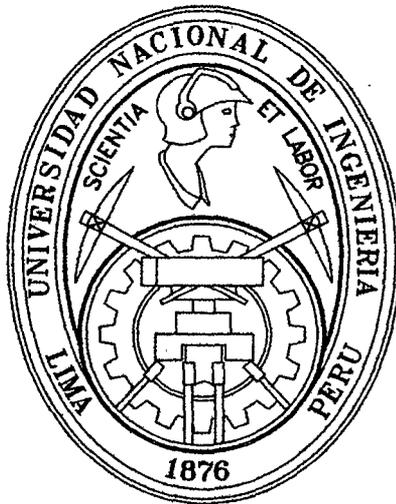


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE
SOPORTE DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS.**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

HENRY EDINSON MUÑOZ PRÍNCIPE

LIMA – PERÚ

2009

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

DEDICATORIA.

A mis padres y hermanos por la comprensión y confianza que depositaron en mí durante mis estudios en el programa de pregrado en la UNI y durante la realización de esta tesis.

AGRADECIMIENTOS.

En primer lugar quisiera agradecer a mi Profesor y Asesor de tesis Dr. Ing. Zenón Aguilar Bardales por incentivar a seguir la rama de la Ingeniería Geotécnica a través sus clases de Mecánica de Suelos dictadas en el programa de pregrado en la UNI y por guiarme en mi formación como asistente de investigación en el Laboratorio Geotécnico del CISMID. También agradecerle por el apoyo incondicional, comprensión y guía brindados durante el desarrollo de esta investigación. Sin duda, sin la ayuda del Dr. Aguilar esta tesis culminada no sería una realidad.

También agradecer al Dr. Ing. Víctor Sánchez Moya, Director del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC), por tomar interés en este tema de investigación y por el financiamiento parcial de este proyecto a través del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil y por sus sugerencias dadas para el avance de esta tesis.

Al Ing. Mario Sardón por el apoyo en los ensayos de calibración de dispositivos electrónicos y por sus consejos relacionados a medición electrónica y al Ing. Augusto Alza por el interés prestado para el desarrollo de este tema de investigación.

Al Laboratorio Geotécnico del CISMID en donde se desarrolló esta investigación y a mis amigos Daniel Basurto, Miguel Díaz, Pablo Peri y Gladys Talaverano; así como también al personal que labora en este laboratorio.

Finalmente, agradecer a mis padres y hermanos por el apoyo incondicional que me han brindado durante mi formación profesional.

ÍNDICE.

RESUMEN.....	V
LISTA DE TABLAS.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	XX
INTRODUCCIÓN.....	XXIII

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN A LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS NO REFORZADOS.

1.1	PATRONES DE FALLA EN SUELOS NO REFORZADOS.....	01
1.2	TEORÍAS DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS NO REFORZADOS.....	03
1.2.1.	Teoría de capacidad de soporte de Terzaghi (1943).....	03
1.2.2.	Teoría de capacidad de soporte de Meyerhof (1963).....	06
1.2.3.	Capacidad de soporte de suelos estratificados.....	06

CAPÍTULO II

CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS REFORZADOS

2.1	INTRODUCCIÓN.....	11
2.2	MECANISMOS DE REFUERZO EN UN SUELO REFORZADO...	14
2.2.1.	El concepto de la fricción.....	14
2.2.2.	El concepto de Cohesión.....	15
2.2.3.	El concepto de cohesión-fricción.....	16
2.3	ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE CAPACIDAD DE SOPORTE EN SUELOS REFORZADOS.....	18
2.4	ESTUDIOS ANALÍTICOS DE CAPACIDAD DE SOPORTE EN SUELOS REFORZAD.....	24
2.4.1.	Mecanismo de falla propuesto por Binquet y Lee (1975).....	24
2.4.2.	Mecanismo de falla propuesto por Huang y Tatsuoka (1988, 1990).....	26

2.4.3. Mecanismo de falla propuesto por Wayne et al (1998).....	28
2.4.4. Mecanismo de falla propuesto por Huang y Menq (1997, 2000).....	30
2.4.5. Mecanismo de falla propuesto por Michalowski (2004).....	32
2.4.6. Mecanismo de falla propuesto por Chen (2007).....	37
2.4.6.1. Falla sobre un sistema de dos capas (capa de suelo fuerte sobre una capa de suelo débil).....	38
2.4.6.2. Falla en la zona reforzada.....	41
2.4.6.3. Falla por punzonamiento parcial.....	46

CAPÍTULO III

CONCEPCIÓN DE LAS DIMENSIONES DEL MODELO

3.1 ESTUDIO DEL MODELO Y PROTOTIPO.....	50
3.2 EFECTO DE ESCALA EN LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS.....	55
3.3 DIMENSIÓN DE LA ZAPATA MODELO Y DEL POZO DE ENSAYO.....	62

CAPÍTULO IV.

