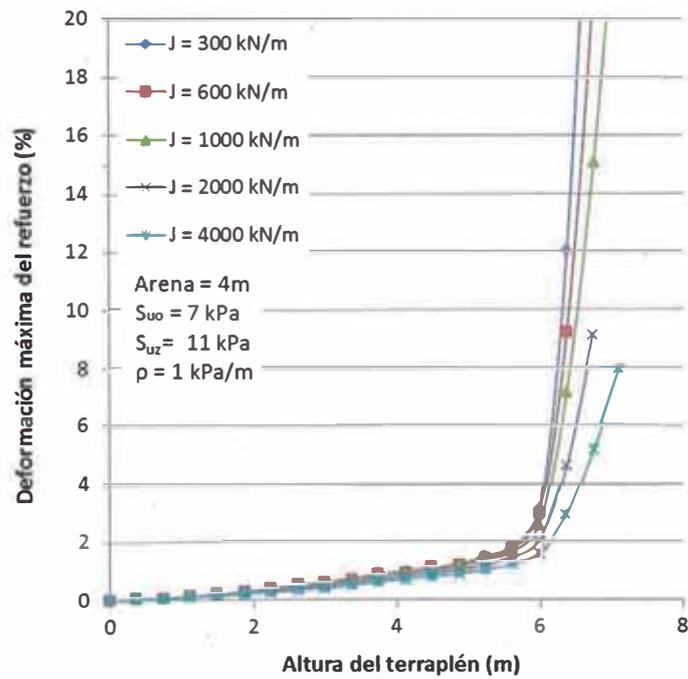


(b)

Figura 4.27 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 9$ kPa y $\rho = 1.0$ kPa/m.

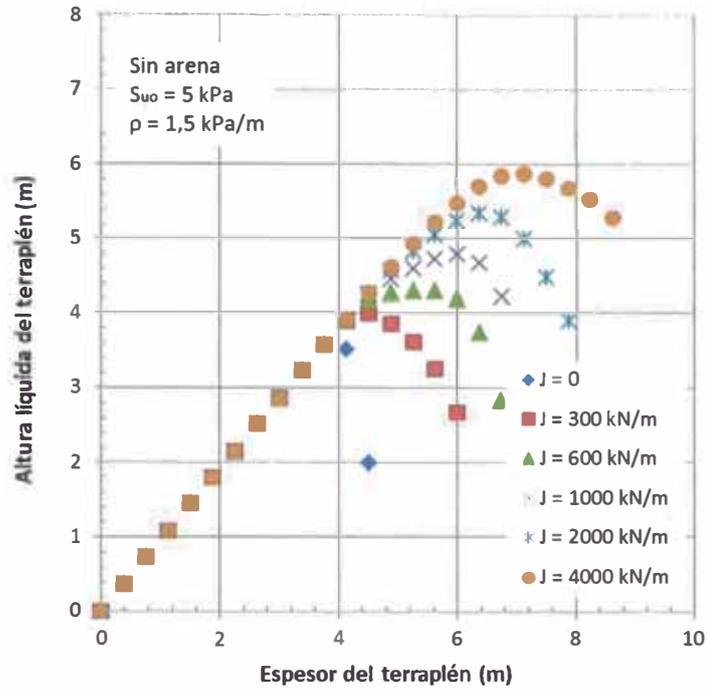


(a)

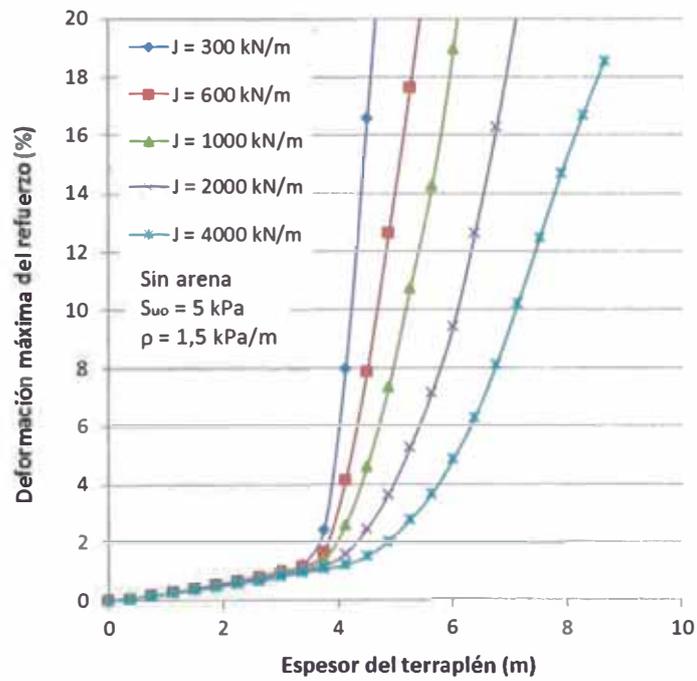


(b)

Figura 4.28 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz} = 11 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.0 \text{ kPa/m}$.

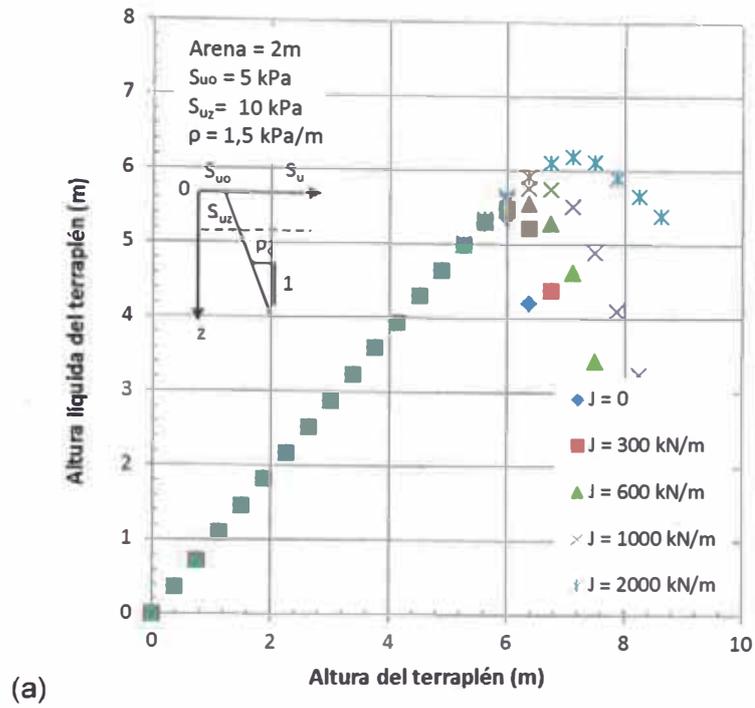


(a)

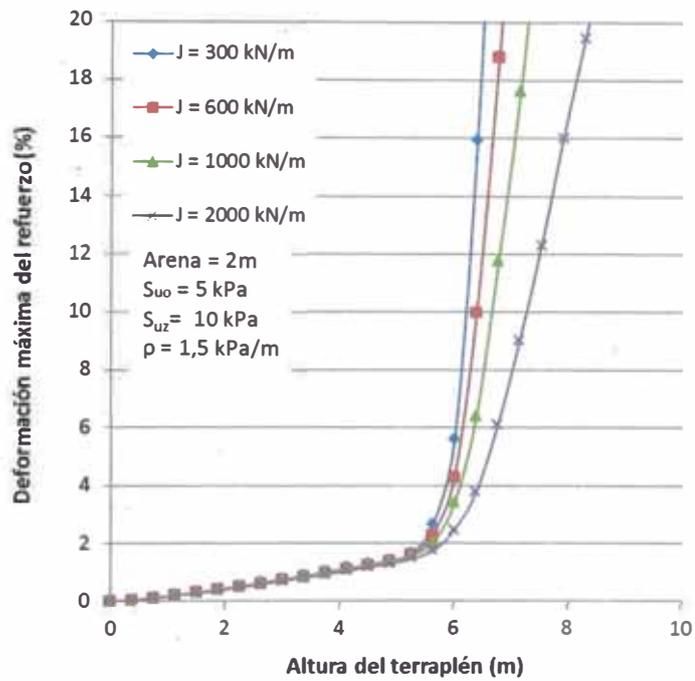


(b)

Figura 4.29 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b), para una fundación sin arena y $S_{u0}=5$ kPa y $\rho=1.5$ kPa/m.



(a)



(b)

Figura 4.30 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 10 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.5 \text{ kPa/m}$.

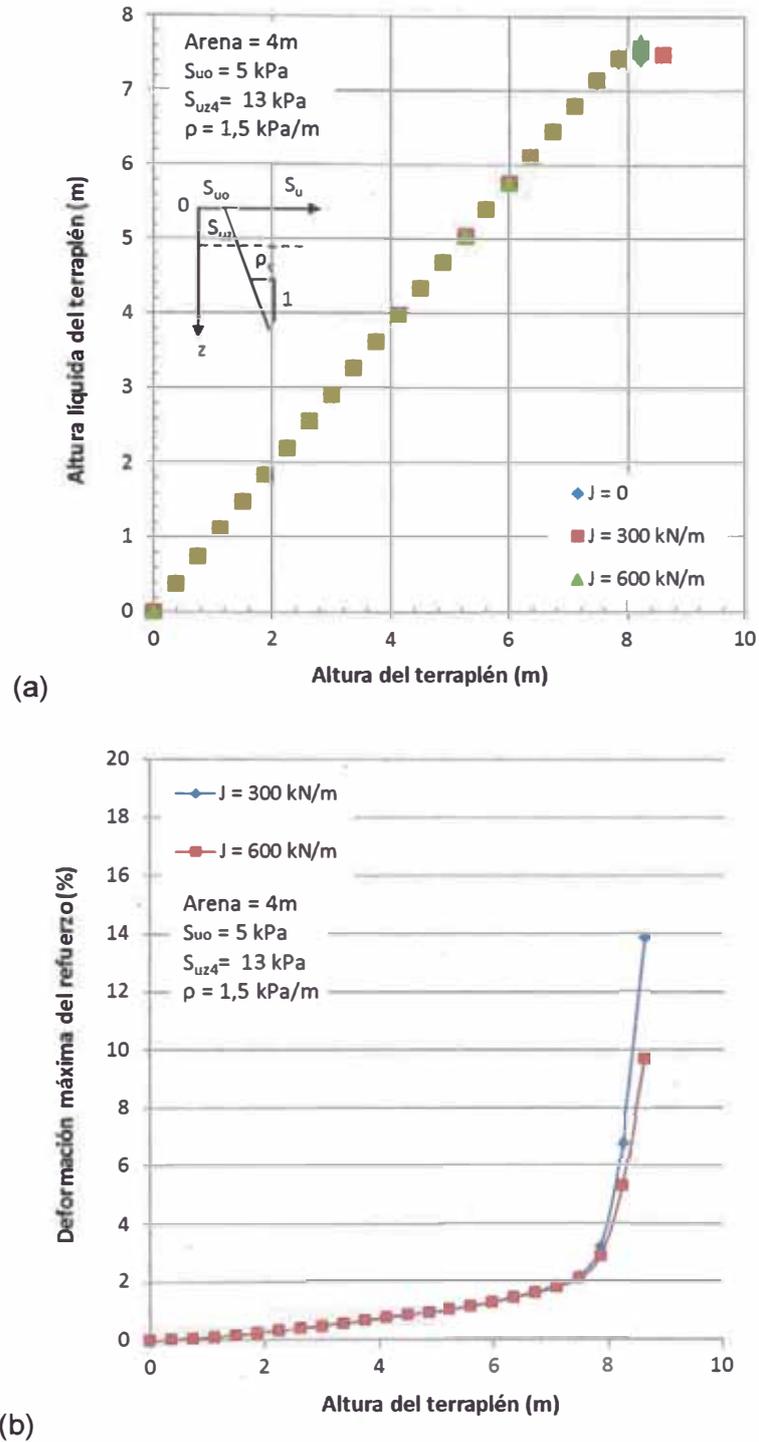


Figura 4.31 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 4 m de arena, con resistencia no drenada a 4 m de profundidad $S_{uz4} = 13 \text{ kPa}$ y $\rho = 1.5 \text{ kPa/m}$.

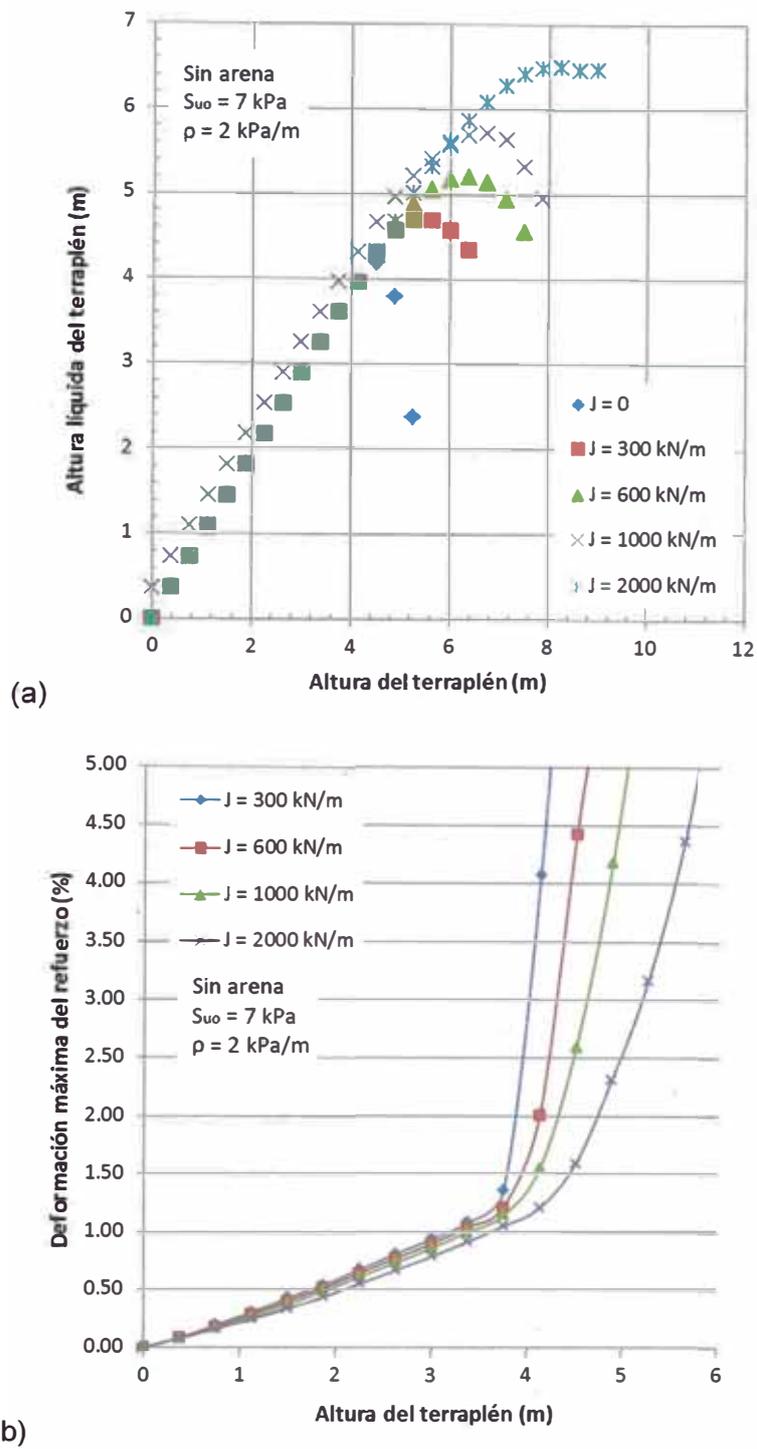


Figura 4.32 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación sin arena y $S_{uo}=7$ kPa y $\rho=2.0$ kPa/m.

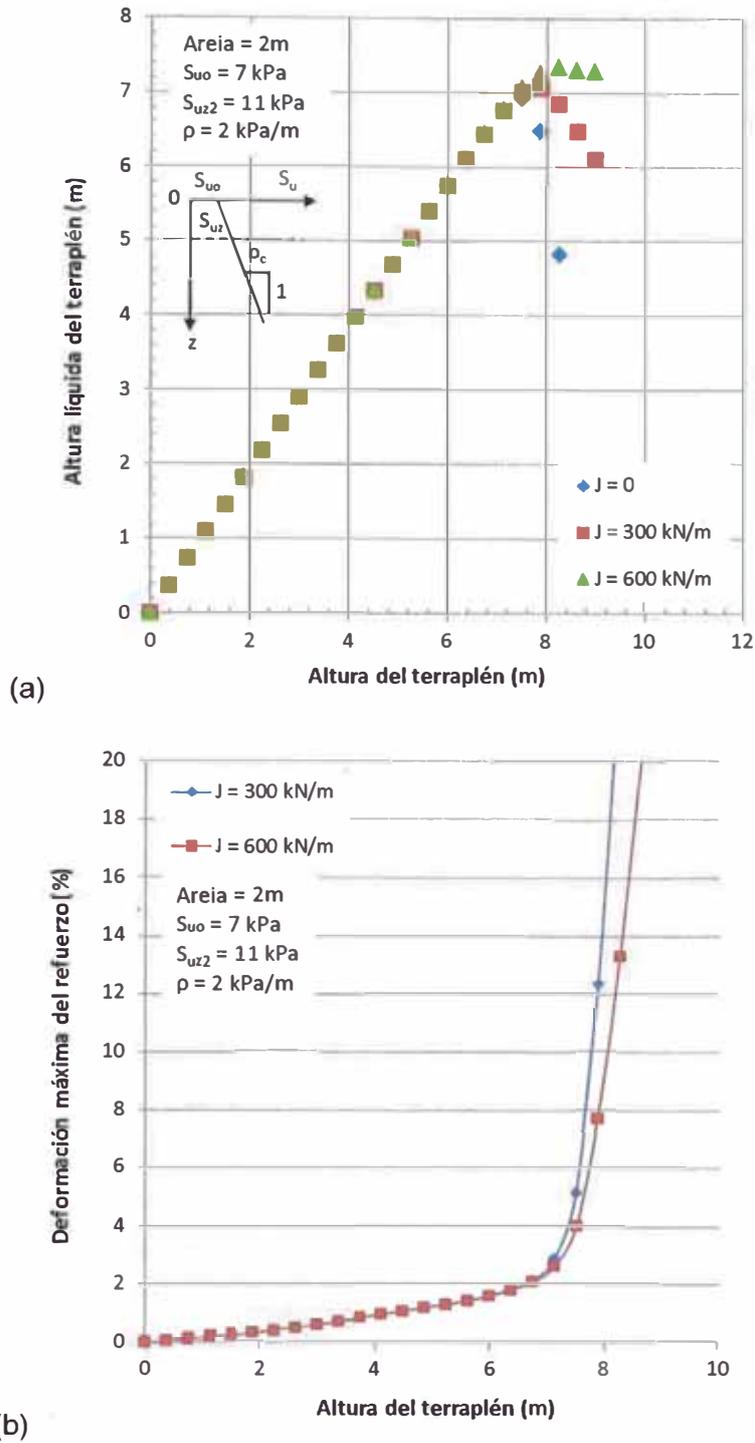


Figura 4.33 Alturas de ruptura (a) y deformaciones máximas del refuerzo con el aumento de la rigidez del refuerzo J (b) para una fundación con 2 m de arena, con resistencia no drenada a 2 m de profundidad $S_{uz2} = 11 \text{ kPa}$ y $\rho = 2.0 \text{ kPa/m}$.