ENSAYOS EXPERIMENTALES, RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

4.1 INTRODUCCIÓN.....	66
4.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS DE LA GEOMALLA DE REFUERZO.....	66
4.2.1 Propiedades de Tiempo-Dependencia y Comportamiento Carga-Deformación.....	66
4.2.2 Medición de las deformaciones por tensión en el refuerzo.....	68
4.2.3 Determinación de la tensión en el reforzamiento dentro de la masa de suelo.....	72

4.3	ENSAYO DE TENSIÓN DE LA GEOMALLA DE REFUERZO.....	75
4.3.1	Características de la geomalla.....	75
4.3.2	Objetivo de la instrumentación.....	75
4.3.3	Dispositivos de medida usados para el ensayo de tensión.	76
4.3.4	Instrumentación usada para la medición de deformaciones.....	78
4.3.5	Adherencia de las galgas de deformación a la superficie de la geomalla.....	78
4.3.6	Ensayo de tensión en laboratorio fuera de la masa de suelo.....	79
4.3.7	Protección de las galgas de deformación a condiciones de humedad.....	87
4.4	ENSAYOS EXPERIMENTALES EN LA ARENA DE RELLENO.....	88
4.4.1	Implementación de la estación experimental.....	88
4.4.2	Características físicas y mecánicas de la arena de relleno.	88
4.4.3	Formación del estrato de suelo arenoso.....	90
4.4.4	Formación de un estrato de arena por compactación.....	90
4.4.5	Formación de un estrato de arena por caída de las partículas.....	91
4.4.6	Densidad de deposición y la altura de caída de las partículas.....	91
4.5	ENSAYOS EXPERIMENTALES DE CAPACIDAD DE SOPORTE.	95
4.5.1	Implementación de la estación de ensayos.....	95
4.5.2	Programa de ensayos de capacidad de soporte a pequeña escala.....	98
4.6	DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS.....	100
4.6.1	Efecto del número de capas de geomallas de refuerzo en una masa de arena uniforme.....	106
4.6.2	Efecto de la densidad en la capacidad de soporte de una arena reforzada.....	110
4.6.3	Efecto de la presencia de dos estratos de arena en la capacidad de soporte.....	113
4.6.4	Efecto del espaciamiento de la primera capa de geomalla	

en una masa de arena de dos estratos.....	116
4.6.5 Efecto del número de capas de geomallas de refuerzo en una masa de arena de dos estratos.....	120
4.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES POR TENSIÓN A LO LARGO DE LA GEOMALLA DE REFUERZO.....	123
4.7.1 Distribución de deformaciones en la geomalla de refuerzo dentro de una masa de arena de densidad media.....	123
4.7.2 Distribución de deformaciones en la geomalla de refuerzo dentro de una masa de arena de densidad suelta.....	139
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	143
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	145
ANEXOS.	
A1. Hoja de especificaciones técnicas de la geomalla biaxial Tensar BX1100.....	151
A2. Hoja de especificaciones técnicas de la galga de deformación (strain gage) FLA-5-11-1L.....	152
A4. Hoja de especificaciones técnicas del pegamento para las galgas de deformación CN-adhesive.....	153
A5. Hoja de especificaciones técnicas de la cinta de protección para las galgas de deformación a condiciones de humedad SB-TAPE.....	155

RESUMEN.

Cimentar sobre áreas que poseen suelos sueltos altamente compresibles involucra soluciones tradicionales como el uso de cimentaciones profundas o el reemplazo de grandes potencias de este material por otro de mejor calidad. Estos sistemas están ligados a un alto costo lo que ha significado buscar soluciones económicas. Así para mejorar la capacidad de soporte y disminuir el asentamiento en suelos sueltos o blandos que involucre un menor costo, se ha utilizado geomallas como material de refuerzo. Sin embargo, esta técnica de reforzamiento involucra diversos parámetros como las propiedades físicas-mecánicas del suelo y de la geomalla, la distribución de esfuerzos en una masa de suelo reforzado, entre otros que requieren ser estudiados para obtener un beneficio óptimo.

Con el objetivo de evaluar el comportamiento de este sistema de suelo reforzado se ha implementado un modelo físico a pequeña escala que ha involucrado el diseño, la construcción, técnicas de instrumentación y ensayos en una arena de compacidad media reforzada con geomallas. Los ensayos experimentales han consistido en el monitoreo de la carga aplicada y del asentamiento producido sobre la zapata modelo (0.15x0.15 m) que descansa sobre una masa de arena contenida en un depósito rectangular (1.50x1.50x2.0m) reforzada con un número variable de capas de geomallas, además se ha monitoreado las deformaciones por tensión generadas en las geomallas usando strain gages o galgas de deformación adheridos a ésta para estimar la deformación por tensión inducido por la carga aplicada.

Los resultados muestran que el uso de geomallas incrementa la capacidad de soporte última del suelo y reduce el asentamiento comparado con suelos sin reforzar y que los esfuerzos transmitidos al suelo debajo de un estrado reforzado es menor que aquel para un suelo sin refuerzo. También el esfuerzo registrado en la geomalla es un indicador de la contribución de las capas de geomalla a la resistencia del sistema de suelo reforzado.

LISTA DE TABLAS.

Tabla 3.1. Tamaño de zapata y tamaño de pozos de ensayo usados por diferentes investigadores para la obtención de la capacidad de soporte en laboratorio.....	64
Tabla 4.1. Propiedades índices de la geomalla biaxial BX1100 manufacturada por Tensar Earth Technologies, Inc. usada en el experimento.....	77
Tabla 4.2. Características principales de una galga de deformación del tipo FLA-5-11-1L manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.....	77
Tabla 4.3. Caracterización física por tamizado (ASTM D422) del suelo de relleno usado en el experimento.....	89
Tabla 4.4. Resumen de los ensayos de capacidad de soporte (B es el ancho de la zapata modelo B= 150 mm).....	99
Tabla 4.5. Valores de carga normalizada (N) y valores de relación de capacidad de soporte a un asentamiento dado (BCRs) para diversos valores de asentamientos normalizados (s/B) para los ensayos de capacidad de soporte.....	105
Tabla 4.6. Valores de carga normalizada (N) y valores de deformación por tensión en la geomalla de refuerzo para la serie de ensayos A: A2 (u=1/3B, h=0, n=1), A3 (u=1/3B, h=1/3B, n=2) y A4 (u=1/3B, h=1/3B, n=3).....	125
Tabla 4.7. Valores de carga normalizada (N) y valores de deformación por tensión en la geomalla de refuerzo para la serie de ensayos C: C3 (u=1/3B, h=0, n=1), C4 (u=2/3B, h=0, n=1) y C6 (u=1/3B, h=1/3B, n=2).....	139

Tabla 4.8. Comparación de las deformaciones por tensión en la geomalla de refuerzo obtenidas para los de la serie de ensayos A y C..... 140

Tabla 4.9. Valores de carga normalizada (N) y valores de deformación por tensión en la geomalla de refuerzo para la serie de ensayos B: B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$)..... 141

LISTA DE FIGURAS.

Figura 1.1. Patrones de falla a) Falla por corte general, b) Falla por corte local, c) Falla de corte por punzonamiento. Según Vesic (1973).....	04
Figura 1.2. Modos de falla en cimentaciones sobre arena, Vesic (1973)...	05
Figura 1.3. Valores de asentamiento normalizado s/B en placas circulares y rectangulares bajo carga última para valores de $D_f/B=0$ en arena. Vesic (1973).....	05
Figura 1.4. Esquema de falla de corte en un suelo usado en el desarrollo de la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi (1943).....	06
Figura 1.5. Esquema usado para el cálculo de la capacidad de soporte de para suelos estratificados.....	08
Figura 1.6. Variación de c_2/c_1 versus q_2/q_1 basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978).....	08
Figura 2.1. Concepto del incremento del confinamiento del suelo reforzado (Yang, 1974).....	13
Figura 2.2. Relación de esfuerzo-deformación del ensayo de compresión triaxial en una arena reforzada (Gray y Al-refeai, 1987).....	14
Figura 2.3. Incremento de la resistencia del suelo debido al reforzamiento, Vidal (1969).	15
Figura 2.4. Cohesión inducida por el reforzamiento, Long, et al (1973).....	16
Figura 2.5. Envolvente de Mohr para un suelo reforzado, Hausmann (1976).....	17
Figura 2.6. Mecanismo de reforzamiento (Haliburton et al., 1981).....	18

Figura 2.7. Parámetros geométricos de una cimentación rectangular soportada por un suelo reforzado.....	21
Figura 2.8. Formas de falla de la capacidad de soporte de un suelo reforzado con tiras de aluminio (a) $u/B \geq 2/3$, (b) $u/B < 2/3$ y $N < 2$ o 3, (c) $u/B < 2/3$ y $N > 4$ (Binquet y Lee, 1975).....	25
Figura 2.9. Mecanismo de falla de una cimentación sobre un suelo reforzado con tiras de aluminio (Binquet y Lee, 1975).....	25
Figura 2.10. Arreglo del ensayo modelo en laboratorio (Huang y Tatsuoka, 1990).....	27
Figura 2.11. Modos de falla de una arena reforzada (Huang y Tatsuoka, 1990).....	27
Figura 2.12. Posibles mecanismos de falla para cimentaciones reforzadas con geosintéticos. (a) Falla superficial, (b) Falla entre los reforzamientos, (c) Falla por punzonamiento profundo: punzonamiento a través de la zona de refuerzo, (d) Falla por punzonamiento a lo largo de la zona reforzada (Wayne et al., 1998).....	29
Figura 2.13. Mecanismo de falla propuesto por Schlosser et al. (1983).....	31
Figura 2.14. Mecanismo de falla de un suelo con una capa de reforzamiento (Michalowski, 2004).....	34
Figura 2.15. Profundidad relativa (d/B) recomendada para una sola capa de reforzamiento (Michalowski, 2004).....	35
Figura 2.16. Espaciamiento relativo (h/B) recomendado para dos capas de reforzamiento y tres capas de reforzamiento (Michalowski, 2004).....	36
Figura 2.17. Falla en un suelo reforzado asumiendo una zapata sobre un	

sistema de dos capas de suelo (Chen, 2007).....	40
Figura 2.18. Falla en un suelo reforzado asumiendo una zapata sobre un sistema de dos capas de suelo con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).....	40
Figura 2.19. Falla en un suelo reforzado asumiendo una zapata sobre un sistema de dos capas de suelo con reforzamiento vertical (Chen, 2007)....	40
Figura 2.20. Falla en la zona reforzada (Chen, 2007).....	42
Figura 2.21. Falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).....	42
Figura 2.22. Fuerzas pasivas actuando en la cuña triangular de la Figura 2.21 para el caso de una falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).....	43
Figura 2.23. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de suelo bcdg para el caso de una falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).....	43
Figura 2.24. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de suelo abc para el caso de una falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).....	44
Figura 2.25. Falla en la zona reforzada con un reforzamiento de tensión a lo largo de las caras ac y bc (Chen, 2007).....	46
Figura 2.26. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de suelo abc de la Figura 2.25 (Chen, 2007).....	46
Figura 2.27. Falla por punzonamiento parcial (Chen, 2007).....	48
Figura 2.28. Falla por punzonamiento parcial con refuerzo horizontal	