Las Tablas 5-2, 5-3 e 5-4; muestran un resumen de las alturas de ruptura de los gráficos mostrados anteriormente, en las tablas se muestran como varia la

altura en función de la rigidez del refuerzo y el espesor de la capa de arena.

Tabla 4-2 Resumen de alturas de ruptura del terraplén, con $S_{uo} = 3,6$ kPa e diferente $\rho = 1,0$ kPa/m; 1,5 kPa/m e 2,0 kPa/m con diferentes J y espesores de arena (Elaboración propia).

ρ (kPa/m)	Espesor de arena (m)	Sin Refuerzo	Refuerzo de Rigidez, J kN/m				
			300	600	1000	2000	4000
1	0	1.8	2.2	2.3	2.5	2.9	3.3
	2	3.3	3.4	3.5	3.6	4	4.2
	4	4.8	4.85	4.9	4.95	5	5.1
1,5	0	2.4	3.2	3.6	4	4.6	5.3
	2	4.1	4.3	4.5	4.875	5.6	6
	4	6	6.1	6.2	6.4	6.5	7
2	0	3.6	4.5	5.2	5.8	6.3	7
	2	5.5	5.7	6	6.4	7	-
	4	6.75	6.9	7	7.2	7.4	0

Tabla 4-3 Resumen de alturas de ruptura del terraplén, con $S_{uo} = 5,0$ kPa e diferente $\rho = 1,0$ kPa/m; 1,5 kPa/m e 2,0 kPa/m con diferentes J y espesores de arena (Elaboración propia).

ρ (kPa/m)	Espesor de arena (m)	Sin Refuerzo	Refuerzo de Rigidez, J kN/m				
			300	600	1000	2000	4000
1	0	2.25	2.9	3.1	3.2	3.6	4.2
	2	3.7	3.8	4	4.1	4.6	4.8
	4	5.3	5.4	5.5	5.6	5.7	5.9
1,5	0	3.3	3.75	4.3	4.875	5.25	5.9
	2	5.2	5.3	5.6	5.8	6.4	7
	4	7.125	7.4	7.6	7.8	8.25	-
2	0	4	4.45	5.15	6	6.75	7.875
	2	6.2	6.4	6.8	7.2	-	-
	4	8.4	8.6	8.8	9	-	-

Tabla 4-4 Resumen de alturas de ruptura del terraplén, con $S_{uo} = 7 \text{ kPa}$ e diferente $\rho = 1,0 \text{ kPa/m}$; $1,5 \text{ kPa/m}$ e $2,0 \text{ kPa/m}$ con diferentes J y espesores de arena (Elaboración propia).

ρ (kPa/m)	Espesor de arena (m)	Sin Refuerzo	Refuerzo de Rigidez, J kN/m				
			300	600	1000	2000	4000
1	0	3.375	3.6	3.9	4.2	4.8	5.25
	2	4.4	4.6	4.8	5	5.3	5.6
	4	5.9	6.1	6.2	6.3	6.45	6.6
1,5	0	4	4.6	5.3	5.9	6.375	7
	2	5.9	6	6.3	6.6	7.2	-
	4	8.1	8.2	8.6	-	-	-
2	0	4.5	5.5	6.375	7.125	7.875	-
	2	7.5	7.875	8.25	-	-	-
	4	8.25	9.8	-	-	-	-

Los resultados indicaron que en todos los casos hubo ganancia de altura por el empleo del refuerzo. La Figura 4.34 muestra cómo se produce la variación de alturas considerando la variación del espesor de la arena y la rigidez del refuerzo J.

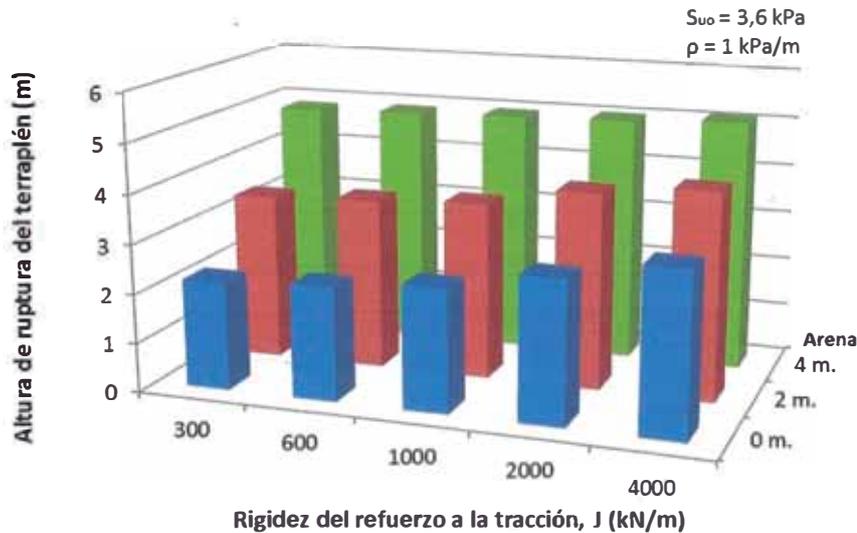


Figura 4.34 Resultados de la variación de altura del terraplén con el aumento del espesor de la capa de arena y de la rigidez del refuerzo J kN/m.

En base a las Tablas 4-2 a 4-4, se calcularon las ganancias porcentuales de altura en relación al terraplén no reforzado, para tres casos analizados de una fundación sin arena, otras con 2 y 4 metros de arena en la superficie (Figura 4.35 a Figura 4.37).

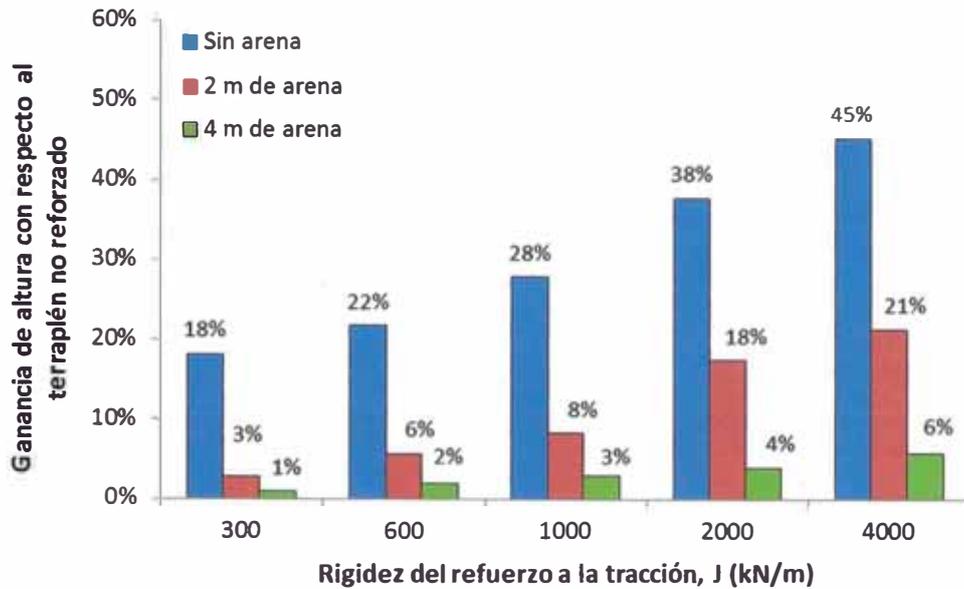


Figura 4.35 Ganancia de altura en función de la rigidez del refuerzo para $S_{uo} = 3.6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1,0 \text{ kPa/m}$.

Se observa que la ganancia en altura es mayor en el suelo de fundación sin arena, pudiendo llegar hasta 55% por encima de la altura máxima del terraplén no reforzado para $J=4,000 \text{ kN/m}$ en un suelo con $\rho = 1,5 \text{ kPa/m}$, Figura 4.36.

También hay buena eficiencia con 2 m de arena superpuesta al suelo blando llegando a una ganancia máxima de 32% para $J=4,000 \text{ kN/m}$, Figura 4.36.

Por otro lado, el uso de refuerzo con capas de arena de 4 m de espesor, la ganancia es pequeño y hasta nulo en algunos casos, lo que quiere decir que la eficiencia del refuerzo se reduce con el espesor de la capa de arena y ya no justificaría el uso del refuerzo por el costo.

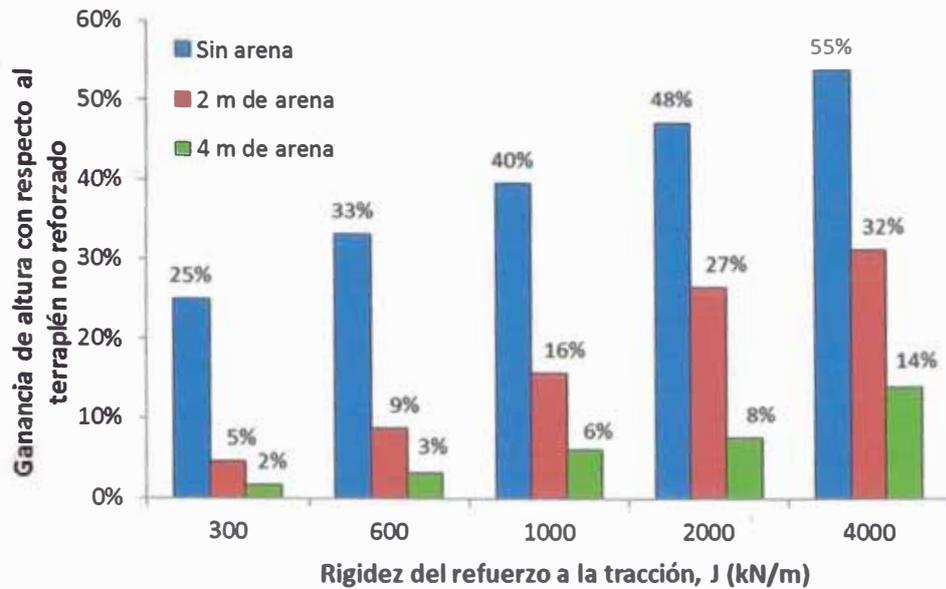


Figura 4.36 Ganancia de altura en función de la rigidez del refuerzo para $S_{uo} = 3,6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1,5 \text{ kPa/m}$.

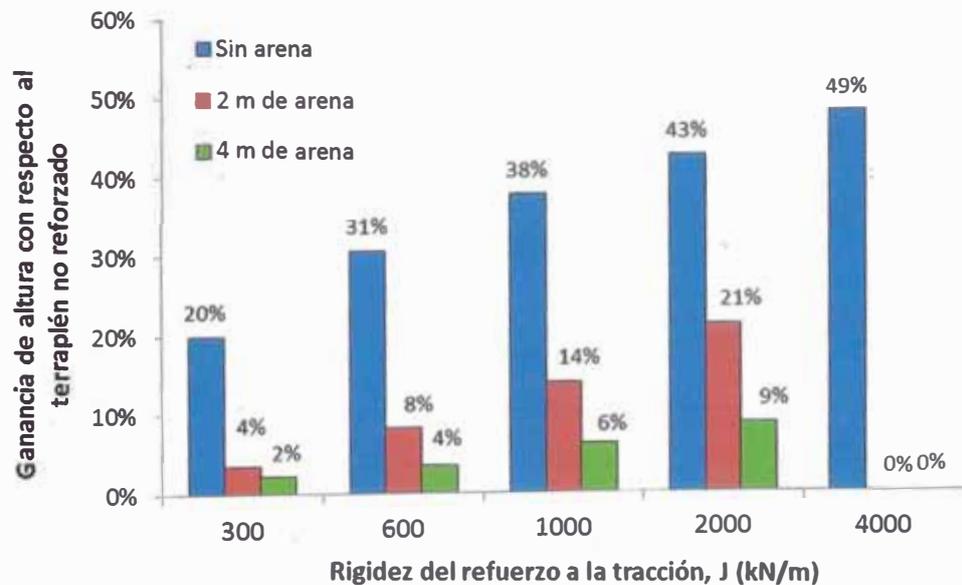


Figura 4.37 Ganancia de altura en función de la rigidez del refuerzo para $S_{uo} = 3,6 \text{ kPa}$ y $\rho = 2,0 \text{ kPa/m}$.

La Figura 4.38 muestra que la influencia de la rigidez del refuerzo es notable en los casos con la fundación solamente de arcilla donde se puede observar el aumento de altura, a diferencia de los casos con presencia de arena, donde el aumento de las alturas se va haciendo mínima después del valor de rigidez de 1,000 kN/m.

En los casos presentados, se observa que algunos de ellos presentan un comportamiento diferente, con el aumento de la rigidez hay aumento de la altura hasta un cierto límite. Se puede explicar que para fines prácticos, el empleo de refuerzo con mayor rigidez ya no sería conveniente.

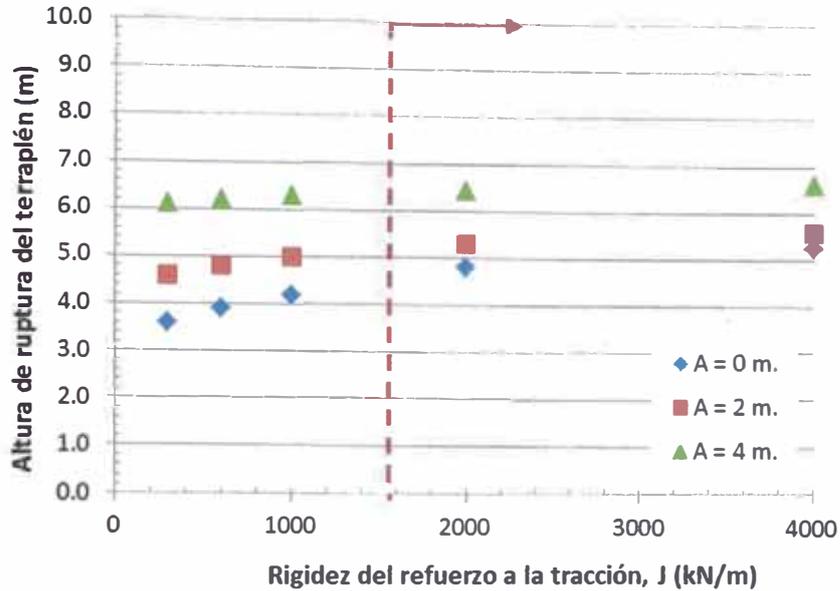


Figura 4.38 Resultados de la variación de la altura del terraplén con el aumento de la rigidez del refuerzo J kN/m.

El comportamiento del terraplén frente a la presencia de la arena puede ser observado en la Figura 4.39, donde son presentados casos de terraplenes no reforzados, la altura alcanzada versus el espesor de la capa de arena. El aumento del espesor de la capa de arena permite al terraplén conseguir alturas mayores sin necesidad del uso de refuerzo.

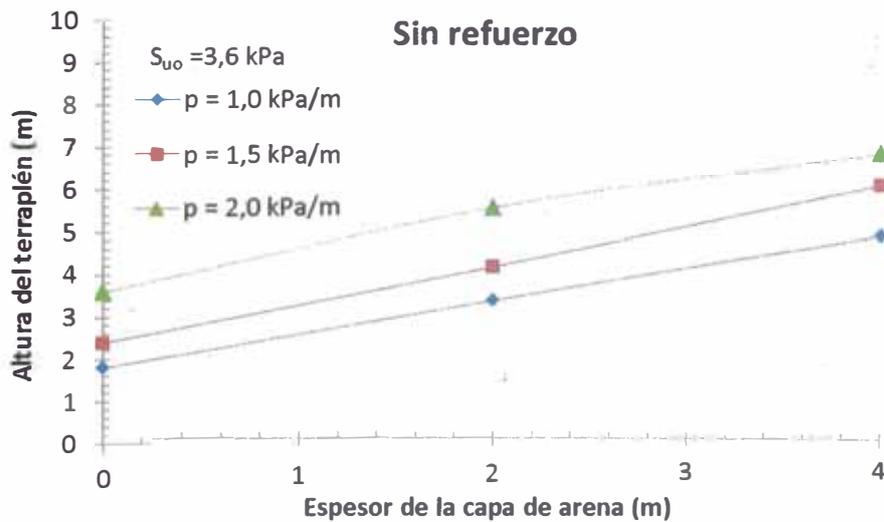


Figura 4.39 Influencia de la arena en la altura del terraplén no reforzado.

4.3.4 Efecto del aumento de la resistencia con la profundidad, ρ

La variación de la deformación de compatibilidad influenciada por el aumento de la resistencia con la profundidad ρ es mostrada en las Figura 4.40 a Figura 4.46. Fueron obtenidas las deformaciones en el momento de la ruptura para la fundación con $S_{uo} = 3,6$ kPa, 5,0 kPa y 7,0 kPa y diferentes ρ , colocando diferentes espesores de capa de arena. A continuación se presentan los resultados agrupados con el fin de mostrar la influencia de la variación de ρ .

Se observa que para suelos de resistencia menor (valores de ρ) las deformaciones también son menores porque el refuerzo se moviliza poco. Las deformaciones de compatibilidad aumentan conforme aumenta el incremento de la resistencia con la profundidad.