(Chen, 2007).....	48
Figura 2.29. Falla por punzonamiento parcial con refuerzo de tensión a lo largo de las caras aa'c y bb'c (Chen, 2007).....	48
Figura 3.1. Definición de la línea de estado estable (Fellenius y Altaee, 1994).....	52
Figura 3.2. Esfuerzo versus asentamiento normalizado para tres distintos tamaños de zapatas B= 0.5m, 1.0 m y 2.0 m descansando sobre las arenas Fuji River (relación de vacíos desde 0.891 hasta 0.909) y arenas Kogyuk (relación de vacíos desde 0.680 hasta 0.678) respectivamente (Fellenius y Altaee, 1994).....	54
Figura 3.3. Esfuerzo versus asentamiento normalizado para una zapata de tamaño B= 1.0 m localizada a una profundidad desde la superficie de B= 1.0m, descansando sobre las arenas de relación de vacíos variable Fuji River y Kogyuk respectivamente (Fellenius y Altaee, 1994).....	54
Figura 3.4. Esfuerzo versus asentamiento para zapatas de tamaños B=0.5m, 1.0m y 2.0m localizadas a una misma profundidad (B) y para el mismo valor de ypsilon (Y) para la arena Fuji River (Fellenius y Altaee, 1994).....	55
Figura 3.5. Comparación de la relación entre N_r y B en ensayos de capacidad de soporte realizados a la gravedad natural (1g) y en ensayos centrífugos y (Tatsuoka et al., 1989).....	56
Figura 3.6. Influencia de los niveles de presión en el valor del ángulo de fricción para dos tipos de arena: (a) El ángulo de fricción es independiente de los niveles de presión (arena tipo Karlsruhe) y (b) el ángulo de fricción es dependiente del nivel de presión lateral (arena tipo Darmstadt) (Hettler y Gudehus, 1988).....	60
Figura 3.7. Ángulo de fricción en función de la presión de confinamiento	

para dos tipos de arenas Darmstadt (D_r : 85%) y Eastern Scheldt (D_r : 55%) respectivamente (Hettler y Gudehus, 1988).....	61
Figura 3.8. Efecto de escala en el valor del factor de capacidad de soporte N_γ con relación al ancho B de la zapata (Tatsuoka, 2007).....	62
Figura 3.9. Variación de la relación de capacidad de soporte última (BCR) con el ancho de la zapata en ensayos a pequeña escala (Das et al., 2004)	63
Figura 4.1. Determinación de la rigidez como una función del tiempo usando diferentes ensayos de laboratorio: (a) ensayo a una razón de deformación constante, (b) ensayo a carga constante (creep), (c) ensayo de relajación de esfuerzos (stress relaxation).....	71
Figura 4.2. Distribución simplificada del asentamiento vertical en una arena (Chen, 2007).....	74
Figura 4.3. Distribución simplificada de la deformación a lo largo del reforzamiento (Chen, 2007).....	75
Figura 4.4. Patrones geométricos de una galga de deformación (Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.).....	78
Figura 4.5. Galga de deformación (Strain gage) adherido a una costilla de la geomalla biaxial Tensar BX1100, orientado en la dirección transversal al maquinado (XMD).....	80
Figura 4.6. Aparato de tensión implementado en el Laboratorio de Estructuras del CISMID.....	82
Figura 4.7. Vista de la disposición de las galgas de deformación a lo largo de la dirección transversal al maquinado (XMD) y dirección de aplicación de tensión en un espécimen de geomalla de 0.18x0.48m.....	82
Figura 4.8. Tensión versus deformación de especímenes de geomalla BX1100 (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD)....	84

Figura 4.9. Deformación experimentada en el tiempo de un espécimen de geomalla BX1100 (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD) (ensayo 5 de la Figura 4.8).....	84
Figura 4.10. Tensión versus deformación global para dos espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD).....	85
Figura 4.11. Relación de la deformación global y la deformación local para un espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD).....	85
Figura 4.12. Disposición de las galgas de deformación a lo largo de la dirección al maquinado (MD) y dirección de aplicación de carga en un espécimen de geomalla de 0.60x0.90m.....	86
Figura 4.13. Tensión versus deformación global para un espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.60x0.90 m) en la dirección del maquinado (MD).....	86
Figura 4.14. Relación de la deformación global y la deformación local para un espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.60x0.90 m) en la dirección del maquinado (MD).....	87
Figura 4.15. Vista general del aparato esparcidor de arena implementado.....	89
Figura 4.16. Curva granulométrica de la arena de relleno.....	90
Figura 4.17. Ubicación de los recipientes en la base del pozo de ensayo...	92
Figura 4.18. Vista de la disposición de los recipientes para la obtención de las densidades.....	93

Figura 4.19. Densidades obtenidas usando el aparato esparcidor a distintas alturas de caída.....	94
Figura 4.20. Densidades relativas obtenidas usando el aparato esparcidor a distintas alturas de caída.....	94
Figura 4.21. Esquema general de la implementación: del pozo de ensayos y de la viga de reacción.....	96
Figura 4.22. Trabajos iniciales de implementación de la viga de reacción...	97
Figura 4.23. Vista general de la estación de ensayos implementado y disposición de equipos y dispositivos para realizar los ensayos de capacidad de soporte.....	97
Figura 4.24. Esquema general de los ensayos de capacidad de soporte de una arena reforzada con geomallas instrumentadas.....	100
Figura 4.25. Densidades secas obtenidas para la serie de ensayos A.....	101
Figura 4.26. Densidades secas obtenidas para la serie de ensayos C.....	101
Figura 4.27. Ensayo de funcionamiento de las galgas de deformación.....	104
Figura 4.28. Geomalla instrumentada con galgas de deformación a lo largo de la dirección transversal al maquinado (XMD) y ubicación de los mismos.....	104
Figura 4.29. Colocación de la geomalla de refuerzo instrumentada antes del ensayo de capacidad de soporte.....	106
Figura 4.30. Patrón de deformación para una arena reforzada con una capa de geomalla (ensayo A2: $u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) obtenida en la sección	