Se observa el comportamiento de las deformaciones frente a la presencia de arena, ver Figura 4.40 y Figura 4.41, las deformaciones de compatibilidad tienden a disminuir porque la arena restringe las deformaciones del refuerzo, y para valores muy elevados de rigidez del refuerzo las curvas convergen a valores de deformación muy bajos.

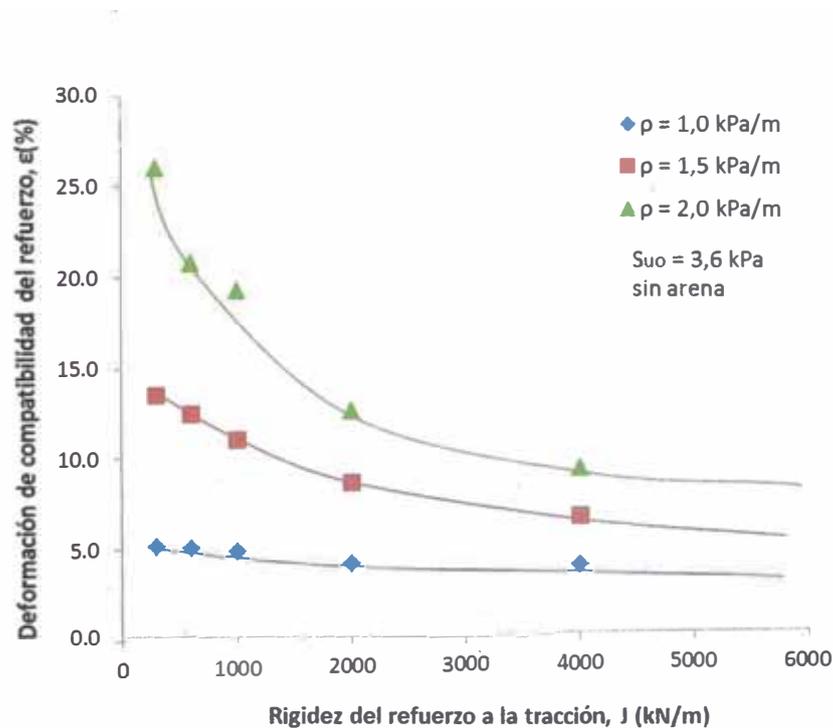


Figura 4.40 Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m y $S_{uo} = 3,6$ kPa.

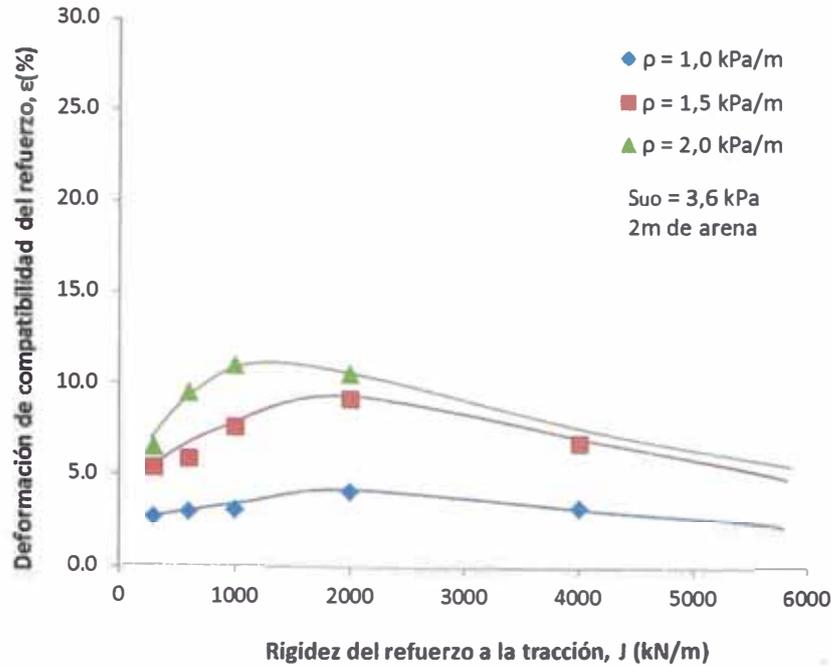


Figura 4.41 Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 2 \text{ m}$ y $S_{uo} = 3,6 \text{ kPa}$.

Cabe resaltar que el terraplén Pinto Pass, estudiado por Rowe (1982), donde el autor observó que en los refuerzos de módulo de rigidez J bajos a medios pueden ocurrir grandes deformaciones antes de que el refuerzo alcance su capacidad última y en esos casos el colapso del terraplén puede ocurrir antes de la ruptura del geosintético, esta observación está relacionada a la movilización de altos valores de tensiones cizallantes en la interface suelo – refuerzo.

Cuando toda la resistencia al cizallamiento disponible en la interface es movilizada, el deslizamiento ocurre a lo largo de la interface refuerzo – fundación y el sistema se deforma sin movilizar tensiones adicionales en el refuerzo. En los casos estudiados se observa una mayor movilización en los casos sin presencia de arena y en los casos de suelo de mayor resistencia no drenada.

En la Figura 4.40, los valores de deformación obtenidos para ρ de 2kPa/m entre 20% a 28%, son altos para rigidez $J < 1.000 \text{ kN/m}$, y están por encima del límite estructural de los geosintéticos y las geomallas. En este caso, el suelo tiene mayor resistencia y la movilización del refuerzo es mayor, pero para un valor de rigidez bajo, las deformaciones producidas son muy altas pudiendo llegar hasta la ruptura del refuerzo.

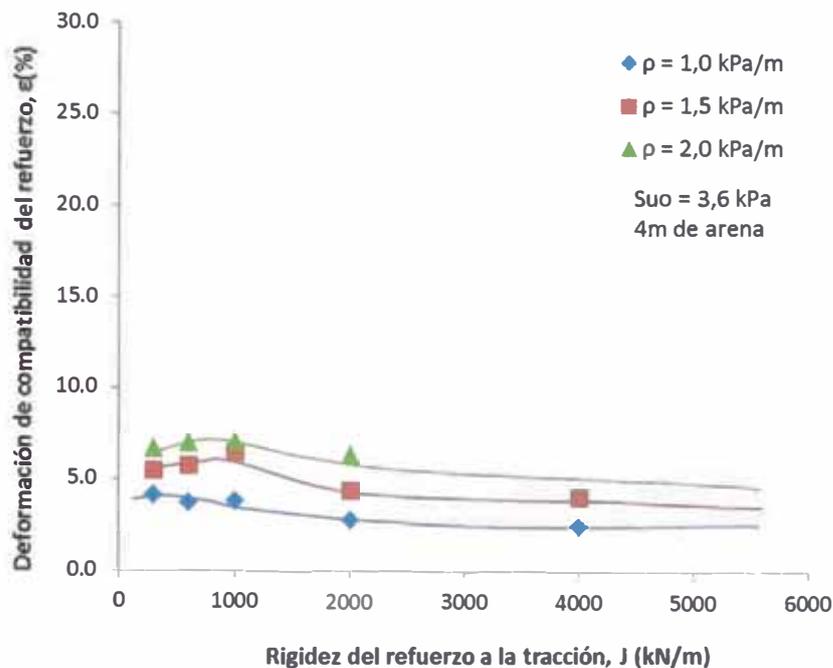


Figura 4.42 Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 4$ m y $S_{uo} = 3,6$ kPa.

En la Figura 4.41 y Figura 4.42, las deformaciones de compatibilidad para fundaciones con capa de arena de 2 m y 4 m respectivamente, presentan valores que se encuentran dentro del rango de deformaciones del geotextil y geomallas disponibles en el mercado. Citando algunos ejemplos de geotextiles no tejidos de PP que pueden llegar a alcanzar deformaciones de hasta 10% y de PVA con deformaciones $< 6\%$. Las deformaciones sufrieron una disminución notable en comparación al caso de una camada solamente de arcilla.

En la Figura 4.42, las curvas presentan un comportamiento diferente a los casos anteriores, muy similar a la Figura 2.30, donde Hinchberger & Rowe (2003), basándose en resultados numéricos, indicaron que es probable que en la ruptura de terraplenes más altos exista potencial para el arqueamiento del terraplén, que causa un comportamiento diferente al comportamiento ideal de los terraplenes reforzados. En este caso, se puede atribuir al arqueamiento del terraplén los valores altos presentados debido a la necesidad de aumentar la altura con el fin de aumentar la sobrecarga y conseguir la ruptura del terraplén.

Fue preciso realizar este aumento en la altura en los casos en que la fundación presentaba mayor resistencia.

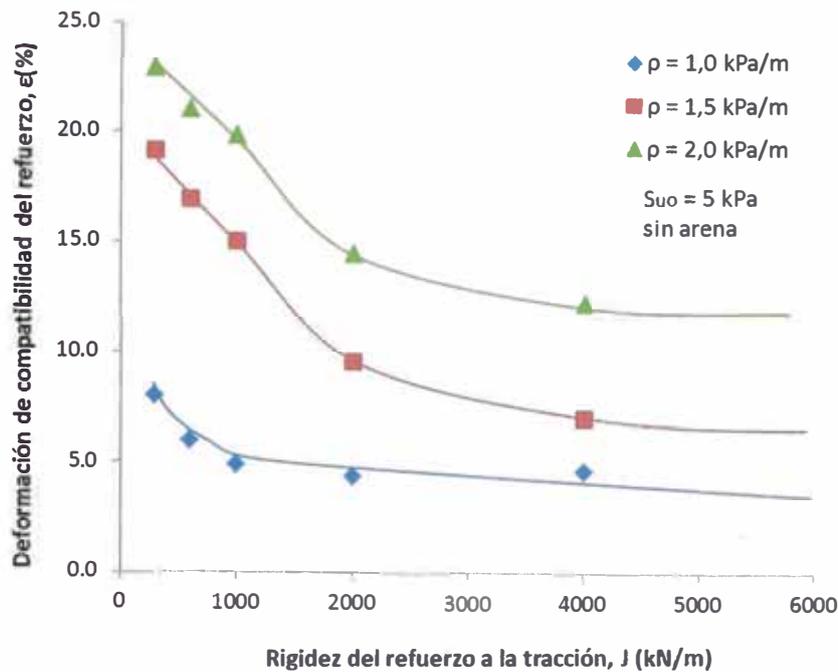


Figura 4.43 Efecto de p en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m y $S_{u0} = 5,0$ kPa.

La Figura 4.43 con $S_{u0} = 5,0$ kPa, es un caso similar al presentado para $S_{u0} = 3,6$ kPa. Las deformaciones de compatibilidad del refuerzo en las fundaciones con mayor resistencia alcanzaron valores muy altos debido a la mayor movilización de la fuerza en el refuerzo.

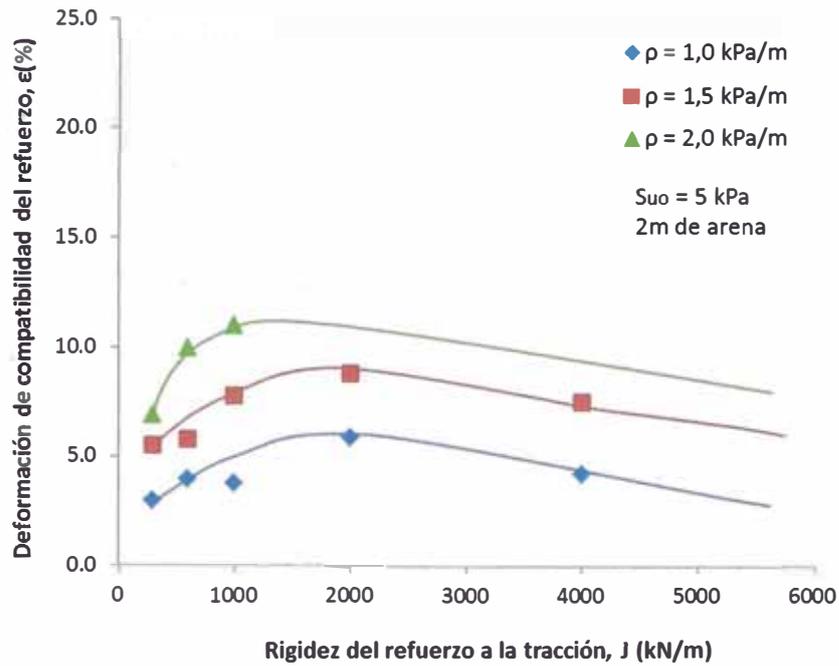
En la

Figura 4.44 (a) y (b) para las capas de arena de 2m y 4m respectivamente, las deformaciones son menores debido a la presencia de la arena. En estos casos fue necesario aumentar la altura del terraplén para llegar hasta la ruptura, por lo tanto donde los terraplenes son más altos se observa que presentan potencial para producirse el arqueamiento del terraplén.

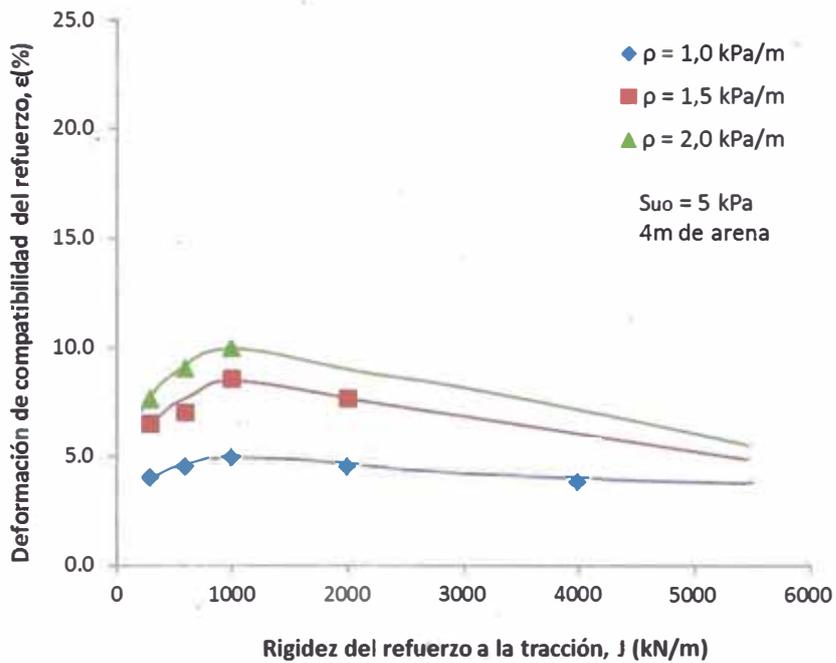
En los casos de terraplenes modelados con una fundación de resistencia mayor $S_{u0} = 5$ kPa y 7 kPa el comportamiento es similar ver

Figura 4.45 y Figura 4.46.

Observando los casos estudiados, es posible decir que el aumento de la resistencia de la fundación origina el aumento de la deformación de compatibilidad. En los casos de fundación sin arena y $p = 2$ kPa/m las deformaciones continúan presentando valores muy altos pero con la presencia de la arena se nota una reducción en las deformaciones.



(a)



(b)

Figura 4.44 Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 2 \text{ m}$ (a), $A = 4 \text{ m}$ (b) y $S_{uo} = 5,0 \text{ kPa}$.

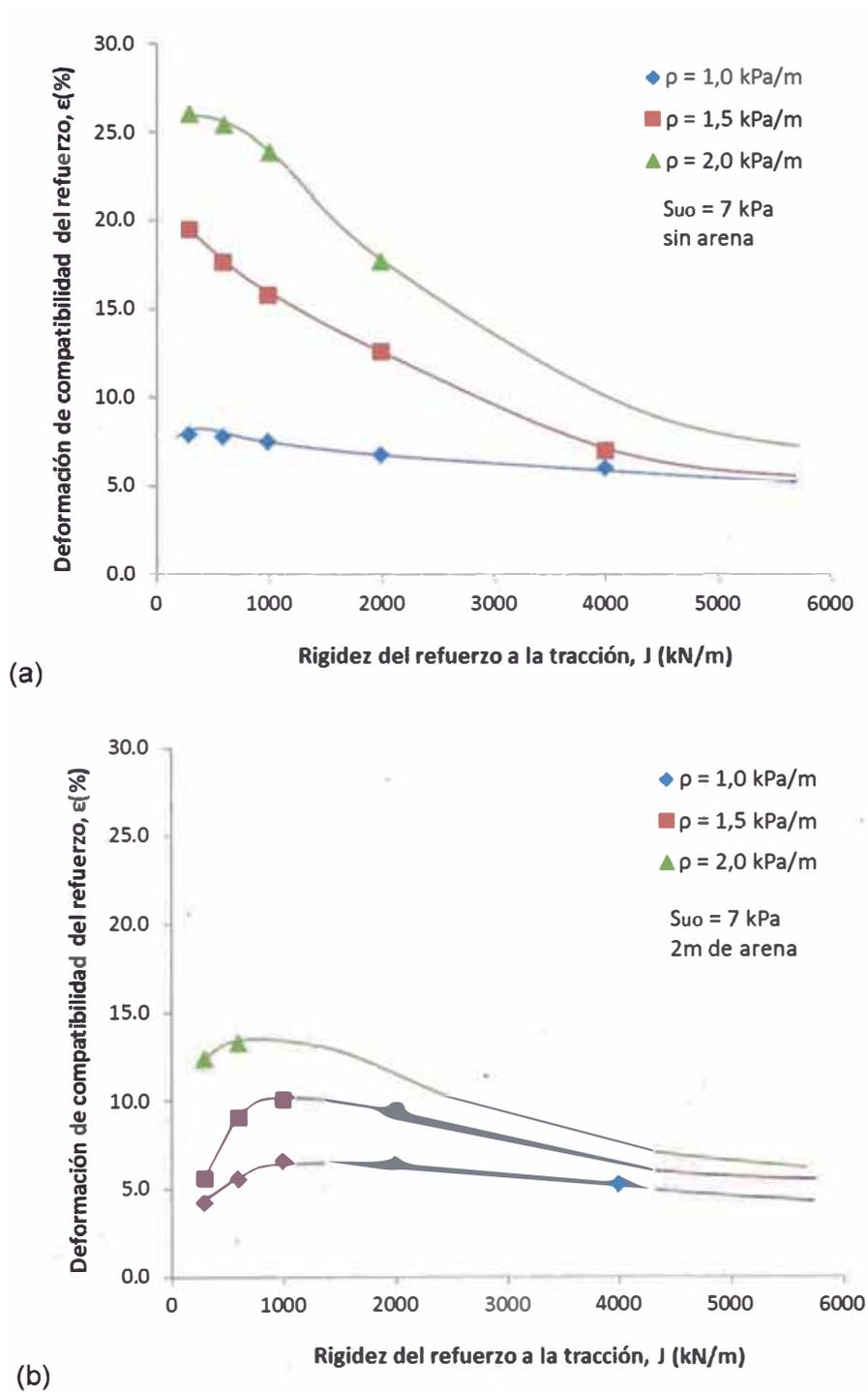


Figura 4.45 Efecto de ρ en las deformaciones de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m, $A = 2$ m y $S_{uo} = 7,0$ kPa.

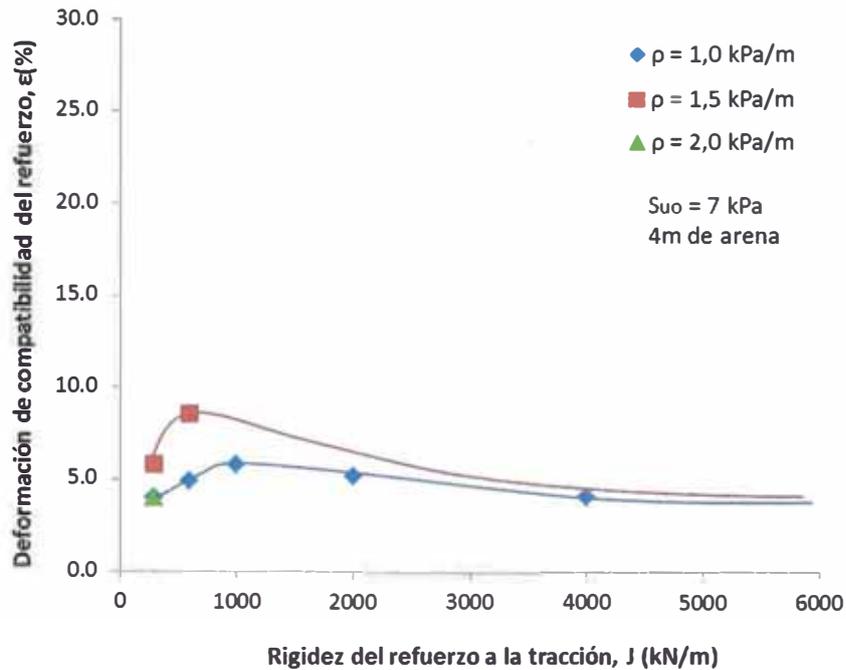


Figura 4.46 Efecto de ρ en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 4 \text{ m}$ y $S_{uo} = 7,0 \text{ kPa}$.

Los casos presentados fueron analizados para estudiar la influencia de ρ en las deformaciones de compatibilidad del refuerzo para terraplenes construidos en fundaciones de arcilla blanda solamente y con presencia de arena en la superficie.

Los valores obtenidos para deformaciones del refuerzo en las fundaciones con solo una capa de arcilla, presentaron valores altos y por encima de los valores de deformación del refuerzo en condiciones reales para geosintéticos, especialmente en los casos de rigidez del refuerzo $< 1,000 \text{ kN/m}$.

Esto ocurre en suelos de resistencia mayor, donde la movilización del refuerzo es mayor, por lo tanto se podrían considerar deformaciones producidas por la ruptura del refuerzo, aunque en el modelado el refuerzo fuera considerado como un material elástico.

4.3.5 Efecto de la resistencia no drenada en la superficie, S_{uo}

Para observar el efecto de S_{uo} en las deformaciones de compatibilidad del refuerzo, se optó por elaborar gráficos similares a los presentados por Hinchberger & Rowe (2003) con el fin de explicar mejor el comportamiento de los terraplenes y la influencia de la capa de arena en la superficie.

Figura 4.47 a la Figura 4.51 se presentan los resultados de la influencia de la

resistencia no drenada en la superficie S_{u0} , así como las curvas para $\rho = 1,0$ kPa/m y $1,5$ kPa/m para diferente espesura de la capa de arena.

En la Figura 4.47 la fundación con resistencia mayor $S_{u0}=7$ kPa presenta deformaciones mayores a 8%, pero dentro de los límites de deformaciones reales. El aumento de las deformaciones varía directamente con el aumento de la resistencia no drenada en la superficie S_{u0} .

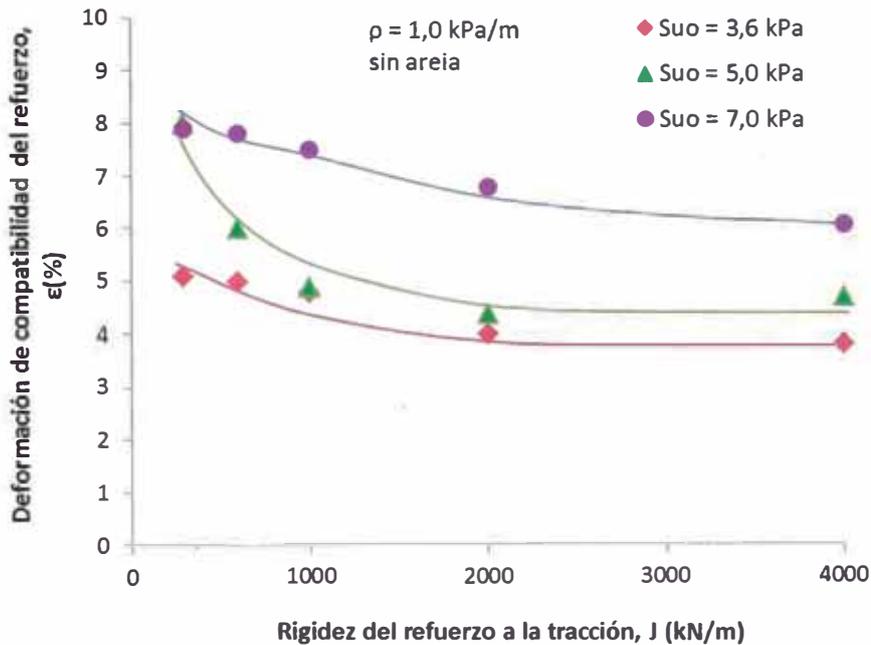
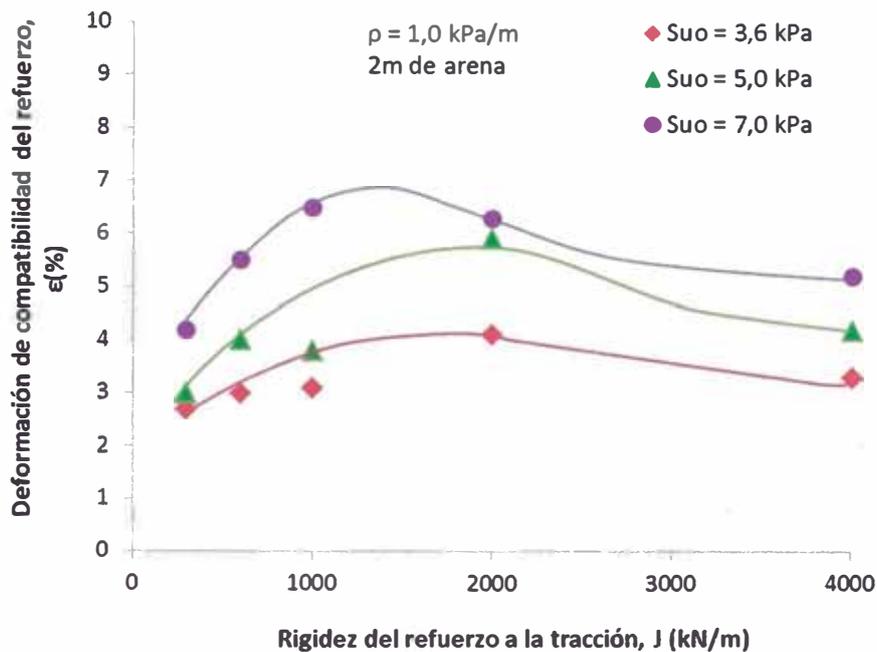
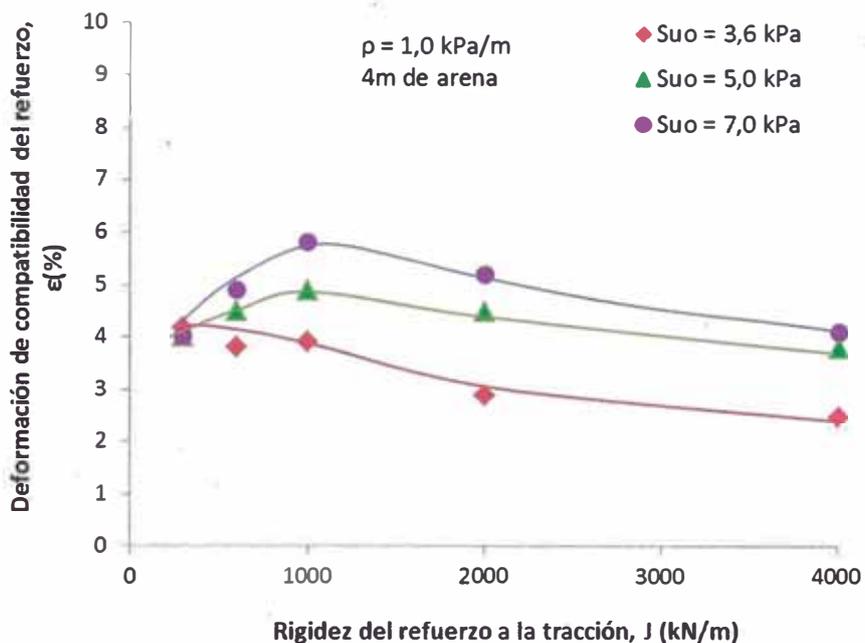


Figura 4.47 Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0$ m y $\rho = 1,0$ kPa/m.

En la Figura 4.48 (a) y (b) los valores de la deformación de compatibilidad están en el mismo rango de valores, se muestra el efecto del espesor de la capa de arena, la cual tiene poca influencia en las deformaciones pues los valores no difieren mucho para ambos casos.



(a)



(b)

Figura 4.48 Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en ruptura para $A = 2\text{m}$ (a), $A = 4\text{m}$ (b) y $\rho = 1,0\text{ kPa/m}$.

La Figura 4.49 muestra el efecto de S_{u0} en las deformaciones, y se observa un aumento en las deformaciones en comparación con los casos analizados de $\rho = 1\text{ kPa/m}$, porque el aumento de ρ en este caso $1,5\text{ kPa/m}$ produce una mayor movilización de las tensiones en el refuerzo y por lo tanto

mayores deformaciones. Las deformaciones presentan valores muy altos, siendo probable la ruptura estructural del refuerzo.

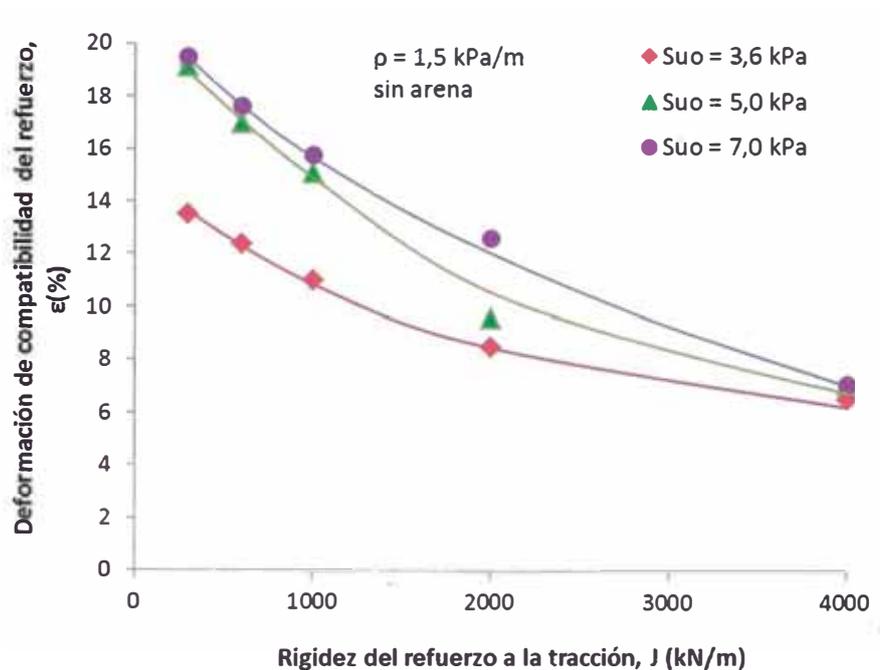


Figura 4.49 Efecto de S_{u0} en la Deformación de compatibilidad del refuerzo en ruptura para $A = 0$ y $\rho = 1,5$ kPa/m.

En la Figura 4.50 (a) y (b) se tiene una disminución de las deformaciones de compatibilidad debido a la presencia de la arena, en el caso de la capa de arena de espesor 2 m, las deformaciones son mayores y en el otro caso las deformaciones fueron impedidas por la capa de arena de 4 m.

En todos los casos se define el comportamiento de la deformación de compatibilidad frente a la presencia de la arena, la fundación sin la capa de arena presenta deformaciones mayores en comparación a los otros casos con arena en la fundación, el efecto es similar al aumento de ρ .

Es así que, se observa que los valores de deformación tienden a converger para valores elevados de rigidez.

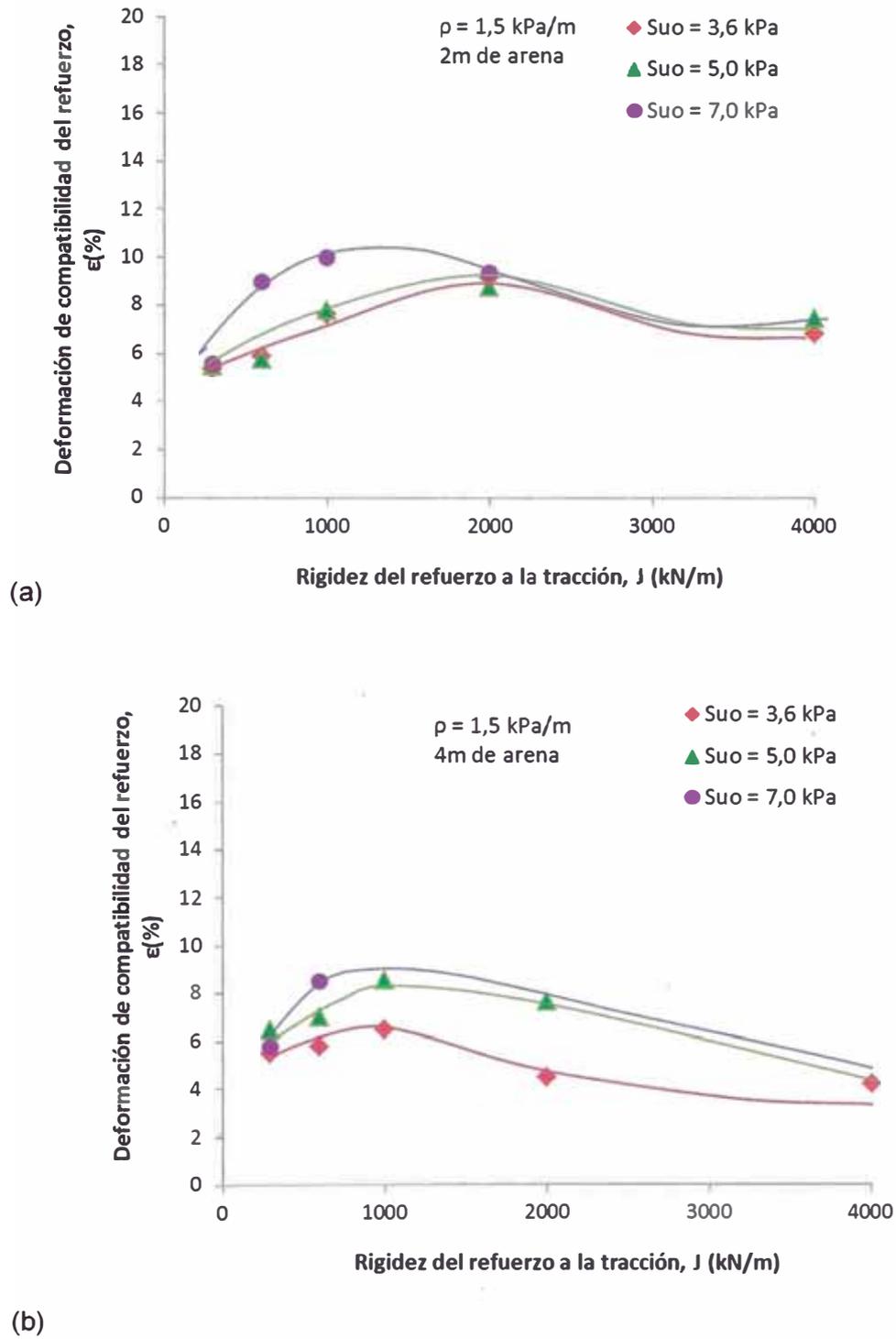
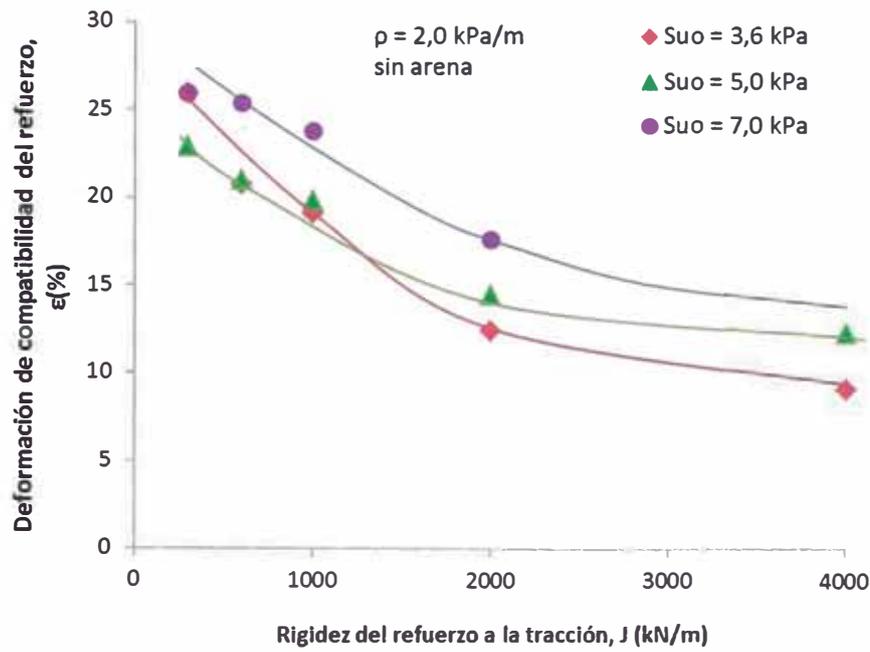
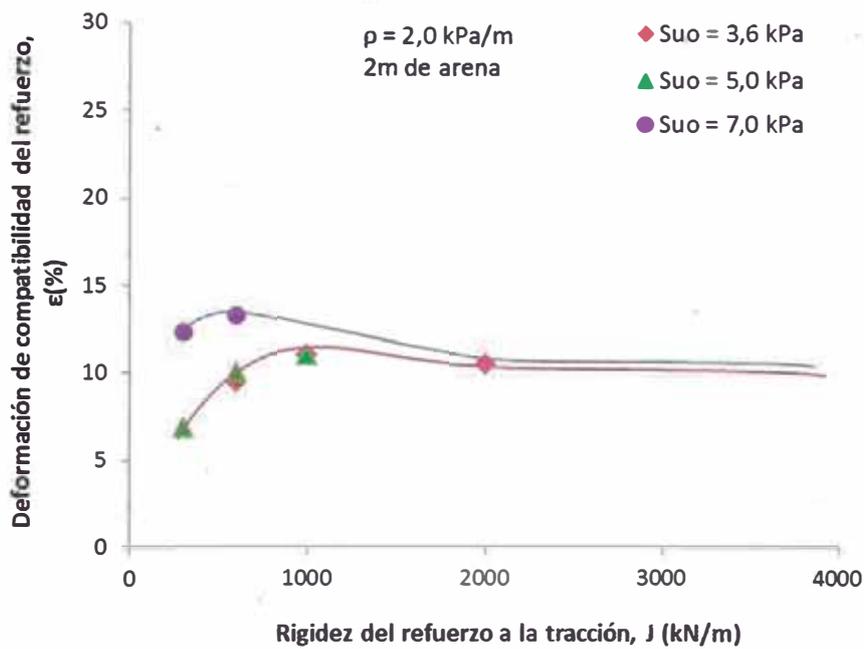


Figura 4.50 Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 2m$ (a), $A = 4m$ (b) y $\rho = 1,5 kPa/m$.