central debajo de la zapata modelo.....	108
Figura 4.31. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos A: A1 (no reforzado), A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).....	108
Figura 4.32. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos A: A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).....	109
Figura 4.33. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus número de capas de geomalla de refuerzo n para diversos valores de asentamiento relativo (s/B=1% hasta 22%).....	109
Figura 4.34. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus profundidad relativa de reforzamiento d/B para diversos valores de asentamiento relativo (s/B=1% hasta 22%).....	110
Figura 4.35. Asentamiento inducido por la aplicación de carga a través de la zapata modelo para el ensayo B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	111
Figura 4.36. Geomalla deformada generado por la aplicación de carga a través de la zapata modelo para el ensayo B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	112
Figura 4.37. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos B: B1 (no reforzado), B2 (no reforzado), B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	112
Figura 4.38. Relación de Capacidad de soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos B: B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	113
Figura 4.39. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para estratos de arena no reforzada. A1: arena uniforme. C1 y C2: arena estratificada.....	115

Figura 4.40. Extensión de la superficie de falla obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo para un suelo no reforzado (ensayo A1).....	115
Figura 4.41. Extensión de la superficie de falla obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo para un suelo reforzado con una capa de geomalla (ensayo C3).....	116
Figura 4.42. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C1 (no reforzado), C2 (no reforzado), C3 (u=1/3B, h=0, n=1), C4 (u=2/3B, h=0, n=1) y C5 (u=B, h=0, n=1).....	118
Figura 4.43. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C3 (u=1/3B, h=0, n=1), C4 (u=2/3B, h=0, n=1) y C5 (u=B, h=0, n=1).....	118
Figura 4.44. Patrón de deformación para una arena reforzada con una capa de geomalla (ensayo C3: u=1/3B, h=0, n=1) obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo.....	119
Figura 4.45. Patrón de deformación para una arena reforzada con una capa de geomalla (ensayo C4: u=2/3B, h=0, n=1) obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo.....	119
Figura 4.46. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C1 (no reforzado), C3 (u=1/3B, h=0, n=1) y C6 (u=1/3B, h=1/3B, n=2).....	121
Figura 4.47. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C3 (u=1/3B, h=0, n=1) y C6 (u=1/3B, h=1/3B, n=2).....	121
Figura 4.48. Relación de Capacidad de soporte BCRs versus número de capas de geomalla de refuerzo n para diversos valores de asentamiento relativo (s/B=1% hasta 22%) para el ensayo C6 (u=1/3B, h=1/3B, n=2).....	122

Figura No. 4.49. Diagrama Relación de Capacidad de soporte BCRs versus profundidad relativa de reforzamiento d/B para diversos valores de asentamiento relativo ($s/B=1\%$ hasta 22%) para el ensayo C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).....	122
Figura 4.50. Vista general de la ubicación de las galgas de deformación y definición de la distancia relativa x/B desde el punto central de la geomalla.....	124
Figura 4.51. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	127
Figura 4.52. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	128
Figura 4.53. Deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	128
Figura 4.54. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$)...	129
Figura 4.55. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).....	129
Figura 4.56. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).....	130
Figura 4.57. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).....	130

Figura 4.58. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$)...	131
Figura 4.59. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).....	131
Figura 4.60. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).....	132
Figura 4.61. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).....	132
Figura 4.62. Deformación por tensión a lo largo de la tercera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).....	133
Figura 4.63. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	134
Figura 4.64. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	134
Figura 4.65. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	135
Figura 4.66. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$).....	135
Figura 4.67. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C4 ($u=2/3B$,	

h=0, n=3).....	136
Figura 4.68. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$).....	136
Figura 4.69. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$)...	137
Figura 4.70. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).....	137
Figura 4.71. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).....	138
Figura 4.72. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).....	138
Figura 4.73. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie B3 y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).	141
Figura 4.74. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie B3 y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	142
Figura 4.75. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie B3 y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).....	142

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.

- b: Ancho de la capa de la geomalla.
- B: Ancho de la cimentación.
- BCR_s : Relación de Capacidad de Soporte para una asentamiento s.
- BCR_u : Relación de Capacidad de Soporte con respecto a la carga última.
- c: Cohesión del suelo.
- C_1 : Factor de corrección de profundidad de cimentación para el cálculo del asentamiento elástico S_e .
- C_2 : Factor de corrección por deformación secundaria en la arena para el cálculo del asentamiento elástico S_e .
- C_3 : Factor de corrección por la forma de la zapata para el cálculo del asentamiento elástico S_e .
- c_{int} : Resistencia cortante de la interfase suelo-refuerzo debido a la adhesión, definido por Michalowski (2004).
- CR: Relación de cobertura (cover ratio), definida por Huang y Tatsuoka (1989,1990).
- d: Profundidad de relleno reforzado.
- D_f : Profundidad embebida de la zapata.
- D_p : Profundidad de la falla por punzonamiento en la zona reforzada, definida por Chen (2007).
- E_s : Módulo elástico de la arena.
- FC: Factor de Calibración que relaciona las medidas de deformación unitaria global y la deformación unitaria local.
- h: Espaciamiento entre las capas de la geomalla.
- J: Módulo de tensión del refuerzo.
- K_p : Coeficiente de presión pasiva del suelo.
- K_s : Coeficiente de corte por punzonamiento el cual depende del ángulo de fricción del suelo.
- l: Largo de cada capa de la geomalla.
- L: Largo de la cimentación.
- M_c, M_q, M_γ : Factores de capacidad de soporte debido al reforzamiento, definido por Michalowski (2004).