(a)



(b)

Figura 4.51 Efecto de S_{u0} en la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura para $A = 0\text{m}$ (a), $A = 2\text{m}$ (b) y $\rho = 2,0\text{ kPa/m}$.

4.3.6 Variación de los asentamientos en la base del terraplén

Con la finalidad de mostrar la influencia de la capa de arena y de la rigidez del refuerzo, fueron analizados los asentamientos inmediatos producidos en la

base del terraplén. Adicionalmente se incluyó en los gráficos los resultados del terraplén no reforzado a manera de comparar los asentamientos producidos y el beneficio en el uso de la capa de arena.

La Figura 4.52 muestra los asentamientos inmediatos para una fundación de suelo blando sin arena, con valores máximos hasta de 40 cm aproximadamente. También se incluyó el análisis del terraplén no reforzado en la base para realizar una comparación en la magnitud de los asentamientos inmediatos, se puede concluir que en este caso de fundación solamente de arcilla es necesario el uso del refuerzo

Se observa también que los mayores asentamientos ocurren a una distancia aproximada de 5 m al pie del talud y los menores asentamientos en el centro del terraplén. Esto se puede explicar con los vectores desplazamiento del mecanismo de ruptura del ítem 4.3.2 donde se explica cómo es que el mecanismo de ruptura comienza a desarrollarse cerca a los taludes del terraplén, la concentración de vectores desplazamiento producen los mayores asentamientos.

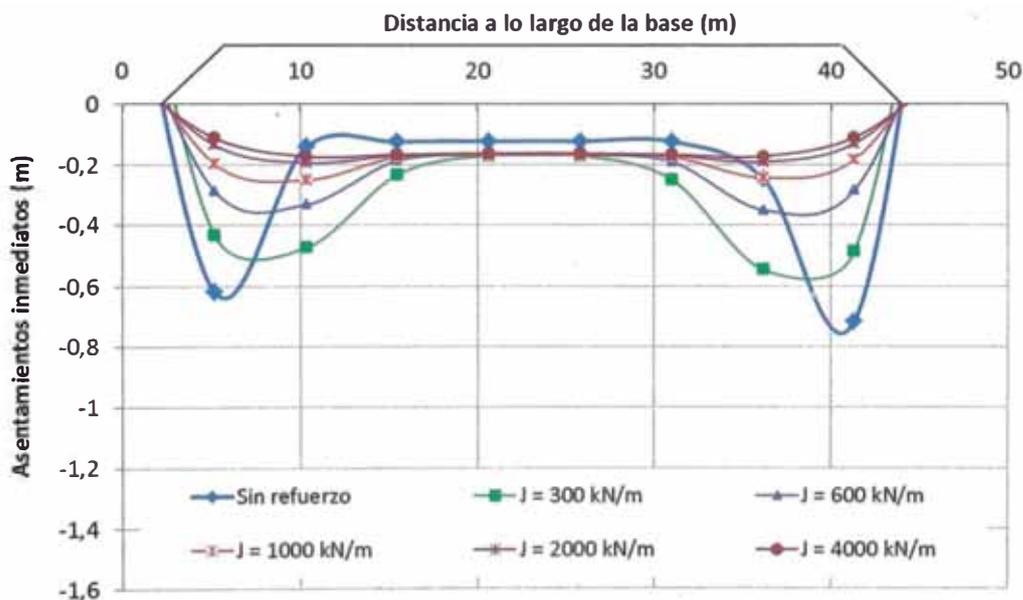


Figura 4.52 Asentamientos inmediatos en la base del terraplén reforzado para $A = 0$ m e $S_{u0} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.

Las alturas de los terraplenes analizados fueron diferentes para diferentes casos de fundación con y sin arena. En los casos sin arena la altura de ruptura alcanzada fue de 3.2 m en el caso de una rigidez del refuerzo 300 kN/m hasta 5.25 m para la rigidez de 4.000 kN/m.

En los análisis, para llegar a la ruptura al terraplén fueron aumentadas las

alturas en los casos con la capa de arena, para el espesor de 2 m de arena las alturas de ruptura fueron de 3.55 m para $J= 300 \text{ kN/m}$ y 5.35 m para $J=4,000 \text{ kN/m}$.

La existencia de una capa de arena de 2 m disminuye los asentamientos (Figura 4.53), la presencia de esta capa con mayor resistencia que el suelo blando otorga una mayor resistencia a la fundación, por lo tanto, el mecanismo de ruptura se va desplazando al centro del terraplén y en y en ese caso los asentamientos máximos se producen a una distancia aproximada de 10 m.

Se observa que los asentamientos producidos en el terraplén no reforzado en la base, son ligeramente mayores a los casos analizados de terraplenes reforzados. En este gráfico podemos concluir que los asentamientos para el terraplén reforzado y no reforzado se mantienen dentro de un rango de valores sin variaciones excesivas debido a la presencia de la capa de arena.

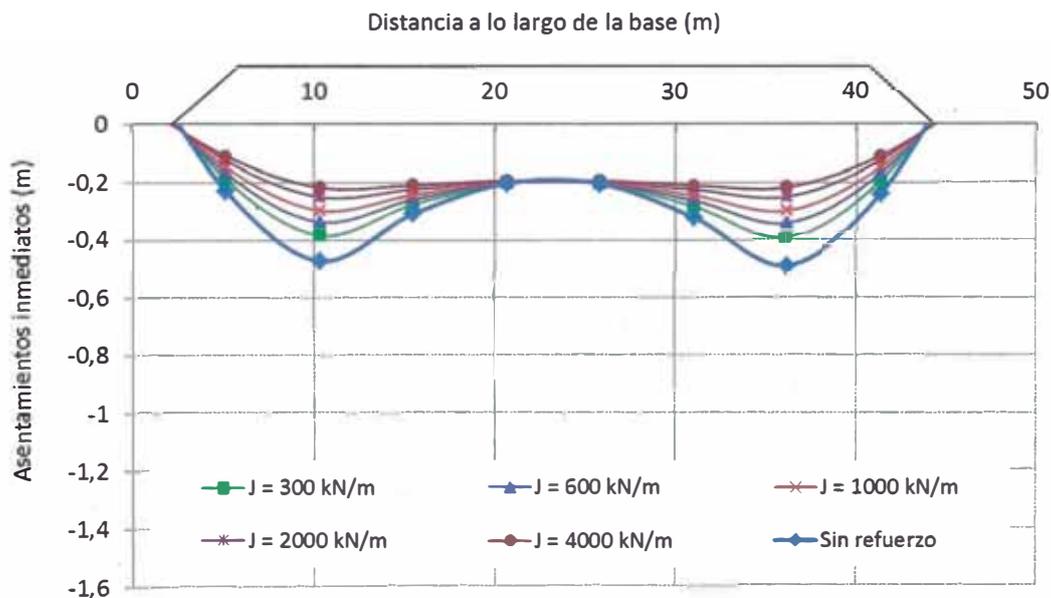


Figura 4.53 Asentamientos inmediatos en la base del terraplén reforzado para $A = 2 \text{ m}$ e $S_{uo} = 3,6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1,5 \text{ kPa/m}$.

En el caso de la Figura 4.54, la capa de arena de 4m de arena produce una pequeña disminución de los asentamientos en la base del terraplén, situándose los valores por debajo de los 30 cm, pero en este caso un mayor espesor de la capa de arena se vuelve más importante que la rigidez del refuerzo, esto se observa en la distancia de las curvas para diferentes valores de rigidez del refuerzo, J .

Las curvas indican una pequeña diferencia entre los valores, por lo tanto

para un aumento en el espesor de la capa de arena la rigidez del refuerzo pierde su influencia en los asentamientos. Lo mismo sucede para el caso de un terraplén no reforzado, donde se observa que los asentamientos presentan valores similares a los casos con uso de refuerzo.

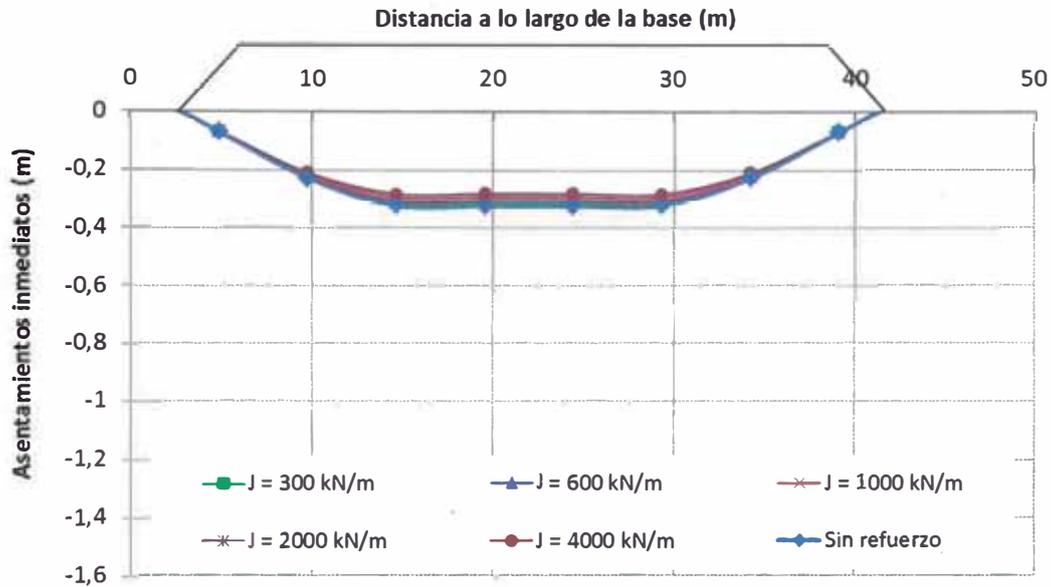


Figura 4.54 Asentamientos inmediatos en la base del terraplén reforzado para $A = 4 \text{ m}$ e $S_{u0} = 3,6 \text{ kPa}$ y $\rho = 1,5 \text{ kPa/m}$.

Como la condición analizada es no drenada (antes de la consolidación), la reducción de los asentamientos está relacionada con la reducción de los desplazamientos horizontales y es por esta razón que son presentados tanto los desplazamientos verticales como horizontales.

4.3.7 Influencia en los desplazamientos horizontales

Para evaluar el efecto de la capa de arena en el comportamiento de los terraplenes reforzados, fueron analizados los desplazamientos horizontales en el momento de ruptura.

Los resultados son presentados de manera similar a los resultados obtenidos si se instalara un piezómetro al pie del talud terraplén, sobre una fundación con parámetros de suelos de $S_{u0} = 3,6 \text{ kPa}$ e $\rho = 1,5 \text{ kPa/m}$. Los resultados son mostrados en la Figura 4.55 y Figura 4.57.

En la Figura 4.55 se observa que cuando la rigidez del refuerzo es mayor los desplazamientos son menores, en el caso de la fundación sin arena los desplazamientos máximos ocurren aproximadamente a 2 m de profundidad. Los valores de los desplazamientos en la superficie pueden llegar a los 60 cm

aproximadamente.

En el caso del refuerzo de 2000 kN/m, se tomó un punto antes de producirse la ruptura porque la siguiente etapa de construcción presentaba los máximos valores de desplazamiento por haberse producido la ruptura. Es posible que la altura de ruptura del terraplén se produce en un nivel intermedio entre cada etapa.

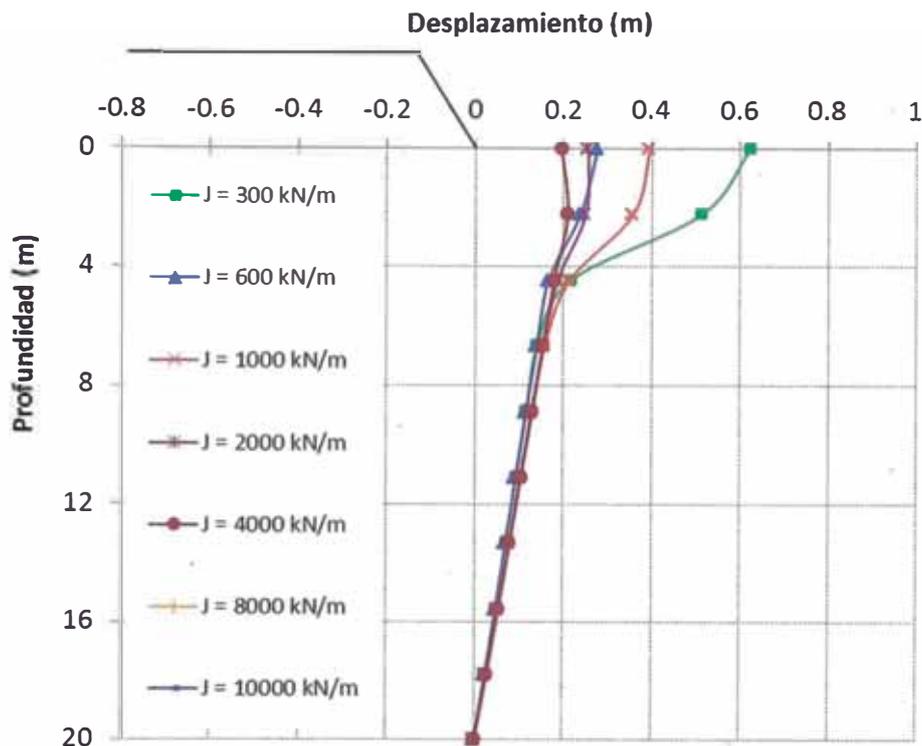


Figura 4.55 Desplazamientos horizontales en el pie del terraplén reforzado para $A = 0$ m, $S_{uo} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m.

La Figura 4.56, muestra que la presencia de arena de 2m da un incremento en la resistencia de la fundación e impide los desplazamientos horizontales. Los valores son menores en comparación a la Figura 4.55 de la fundación sin arena, los máximos desplazamientos son de 40 cm en la superficie.

Los desplazamientos aumentan visiblemente debajo de la capa de arena, haciendo que los máximos desplazamientos permanezcan en la capa de arcilla.

Los valores de los desplazamientos máximos están próximos al orden de los 20 a 25 cm a una profundidad aproximada de 2m. en este caso la presencia de la capa de arena en la fundación tiene una contribución notable en la resistencia y en la reducción de los desplazamientos.

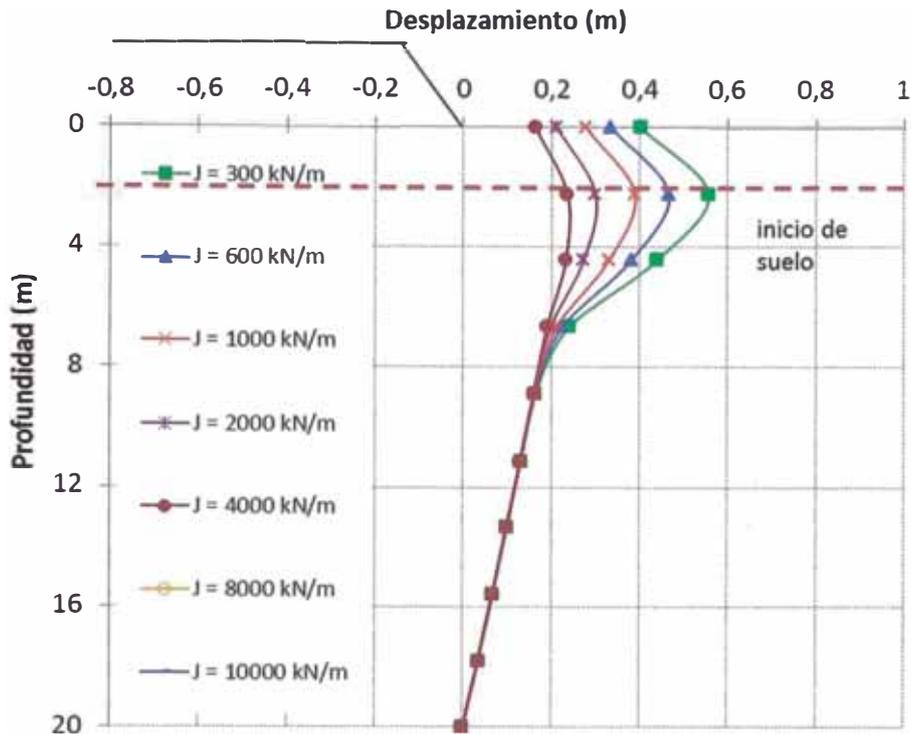


Figura 4.56 Desplazamientos horizontales en el pie del terraplén reforzado para $A = 2$ m, $S_{u0} = 2$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m

En la Figura 4.57, se aumentó el espesor de la capa de arena a 4m y se observó un comportamiento diferente a los otros casos.

La contribución en el aumento de la resistencia que proporciona la arena se vuelve más importante que la influencia del refuerzo, se observan las curvas muy próximas entre si notándose la influencia casi nula del refuerzo.

Los desplazamientos máximos permanecen en la capa de arcilla blanda y a unos 6 m aproximadamente.

Estos resultados tiene concordancia con lo concluido en el estudio de Fahel (2003), en una instrumentación geotécnica de estructuras reforzadas sobre suelos blandos, se observó que el geosintético minimizó los desplazamientos provocados por los asentamientos diferenciales de los suelos blandos y un lente de arena puede proporcionar una restricción significativa al movimiento lateral de la fundación. También se observó que la profundidad donde se producen los mayores desplazamientos concuerda con la posición del círculo crítico del análisis de estabilidad.

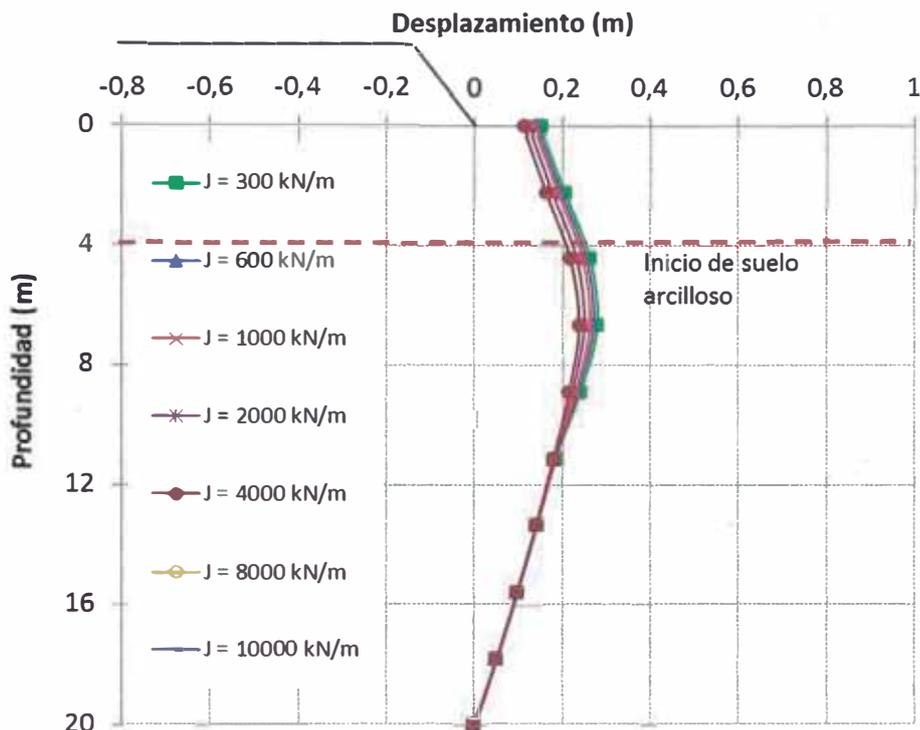


Figura 4.57 Desplazamientos horizontales en el pie del terraplén reforzado para $A = 4$ m, $S_{uo} = 2$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m

La Figura 4.58 muestra la comparación en los desplazamientos horizontales en un terraplén reforzado, tomando como variables el espesor de la capa de arena que varía de 0 para una fundación sin arena hasta 4 m de espesor. Así como la comparación para terraplenes sin refuerzo y con refuerzo de rigidez 300 y 600 kN/m.

La Figura 4.58 muestra de manera referencial la profundidad en la cual se producen los máximos desplazamientos, en los análisis las alturas del terraplén fueron aumentadas con el objetivo de aumentar la sobrecarga y conseguir la ruptura de la fundación.

Los desplazamientos para el caso con 4 m de arena, se encuentran muy próximos tanto para el caso no reforzado como para el caso con refuerzo de rigidez 600 kN/m.

El comportamiento fue el esperado, la arena provoca una disminución de los desplazamientos y los valores máximos ocurren en la capa de arcilla.

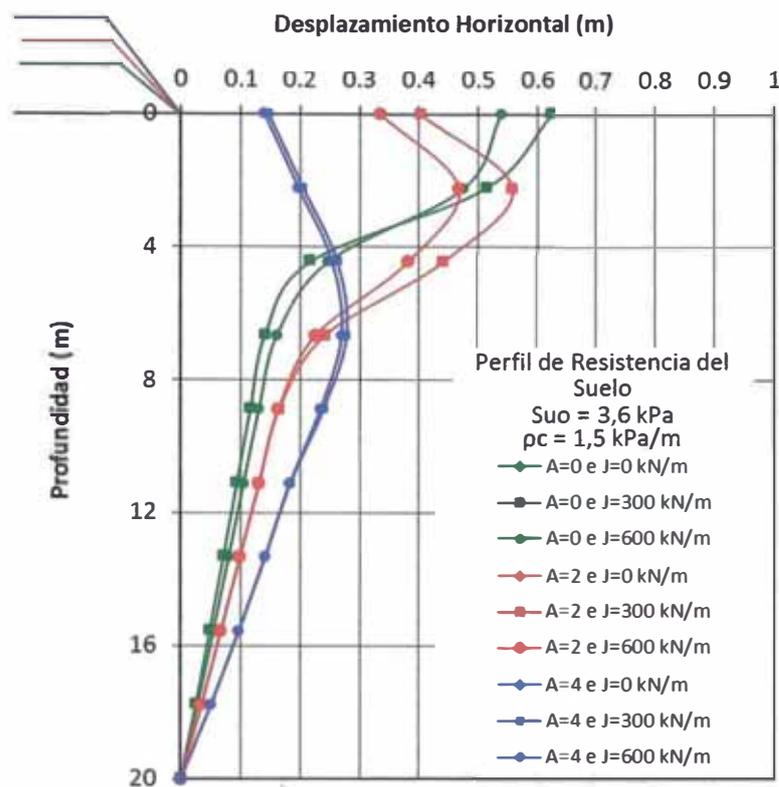


Figura 4.58 Efecto del espesor de la capa de arena y rigidez del refuerzo en los desplazamientos horizontales del terraplén en la ruptura.

De los resultados obtenidos en los análisis numéricos, se puede concluir que la capa de arena interviene en la interacción suelo – refuerzo y produce una reducción en las deformaciones del refuerzo y en los desplazamientos en la fundación. El aumento del espesor de la capa de arena tiende a disminuir la contribución del refuerzo, con tendencia a anularla.

Es importante destacar que estos resultados son semejantes a los resultados obtenidos por Oliveira et al (2010) donde los autores concluyeron que la importancia de la presencia de una capa superficial de arena era mayor que los beneficios ofrecidos por el refuerzo.

4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DEL EQUILIBRIO LÍMITE

La estabilidad de una estructura reforzada puede ser evaluada mediante un análisis por el método del equilibrio límite. Para esto es necesario considera la contribución de la tensión movilizada por el refuerzo ($Ta = mJ\epsilon a$) en el momento resistente.

El cálculo de la estabilidad fue realizado en el programa SLIDE 5, con las mismas geometrías y parámetros citados en los ítems anteriores. Fue calculada la estabilidad en condiciones estáticas ($a_s = 0 \text{ cm/seg}^2$) para cada etapa de

construcción, adoptando la mayor tensión obtenida en el refuerzo para cada etapa de construcción. Las secciones fueron analizadas por el método de Bishop hasta la altura de ruptura calculada por el método de elementos finitos.

En la Figura 4.59 a la Figura 4.61 se muestran los resultados en términos del factor de seguridad y espesor (altura) del terraplén para los casos sin arena y con 2 m y 4 m de arena respectivamente.

La Figura 4.59 muestra el resultados para un terraplén con un refuerzo de rigidez de 600 kN/m.

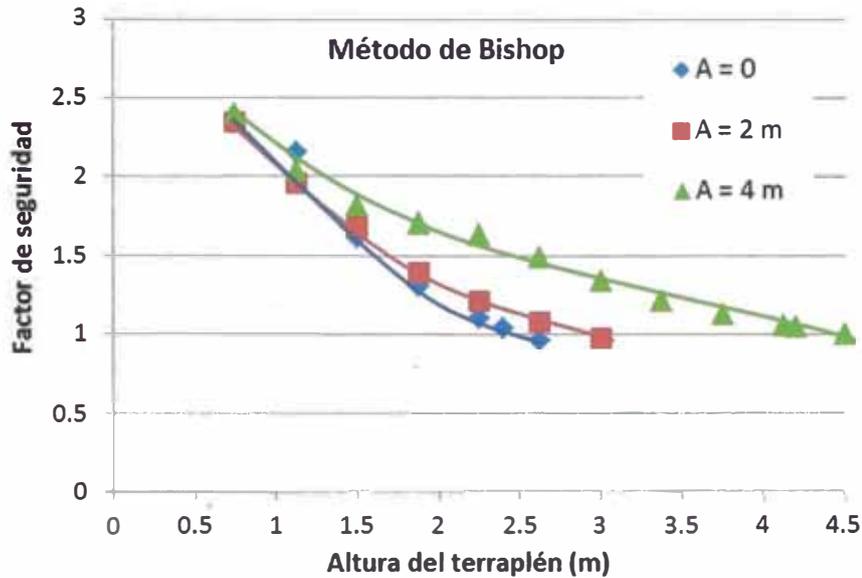


Figura 4.59 Resultados de la variación del FS con la altura del terraplén en el SLIDE usando una rigidez de $J = 600 \text{ kN/m}$.

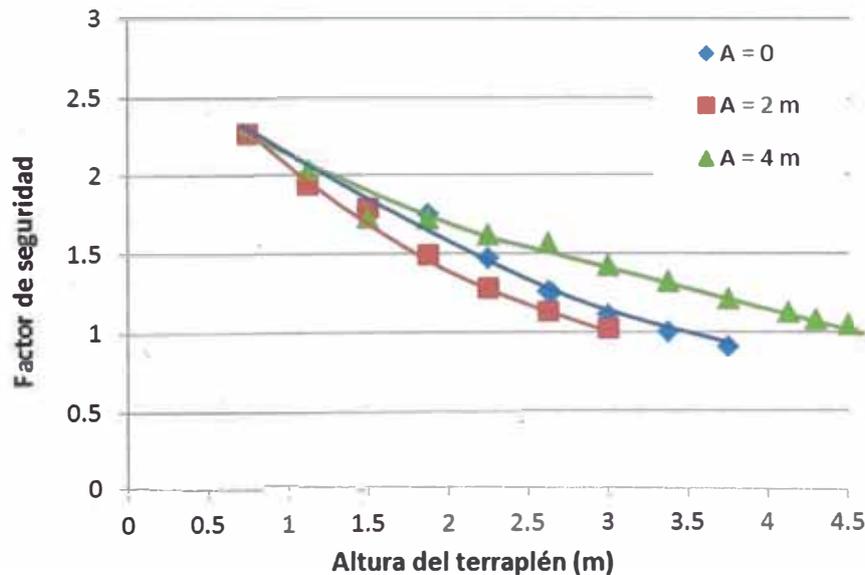


Figura 4.60 Resultados de la variación del FS con la altura del terraplén en el SLIDE usando una rigidez de $J = 2000 \text{ kN/m}$.

Conforme lo esperado, el factor de seguridad inicia alto y se reduce hasta la unidad. Los círculos críticos tienden a aumentar cuando es mayor el espesor de la capa de arena y también con la rigidez del refuerzo.

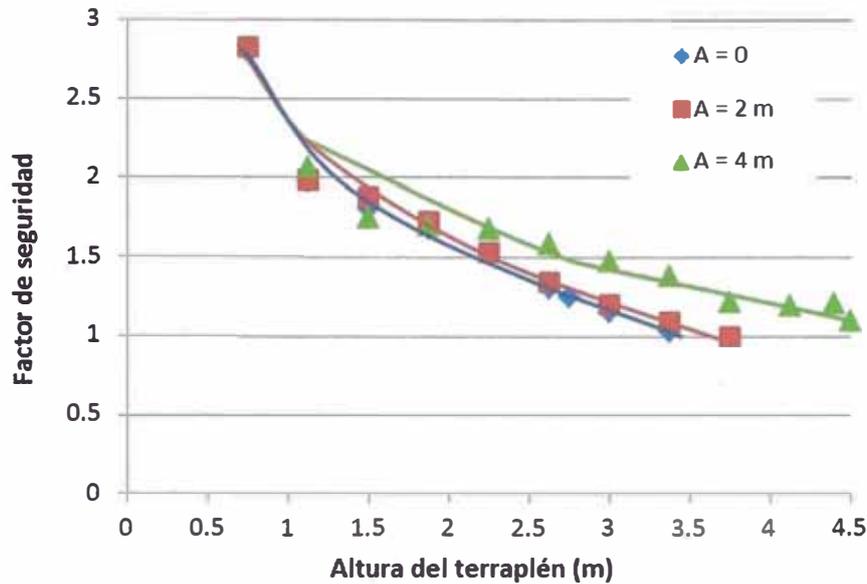


Figura 4.61 Resultados de la variación del FS con la altura del terraplén en el SLIDE usando una rigidez de $J = 4000 \text{ kN/m}$.

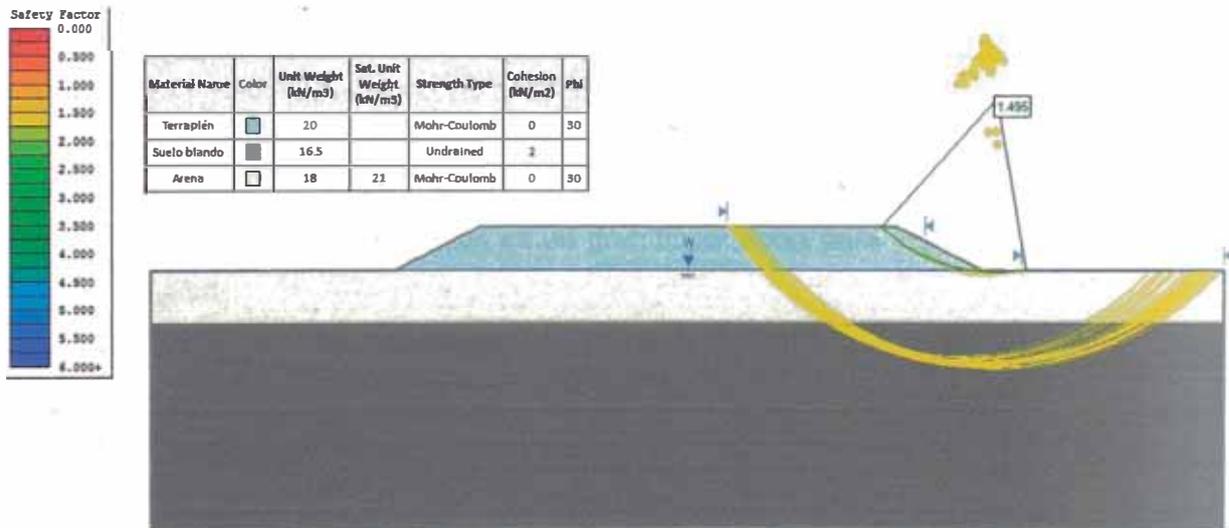


Figura 4.62 Resultados del análisis de estabilidad con el programa SLIDE calculado para un refuerzo de rigidez de $J = 600 \text{ kN/m}$.

Para el caso de la fundación sin arena los valores de la profundidad alcanzada por el círculo crítico están en el rango de 7 m a 9 m, para el caso de la fundación con 2 m de arena los valores están en el rango de 10,7 m a 11,8 m y para la capa de arena de 4 m los valores se incrementan de 10,8 m. ate 12,8 m

conforme aumenta la rigidez del refuerzo.

Los desplazamientos obtenidos por el MEF indicados en la Figura 4.8 sugieren una superficie de ruptura con tendencia circular que se indica por el sentido del movimiento de los vectores. Para el análisis de estabilidad se necesita conocer la deformación admisible de compatibilidad del refuerzo en el momento de ruptura del terraplén o la fuerza de tracción en el refuerzo.

Por lo tanto no es posible definir un valor único de deformación límite para el refuerzo pues ese valor depende de las propiedades mecánicas del suelo y de la rigidez del refuerzo a la tracción, y también de la estratigrafía de la fundación conforme fue mostrado en la presente tesis.

La utilización de factores de reducción sobre la resistencia del refuerzo para obtener el valor de la fuerza en el refuerzo para fines de evaluación de la estabilidad puede conducir a errores y hasta deslizamientos indeseados.

4.5 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

La licuación de los depósitos de arena siempre va seguida por un cierto asentamiento del terreno, lo cual se produce como resultado de la disipación del exceso de presión de poros. De acuerdo con Ishihara (1990), tales asentamientos pueden alcanzar normalmente entre 10 a 20 centímetros. Los efectos de una deformación tan significativa se agravan si ocurren de manera diferencial. Más aún, si la superficie del suelo está algo inclinada la reducción de la resistencia al corte puede causar grandes deformaciones horizontales, conocidas como falla por flujo. El estudio de estos efectos es de gran importancia para las estructuras de gran longitud.

Por lo tanto, la evaluación del potencial de licuación, y la formulación de las correspondientes medidas de mitigación, son un factor muy importante en la evaluación del riesgo sísmico.