- M_p : Coeficiente que incluye el número de capas de refuerzo, definido por Michalowski (2004).
- N : Carga normalizada con respecto a la carga aplicada (q), al ancho de la zapata (B) y al peso específico del suelo (γ); igual a $2q/(B\gamma)$.
- n : Número de capas de la geomalla (o N según Huang y Tatsuoka, 1989, 1990).
- N_c , N_q y N_γ : Factores de capacidad de soporte.
- N'_c , N'_q y N'_γ : Factores de capacidad de soporte modificados para una falla por corte local.
- N_p : Número de capas de reforzamiento localizado en la zona de punzamiento, indicado por Chen (2007).
- p : Capacidad de soporte de suelo reforzado, definida por Michalowski (2004).
- $q_{(R)}$: Capacidad de soporte con refuerzo para un asentamiento s dado.
- q : Capacidad de soporte sin refuerzo para un asentamiento s dado.
- $q_{u(R)}$: Capacidad de soporte última con refuerzo.
- q_u : Capacidad de soporte última de la cimentación.
- q_u : Capacidad de soporte última sin refuerzo.
- s/B : Asentamiento normalizado respecto al ancho de la zapata B .
- s : Asentamiento o desplazamiento vertical de una zapata.
- s_a , s_s , s_T : Factores para la resistencia al corte por punzonamiento, definidos por Chen (2007).
- S_e : Asentamiento elástico de una cimentación.
- T : Fuerza de tensión del reforzamiento, definida por Chen (2007).
- $T_{t,i}$: Fuerza de tensión en cada lámina en la capa i de refuerzo, definida por Huang y Tatsuoka (1989, 1990).
- T_t : Resistencia a tensión del reforzamiento, definida por Michalowski (2004).
- u : Distancia desde la base de la zapata a la primera capa de geomalla.
- ΔB : Incremento del ancho de la zapata debido al reforzamiento.
- Δq_T : Incremento de la capacidad de soporte debido a la fuerza de tensión del reforzamiento T , definido por Chen (2007).
- f_b y f_c : Coeficientes de adhesión, definido por Michalowski (2004).
- β : Ángulo de la distribución de esfuerzos debido al efecto de platea ancha.
- ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

ε : Deformación global de una muestra de geomalla.

γ : Peso específico del suelo.

ε_L : Deformación por tensión local registrada por las galgas de deformación.

δ : ángulo promedio de inclinación de la presión de pasiva P_p , como indica Chen (2007).

μ : Coeficiente de fricción en la interfase suelo-refuerzo, definido por Michalowski (2004).

σ_1, σ_3 : Esfuerzos principales normales en el Círculo de Mohr.

ASTM: Sociedad Americana de Ensayos de Materiales (American Society Testing Materials).

GRS: Suelo reforzado con geosintético (Geosynthetic Reinforced Soil).

IGS: Sociedad Internacional de Geosintéticos.

LRFD: Especificación para el diseño de estructuras de acero por factores de carga (Load Resistance Factor Design).

INTRODUCCIÓN.

En esta tesis se ha investigado los beneficios de usar geomallas como material de refuerzo para mejorar la capacidad de soporte y reducir el asentamiento de cimentaciones superficiales que descansan sobre arenas. Para cumplir con los objetivos de esta investigación se ha implementado un ambiente adecuado para realizar los ensayos de capacidad de soporte a pequeña escala. Los resultados de estos ensayos muestran que la inclusión de la geomalla en una masa de arena puede mejorar la capacidad de soporte y reducir el asentamiento comparado con aquellas cimentaciones que descansan sobre arenas no reforzadas. Las deformaciones por tensión desarrolladas a lo largo de cada capa de geomalla, las cuales han sido registradas usando galgas de deformación directamente adheridas a la superficie de la geomalla, están directamente relacionadas con el asentamiento superficial.

Esta tesis está dividida en cuatro capítulos que a continuación brevemente se mencionan. El Capítulo I, presenta las teorías de la capacidad de soporte de suelos no reforzados. El Capítulo II, describe las teorías de la capacidad de soporte de suelos reforzados. El Capítulo III, presenta los argumentos relacionados a la mecánica de suelos que acreditan la validez de los resultados de los ensayos de capacidad de soporte obtenidos de usar modelos a pequeña escala. Además, estos argumentos han servido para adoptar las dimensiones de la estación de ensayos implementada. El Capítulo IV, describe los pasos de implementación de la estación de ensayos, los ensayos de resistencia de la geomalla de refuerzo y los ensayos de capacidad de soporte, así como también se realiza el análisis y la discusión detallada de los resultados encontrados. Finalmente, se presenta las conclusiones de esta investigación

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN A LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS NO REFORZADOS.

El cálculo de la capacidad de soporte de cimentaciones es considerado como el primer paso en la práctica para el diseño de cimentaciones. En este capítulo se detalla las consideraciones de manera general tomadas para el cálculo de la capacidad de soporte para cimentaciones superficiales. Para estimar la capacidad de soporte última de las cimentaciones han sido propuestas diferentes aproximaciones, siendo las teorías comúnmente usadas las propuestas por Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963) entre otros.