Las condiciones de frontera en el análisis dinámico fueron:

- Restricción del movimiento vertical en los nodos en las caras laterales del modelo.
- Restricción del movimiento horizontal y vertical de los nodos en el exterior inferior del modelo

Como resultado de este análisis se definieron los estratos que son potencialmente licuables y se presentan mapas con isolíneas mostrando los espesores máximos esperados de estratos en los cuales puede ocurrir licuación.

El análisis de potencial de licuación de un terraplén fue realizado por el

método de elementos finitos, empleando el programa para análisis dinámico QUAKEW 2007 de GEO-SLOPE Ltd.

Los valores de los parámetros geotécnicos fueron los mismos usados en los análisis presentados anteriormente.

En la Figura 4.63 se muestra la geometría de la malla de elementos finitos, las condiciones de contorno y la capa de 4 metros de arena.

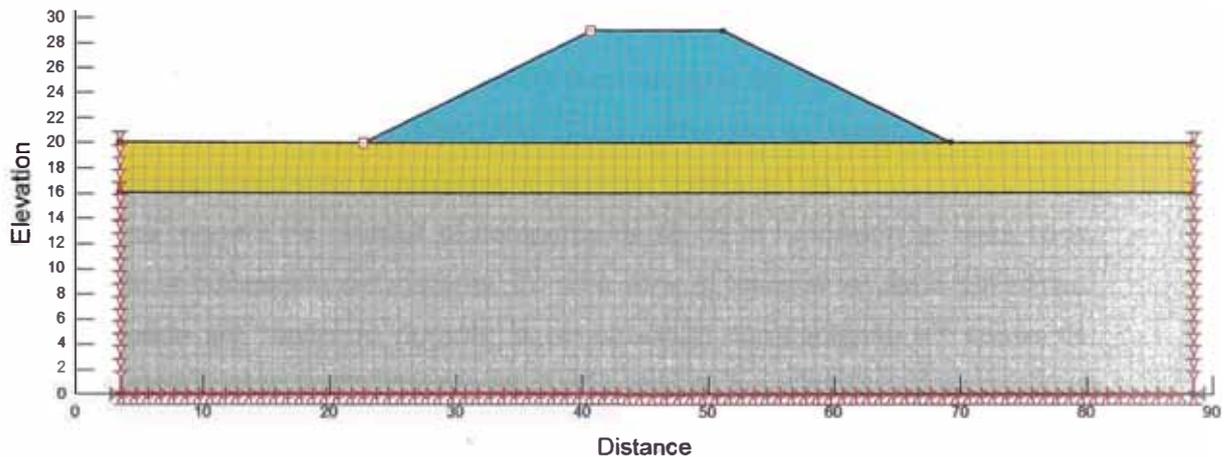


Figura 4.63 Geometría del modelo utilizado para el análisis numérico.

El primer paso para determinar los esfuerzos generados a causa del sismo en el modelo, es obtener los esfuerzos iniciales estáticos generados a por el peso de la estructura.

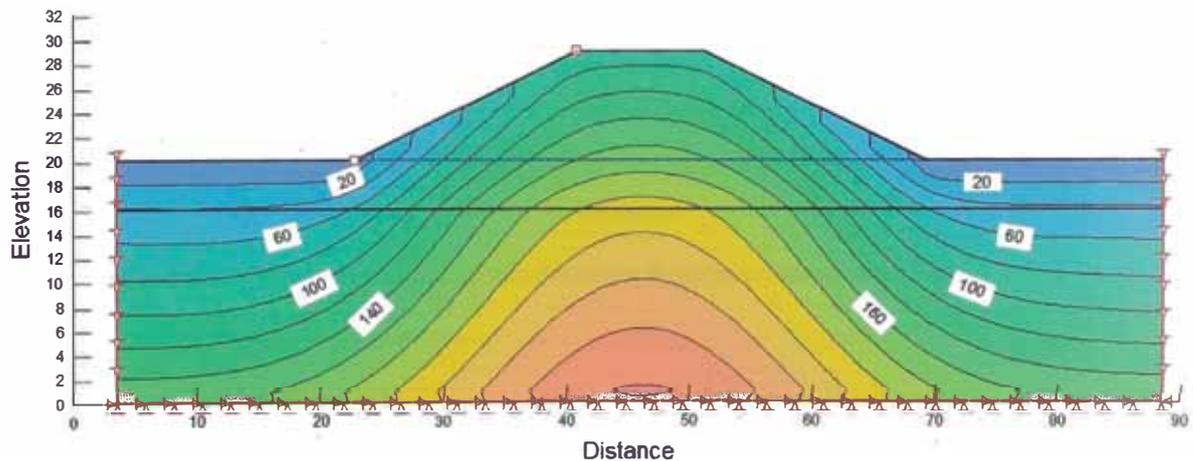


Figura 4.64 Distribución de los esfuerzos efectivos estáticos iniciales (unidades en kPa)

La Figura 4.64 presenta los esfuerzos efectivos iniciales en KPa en la sección analizada, las curvas que representan las tensiones efectivas producidas.

Con los esfuerzos estáticos iniciales calculados se aplicó el sismo al

modelo, de aceleración máxima 0.20 g, datos obtenidos de estudios realizados en el departamento de San Martín en la selva del Perú.

QUAKEW permite determinar posibles zonas de licuefacción en el modelo, en el análisis fue considerada la ubicación del nivel freático en la superficie de la fundación, con el objetivo de analizar el caso de estudio más conservador. En el programa se pueden obtener en gráficos las áreas donde se produce el aumento de presión de poros y obtener los valores mediante contornos.

En la Figura 4.65 se muestran en color amarillo las zonas en la fundación que son susceptibles a la licuefacción. Para este caso el suelo al pie de los taludes es potencialmente licuable en un espesor menor a 1 m.

Una manera de mejorar el comportamiento de la fundación en esta zona es durante la colocación del material. En esta zona el material se debe densificar, lo que puede ser realizado durante la construcción compactando en capas de menor espesor, este procedimiento se puede realizar las últimas capas cercanas a la superficie del terreno.

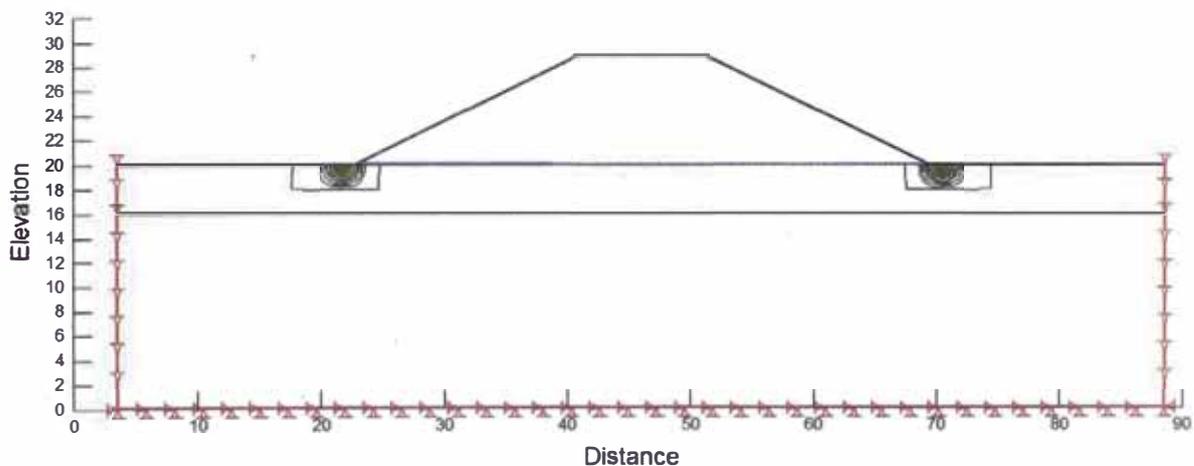


Figura 4.65 Áreas susceptibles a la licuación durante un sismo de 0.2 g.

4.5.1 Mejoramiento de suelos

El mejoramiento de suelos tiene como objetivo aumentar su resistencia, mejorar las características de densidad relativa y rigidez, y de esa manera disminuir la deformabilidad de los suelos potencialmente licuables.

Con relación a la mitigación de la licuación de suelos, en la práctica existen diferentes métodos, los cuales se pueden dividir en dos categorías; los

primeros como técnicas de mejoramiento, cuyo objetivo es mejorar las propiedades de los materiales, y los segundos se relacionan con el diseño de las estructuras, de tal forma que se minimice sus daños, aun cuando se presente este fenómeno.

En la Figura 4.66 se presenta la clasificación de alguno de los métodos de mejoramiento de suelos, así como los autores que han trabajado en la investigación de cada uno de ellos. Para la aplicación de cualquiera de las técnicas para prevenir o minimizar los daños por licuación de los suelos, es necesario considerar las causas que genera la licuación de los mismos y el modo de daño que presentan las estructuras existentes, como lo menciona el PHRI (1997).

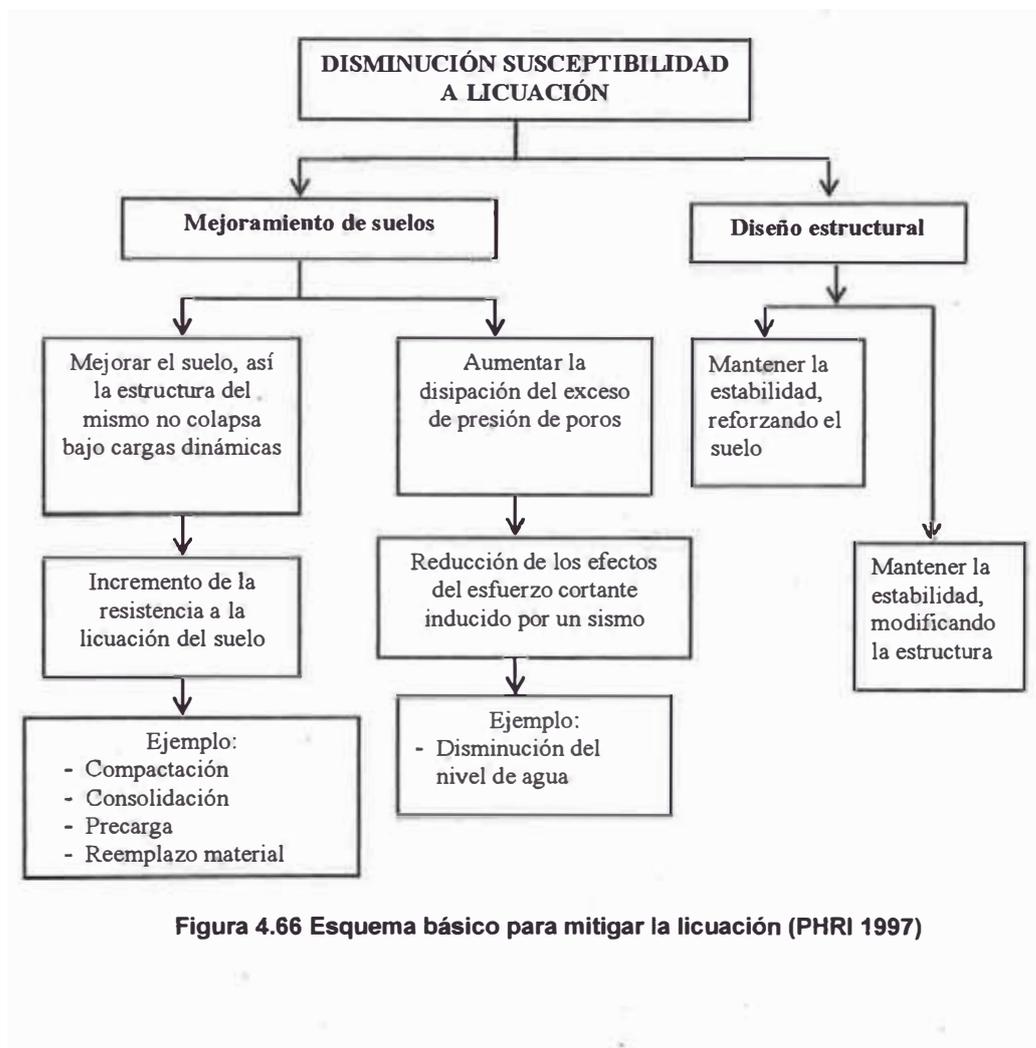


Figura 4.66 Esquema básico para mitigar la licuación (PHRI 1997)

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

En este capítulo se presentan las principales conclusiones y algunas sugerencias para futuras investigaciones.

Metodología

En este trabajo se logró definir los límites de la aplicación de la teoría de la plasticidad, el análisis de equilibrio límite y los métodos numéricos en terraplenes reforzados con geosintéticos.

Empleando el método de elementos finitos, es posible simular las etapas de construcción del terraplén sobre suelo blando, considerando los desplazamientos y las tensiones movilizadas en el refuerzo. Además de permitir observar las áreas de plastificación del suelo de fundación.

El empleo del concepto de altura líquida admisible (Hinchberger & Rowe, 2003) fue útil para interpretar los resultados obtenidos por el MEF y consecuentemente para definir la altura de ruptura de la fundación debido a la plastificación del suelo.

Para los casos analizados, los contornos obtenidos de deformación permiten definir la forma de la superficie de ruptura, tal como fue indicado en las figuras que muestran a los vectores desplazamiento.

Cabe resaltar que el mecanismo de ruptura envuelve el cuerpo del terraplén y la fundación, y no la ruptura del refuerzo.

Rigidez del refuerzo

En los casos presentados se consiguió analizar la contribución de la rigidez del refuerzo. El MEF permitió conocer la tensión que es movilizada en el refuerzo, la cual no puede ser obtenida mediante un análisis de equilibrio límite.

Se observó que, cuando mayor es la rigidez del refuerzo (aumento de 300 a 4000 kN/m) mayor será la fuerza movilizada (de 35.8 kN llegando hasta 260.4 kN), por lo tanto las deformaciones del refuerzo disminuyen de 11.92 a 6.5%.

Ta = m. J. εa		
Rigidez del refuerzo a la tracción, J (kN/m)	Ta Fuerza (kN)	Deformación del refuerzo (%)
300	35.8	11.92
600	56.0	9.33
1000	83.4	8.34
2000	157.4	7.87
4000	260.4	6.51

Se verifico la influencia de la rigidez del refuerzo en la reducción de los desplazamientos horizontales y verticales en la fundación. Las magnitudes de los desplazamientos fueron reducidos hasta en un 82% con el aumento de la rigidez a 4000 kN/m, en comparación con un terraplén no reforzado. Los valores de reducción en los asentamientos inmediatos se muestran a continuación:

Rigidez del refuerzo a la tracción, J (kN/m)	Reducción de los asentamientos inmediatos (%)
300	30.2%
600	53.8%
1000	68.2%
2000	78.1%
4000	81.9%

Los ejemplos presentados con análisis MEF demostraron que un aumento en el módulo de rigidez del refuerzo puede mejorar sustancialmente la estabilidad del terraplén en los casos donde no se tenga influencia del espesor de la capa de arena.

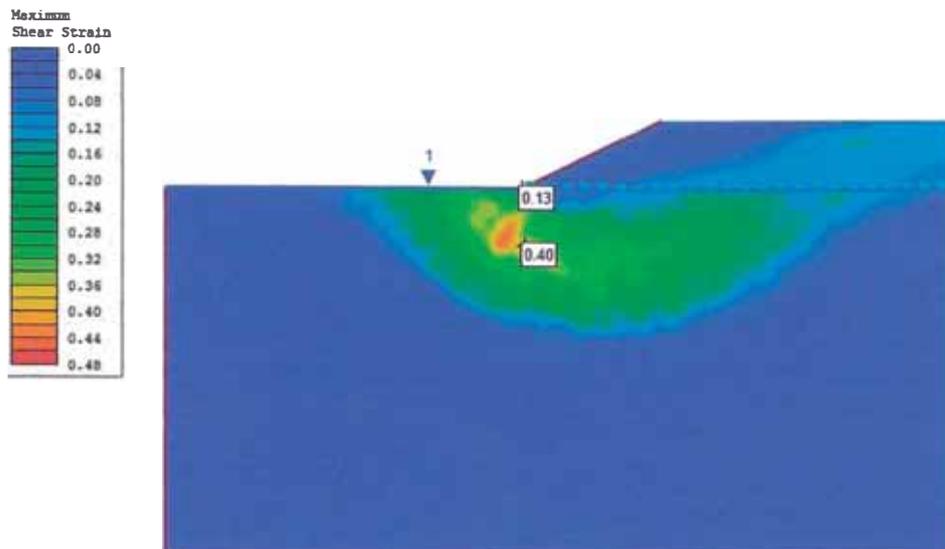
Las deformaciones del refuerzo determinadas por el MEF pueden ser usadas para la elección del refuerzo adecuado para un terraplén sobre suelo blando de resistencia creciente con la profundidad.

Capa de arena

Se consiguió analizar la influencia de la capa de arena en la resistencia de la fundación y en las deformaciones.

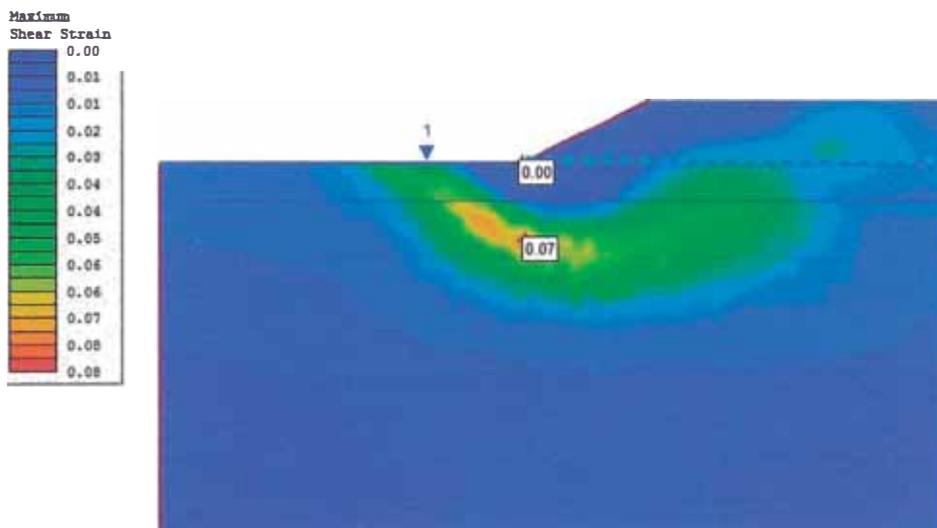
Con la presencia de la capa de arena en la fundación, los esfuerzos cortantes fueron menores que en los casos de la fundación de arcilla solamente. Esto se puede observar en los gráficos obtenidos con el software Phase2, el valor del esfuerzo cortante al pie del talud es de 0,13 kPa, mientras que en la fundación con una capa de arena, los esfuerzos cortantes al pie del talud son

nulos.