1.1 PATRONES DE FALLA EN SUELOS NO REFORZADOS.

Los modos de falla en suelos no reforzados son divididos en tres categorías: una falla por corte general, una falla por corte local y una falla por punzonamiento. La carga para producir una falla en un suelo está ligada a diversos factores, en general estos modos de falla dependen de la densidad relativa del suelo, de la geometría de la cimentación y de las condiciones de carga aplicadas (Vesic, 1973).

Las características básicas de estos modos de falla son mostradas en la Figura 1.1. Para el caso de una falla por corte general, que es el modo de falla asociado a suelos densos, de baja compresibilidad, la superficie de falla es continua desde la cuña de la zapata hasta la superficie del suelo. Para este caso la resistencia cortante del suelo se desarrolla íntegramente a lo largo de la

superficie de falla. La curva carga-asentamiento posee una pendiente constante para un porcentaje de la carga última q_u , (q_u se denomina como capacidad de soporte última de la cimentación), subsiguiente es observado una desviación del segmento de línea recta y una fluencia a medida que la intensidad de carga se aproxima al valor de q_u como se muestra en la Figura 1.1(a).

El segundo modo de falla es por corte local, que está asociada a suelos medianamente compactados, este tipo de falla se extiende desde la cuña de la zapata hasta aproximadamente la zona del estado pasivo de Ranking, desarrollándose la resistencia cortante sobre una parte de la superficie de falla. Sobre la zapata se muestra un cierto grado de abultamiento a los costados y una considerable zona de compresión sobre la misma. De la Figura 1.1 (b), se puede observar en la curva carga-asentamiento un menor grado de linealidad con una pendiente más empinada y un menor valor de capacidad de soporte última q_u comparado con el caso de una falla por corte general. El tercer modo de falla se produce para el caso en que la cimentación es soportada por un suelo suelto produciéndose una falla por punzonamiento. En este tipo de falla la deformación vertical por corte puede ser visible alrededor del perímetro de la zapata, además la falla en este tipo de suelo no se extiende hasta la superficie del terreno como se observa en la Figura 1.1 (c).

La generación de estos tres modos de falla han sido estudiados extensamente, así por ejemplo en base a los resultados experimentales de cimentaciones que descansan sobre arena, Vesic (1973) propuso una carta gráfica como se muestra en la Figura 1.2 para predecir el modo de falla por capacidad de soporte en función de la compacidad relativa (D_r) de la arena y en función de la relación de profundidad de cimentación (D_f) con respecto al ancho de zapata (B) establecida como (D_f/B). También Vesic (1973) realizó diversos ensayos sobre placas circulares y rectangulares sobre una arena bajo carga última para diferentes rangos de compacidad relativa de la arena. Los resultados de este experimento indican que para cimentaciones a poca profundidad la carga última puede ocurrir para relaciones de asentamientos normalizados de la cimentación, esto es la relación de asentamiento con respecto al ancho de la zapata, s/B en el rango de 4 a 10%, esta condición ocurre al presentarse una falla por corte general. Sin embargo, para el caso de presentarse una falla de corte local o una

falla de corte por punzonamiento, la carga última puede presentarse para relaciones de asentamientos normalizados con respecto al ancho B de la zapata (s/B) en el orden de 15% al 25%. Resultados de este experimento se muestran en la Figura 1.3

1.2 TEORÍAS DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS NO REFORZADOS.

1.2.1. Teoría de la capacidad de soporte de Terzaghi (1943).

Terzaghi (1943) expandió la teoría de Prandtl al incluir el efecto del peso del suelo encima la base de la zapata imponiendo una sobrecarga equivalente y asumiendo una zapata corrida con base rugosa de extensión infinita y de ancho unitario; además Terzaghi (1943) asumió que el ángulo α , de la Figura 1.4, debería ser igual a ϕ en vez de $(45+\phi/2)$ asumida por Prandtl y otras teorías. De la Figura 1.4 se puede notar que la zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes: en una zona triangular ACD debajo de la cimentación, dos zonas de corte radiales ADF y CDF con arcos de una espiral logarítmica DE y DF y dos zonas de estado pasivo de Rankine AFH y CEG. Al reemplazar el suelo encima de la cimentación por una carga equivalente (q), entonces la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ es despreciada. Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi (1943) expresó la capacidad de carga última como:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (1.1)$$

En donde:

q_u : es la capacidad de soporte última de la cimentación y N_c , N_q y N_γ : son los factores de capacidad de soporte y pueden calcularse como sigue:

$$N_c = \left[\frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] \cot \phi \quad (1.2)$$

$$N_q = \left[\frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right] \quad (1.3)$$

$$N_\gamma = 0.5 \tan \phi \left(\frac{K_p}{\cos \phi} - 1 \right) \quad (1.4)$$

$$a = e^{(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi} \quad K_p : \text{Coeficiente de empuje pasivo.}$$

Si se acepta el cambio del ángulo $\alpha = \phi$ como $\alpha = 45 + \phi/2$; los factores de capacidad de soporte N_c , N_q y N_γ cambiarán. Con $\alpha = 45 + \phi/2$, las relaciones para N_c y N_q pueden obtenerse de las ecuaciones (1.5), (1.6) y (1.7). La ecuación para N_c y N_q fueron obtenidas por Prandtl (1921) y Reissner (1924) respectivamente y N_γ fue dado Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973).