Esfuerzos cortantes en el pie del terraplén reforzado para $A = 0$ m, $S_{uo} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m

Debido al desplazamiento del mecanismo de ruptura por la presencia de la arena, las tensiones se concentran en la parte central de la fundación debajo del cuerpo del terraplén. En la fundación solamente de arcilla, las tensiones se concentran cerca del pie del talud.



Esfuerzos cortantes en el pie del terraplén reforzado para $A = 2$ m, $S_{uo} = 3,6$ kPa y $\rho = 1,5$ kPa/m

Analizando los gráficos de los desplazamientos obtenidos en el ítem 4.3.6, se puede decir que la arena aumenta la resistencia de la fundación y contribuye a reducir los desplazamientos horizontales y verticales. En la siguiente tabla se muestran algunos resultados del porcentaje de reducción de los desplazamientos horizontales para una fundación: $S_{uo} = 2$ kPa, $\rho = 1,5$ kPa/m y $J = 300$ kN/m.

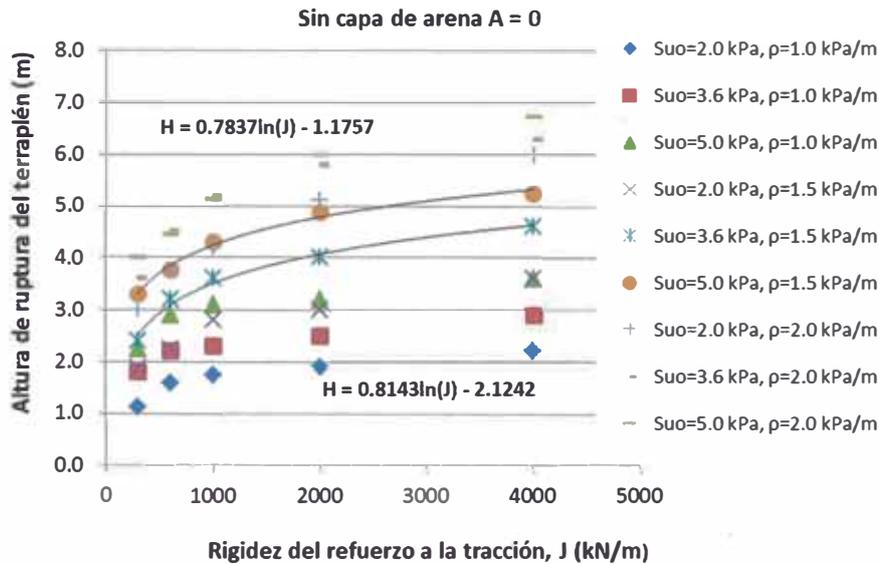
Capa de arena (m)	Desplazamiento horizontal (m)	Reducción del desplazamiento (%)
0	0.62321	
2	0.40221	35%
4	0.14705	76%

Las deformaciones significantes en el geosintético comienzan a desarrollarse con el incremento de la plastificación de la fundación. La presencia de la capa de arena hace que la ruptura se produzca con deformaciones en el refuerzo más bajas, es por esta razón que la contribución del refuerzo sería más efectiva si se utilizará refuerzos de elevada rigidez. Por lo tanto, en todos los casos hay un límite a partir del cual no se consigue más contribución del refuerzo con el aumento de la rigidez.

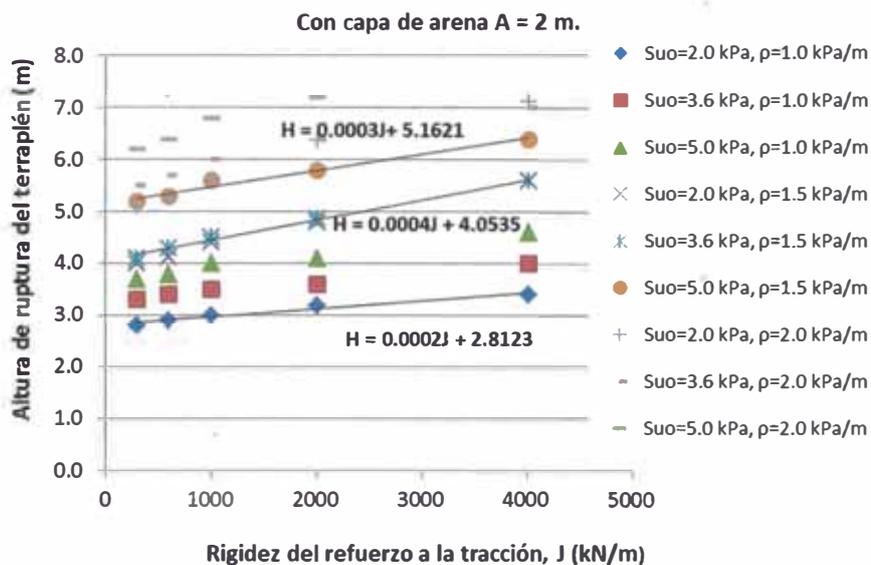
En la presente tesis de investigación, se buscó analizar el comportamiento del terraplén para diferentes tipos de fundación, con o sin la presencia de la capa de arena.

De los resultados obtenidos en base a métodos numéricos, se establecieron correlaciones entre la altura de falla del terraplén y la rigidez del refuerzo. Las siguientes figuras muestran las expresiones calculadas mediante una línea de tendencia en el grafico H vs J, los puntos fueron obtenidos de todos los casos analizados en la presente tesis.

Los puntos obtenidos del análisis del terraplén apoyado en una fundación conformada únicamente de arcilla blanda, muestran la tendencia a una función logarítmica del tipo $H = a \ln (J) + b$.

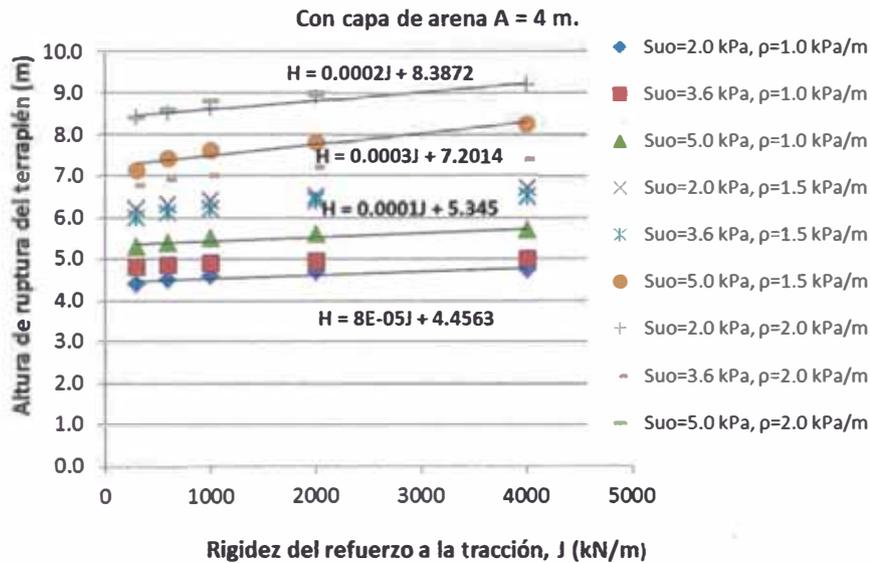


Se observa la diferencia en la relación H vs J para los casos de fundación conformadas con arcilla y una capa de arena, los puntos muestran una tendencia lineal de tipo $H = m J + b$.



La correlación lineal entre las alturas de falla H y la rigidez del refuerzo J, muestran que la pendiente de las rectas se va reduciendo y la tendencia es anularse para capas de arena con espesores mayores a 4 m.

Esto demuestra como al aumentar el espesor de la capa de arena, la resistencia del refuerzo no influirá en el aumento de altura. Es decir tiende a anular las propiedades del uso del refuerzo.



Método de análisis

El análisis de estabilidad por equilibrio límite es una herramienta confiable, pero es preciso conocer la deformación admisible de compatibilidad del refuerzo en el momento de ruptura del terraplén reforzado o la fuerza de tracción en el refuerzo.

Con la metodología aplicada, fue posible obtener la deformación de compatibilidad del refuerzo en la ruptura, así como la fuerza movilizada en el refuerzo.

A través de los resultados de terraplenes analizados por el MEF, fue propuesta una metodología para calcular la deformación del refuerzo en las condiciones de trabajo. El modelo considera los parámetros de resistencia de la fundación y la rigidez del refuerzo para calcular las deformaciones.

Los casos empleados en la validación del modelo fueron de terraplenes inducidos a la ruptura de la fundación, estos casos presentaban una mayor cantidad de datos posibles y además, fue posible emplear algunos casos de terraplenes antes de romper, completando los datos en el momento de ruptura utilizando modelos y soluciones ya existentes. Los resultados obtenidos de la validación en comparación a los casos de terraplenes construidos presentaron buena concordancia.

La presente tesis muestra que la aplicación de las soluciones basadas en la teoría de plasticidad, las deformaciones admisibles del refuerzo calculadas por el MEF junto con un análisis por el método de equilibrio límite, pueden ser usadas por el diseñador para escoger las propiedades del refuerzo que se requiere para estabilizar un terraplén sobre suelo blando con la resistencia creciente con la

profundidad.

5.2 RECOMENDACIONES

Tal como se observó en el Capítulo I, existen fundaciones en Perú que presentan parámetros de suelo ρ mayores a 2 kPa/m y de S_{u0} mayores a 7 kPa. Para futuras investigaciones se recomienda aumentar los análisis para diferentes valores de ρ y S_{u0} , a manera de ampliar el rango estudiado en la presente tesis

Observando la importancia de la capa de arena, se muestran algunas sugerencias para futuras investigaciones:

Calcular el valor del espesor de la capa de arena para el cual el refuerzo ya no es movilizado, además se pueden realizar diferentes análisis como por ejemplo capas de arena a diferente profundidad.

Considerar la consolidación producida durante la construcción para obtener resultados más próximos a los resultados reales de los estudios de terraplenes.

BIBLIOGRAFÍA

ALMEIDA, M. S.S. Aterros sobre solos moles da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro: UFRJ, 1996. 215p.

BATISTA, N. A. **Influência da rigidez do refuerzo em aterros sobre solos moles**. 2007. 142p. Tesis de Maestria - ITA, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2007.

BONAPARTE, R., CHRISTOPHER, B.R., 1987. **Design and construction of reinforced embankments over weak foundations**. Transportation and Research Record, No. 1153, pp. 26–39.

BUENO, B. S. **Propriedades, Especificações e Ensaio**. In: IV Congresso Brasileiro de Geossintéticos e V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, Porto Alegre, RS. Anais do 4o Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 2003. p. 163-176.

BUSTAMANTE CH. AMÉRICO. **Características geotécnicas del subsuelo de la ciudad de Iquitos**. Tesis Profesional – FIC, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. 1993.

CAMPOS, S. A. **Refuerzo de aterro sobre solo mole com geossintéticos: comportamento ao longo do tempo**. 2003. 151p. Tesis de Maestria – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

CARDOSO, C. A. **Estudos numéricos de aterros estaqueados reforçados com Geomalla**. 2009. 216p. Tesis de Maestria - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

CHAI, J. -C., MIURA, N., SHEN, S. -L. **Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil**. Can.Geotech. J. 39: 838-848, 2002.

COMMITTEE ON PLACEMENT AND IMPROVEMENT OF SOILS OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Soil Improvement, history, capabilities, and outlook**. pp. 121-122. New York, USA 1978.

CRISTOPHER, B. R., HOLTZ, R.D., BERG R.R. **Geosynthetic reinforced**

embankments on soft foundations. Proceedings of the United Engineering Foundation, ASCE Geo-Institute Soft Ground Technology Conference 2000, The Netherlands. Soft Ground Technology (GSP 112), p. 206-236, 2001.

DANTAS, B. T. **Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho.** 2004. 209p. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

DA SILVA, A. F. **Análise de estabilidade á ruptura global de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos considerando os efectos do tempo.** 2003. 160p. Tesis de Maestria – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 2003.

DELGADO DUPONT, NORMA. **Características y comportamiento de los suelos tropicales con fines de cimentación.** Universidad Nacional de Ingeniería (Lima, PE). Facultad de Ingeniería Civil. 1998.

ELIAS, V., CHRISTOPHER, B.R., BERG, R.R. **Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Design and construction guidelines”,** Federal Hwy. Administration Rep. No. FHWA-NHI-00-043, Washington, D.C.

FAHEL, A. R. **Desempenho de encontros de ponte reforçados com Geomallas sobre solos moles.** 2003. 247p. Tese (Doutorado) – UnB, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2003.

FORMIGHERI, L. E. **Comportamento de um aterro sobre argila mole da Baixada Fluminense.** 2003. 182p. Tesis de Maestria – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

HERRERA R.F. **Introducción a la estabilidad de taludes.** 39p. VI Curso de Geotecnia. 2013. Ilustre Colegio Oficial de Geólogos – Delegación de Aragón, Zaragoza, 2013.

HINCHBERGER, S. D., ROWE, and R. K. **Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strains at failure.** Geotextiles and Geomembranes, v. 21, p.151-175, 2003.

HOULSBY G. T., JEWELL, R. A. **Analysis of unreinforced embankments on soft clay by plasticity theory.** Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck,

p. 1443-1448, 1988 .

HUMPHREY, D. N., HOLTZ, R. D., **Reinforcement embankments-** A review of case histories. *Geotextiles and Geomembranes*, 4, 129-144, 1986.

INGOLD, T. S. & MILLER, K.S. **Geotextiles Handbook**. Londres: Thomas Telford. 1988.

JEWELL, R. A. **The mechanics of reinforced embankments on soft soils**. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 7, p.237-273, 1988.

KOERNER, R. M. *Designing with Geosynthetics*. 3ed. New Jersey: Prentice Hall, 1994.

MASSAD, F. **Obras de Terra**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. v.1.170 p.

MASSAD, F. **Os Edifícios de Santos e a História Geológica Recente da Baixada Santista**. In: V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul GEOSUL 2006, 2006, Porto Alegre. V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul GEOSUL 2006, 2006. v. I. p. 1-10.

MASSAD, F. **Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações**. *Solos e Rochas*, 22, (1): 3-49, São Paulo, Abril, 1999.

MORAES, C. M. **Aterros reforçados sobre solos moles - Análise numérica e analítica**. 2002. 223p. Tesis de Maestria - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

OLIVEIRA, H. M. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados á ruptura**. 2006. 495p. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

OLIVEIRA, H. M., EHRLICH, M., ALMEIDA, M. S. S., **Embankments over soft clay deposits: the contribution of basal reinforcement and surface sand layer to stability**. *ASCE*, 260-240.

PALMEIRA, E. M., PEREIRA, J. H. F., SILVA, A. R. L., **Back analyses of geosynthetic reinforced embankments on soft soils**. *Geotextiles and*

Geomembranes, 16, 273-292, 1998.

PAULSON, J. N., **Geosynthetic Material and Physical properties relevant to soil reinforcement applications**. Geotextiles and Geomembranes 6, 211-223, 1987.

PINEDO R, NELSON **Geotecnia y los deslizamientos en Iquitos-Perú. Tesis Profesional** Universidad Nacional de Ingeniería (Lima, PE). Facultad de Ingeniería Civil

PINTO, C.S. (1966) **Capacidade de carga de argila com coesão crescente com a profundidade**. Jornal de solos, v.3, n.1, p. 21-44.

PINTO, C.S. (1994) **Aterros na Baixada**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos- Núcleo Regional de São Paulo - ABMS, Brasil, Cap. 10, p. 244-245.

ROCSCIENCE (2005). PHASE2 v.6.0, Theory Manual Rocscience, Toronto, Ontario, Canada.

ROWE, R. K., MYLLEVILLE, B. L. J., **A geogrid reinforced embankment on peat over organic silt: a case history**. Can.Geotech. J. 33: 106-122, 1996.

ROWE, R. K., HINCHBERGER, S. D., **The significance of rate effects in modeling the Sackville test embankment**. Can.Geotech. J. 35: 500-516, 1998.

ROWE R. K., SODERMAN K. L. **Comparison of predicted and observed behavior of two test embankments**, Geotextiles and Geomembranes, Inglaterra, v. 1, p.143-160, 1984.

ROWE, R. K., SODERMAN, K. L. **Geotextile reinforcement of embankments on peat**. Geotextiles and Geomembranes, Inglaterra, v. 2, p.277-298, 1985.

ROWE, R. K., SODERMAN, K. L. **Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: the role of the Finite Element Analyses**. Geotextiles and Geomembranes, v. 6, p.53-80, 1987.

ROWE, R. K., SODERMAN, K. L. **An approximate method for estimating the stability of geotextile - reinforced embankments**, Can.Geotech. J., v. 22, p.

392 - 398, 1985.

ROWE, R. K., LI, A. L., **Geosynthetic - reinforced embankments over soft foundations**, Geosynthetics International, 12, No. 1, p. 50-84, 2005.

SILVA, U. R. **Análise do comportamento de aterros reforçados sobre solos moles: um estudo de caso da Rodovia BA-685, Santa Cruz Cabrália, BA.** 2008. 204p. Tesis de Maestría - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

TERZAGHI, K., PECK, R.B., MESRI, G. **Article 38 of Soil Mechanics in Engineering Practice.** Wiley, New York, 1996, p. 289-290.

URRUTIA V. P. **Análisis Dinámico de Estabilidad por Elementos Finitos de los Taludes de la Costa Verde en el Distrito de Miraflores.** 2008. 52p. Tesis de Grado – Universidad Católica del Perú. Lima 2008.

VERTEMATTI, J. C. **Coordenador Manual Brasileiro de Geossintéticos.** São Paulo: Edgard Blucher, 2004.

WOOD, D. M. **Geotechnical Modelling** (Applied Geotechnics, vol. 1). Taylor & Francis, 2004