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad (1.6)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (1.7)$$

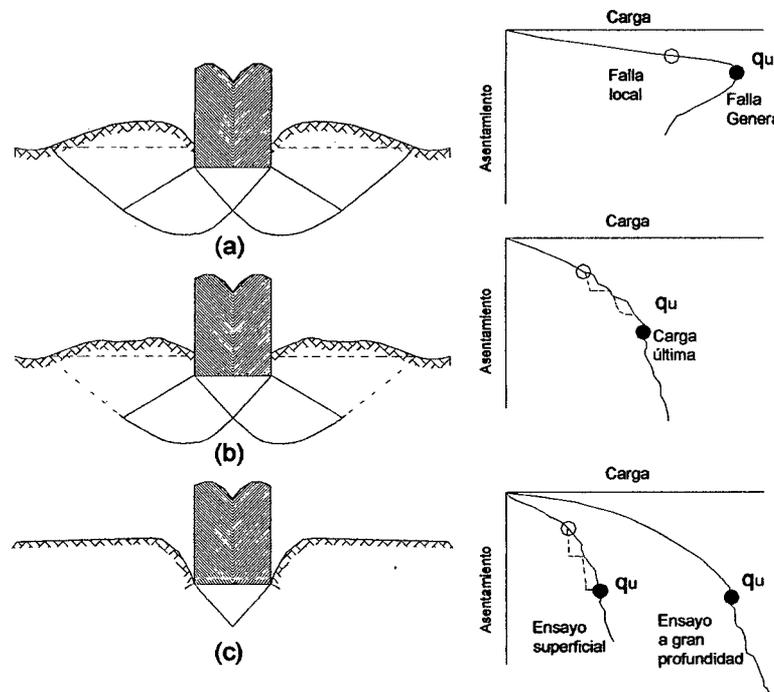


Figura 1.1. Patrones de falla a) Falla por corte general, b) Falla por corte local, c) Falla de corte por punzonamiento. Según Vesic (1973).

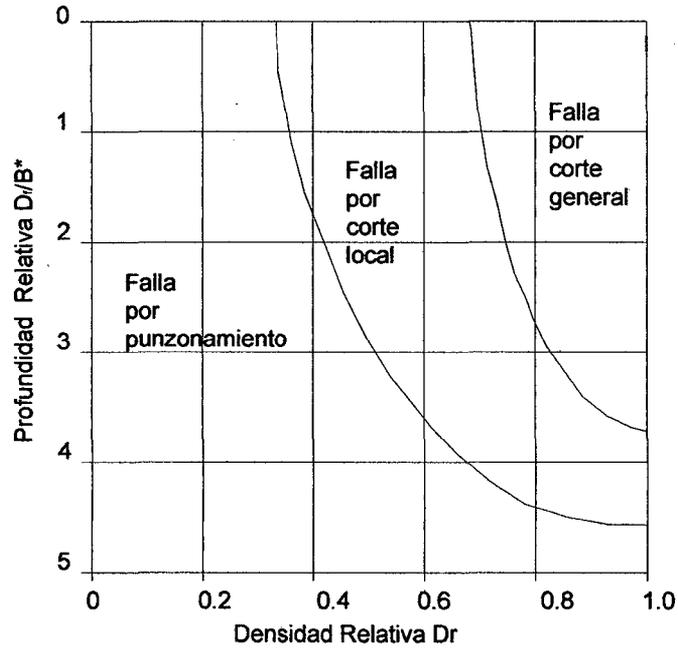


Figura 1.2. Modos de falla en cimentaciones sobre arena, Vesic (1973).

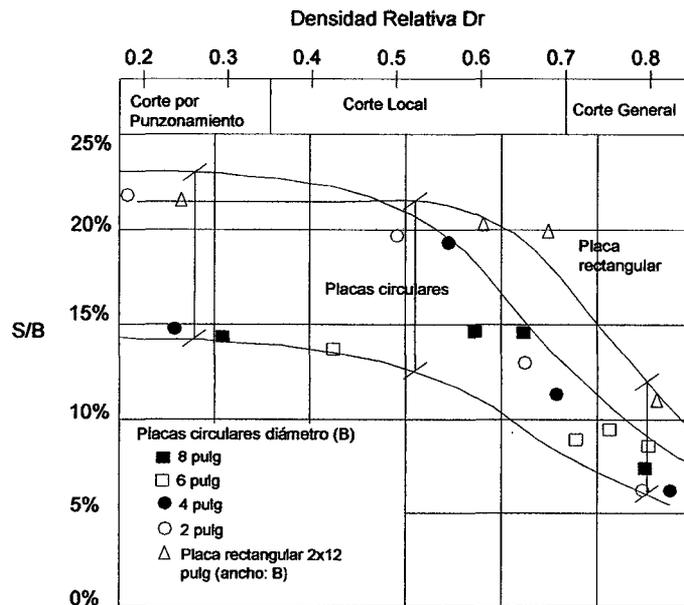


Figura 1.3. Valores de asentamiento normalizado s/B en placas circulares y rectangulares bajo carga última para valores de $D_f/B= 0$ en arena. Vesic (1973).

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas, la Ecuación (1.1) puede modificarse a:

$$q_U = 1.3 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (1.8)$$

Para cimentaciones que exhiben falla por corte local, Terzaghi sugirió calcular los factores de capacidad de soporte modificados N_c' , N_q' y N_γ' . Estos factores se calculan reemplazando el valor del ángulo de fricción efectiva del suelo ϕ por ϕ^* , en donde $\phi^* = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$ y reemplazando el valor de la cohesión del suelo c por c^* , $c^* = 2/3c$.

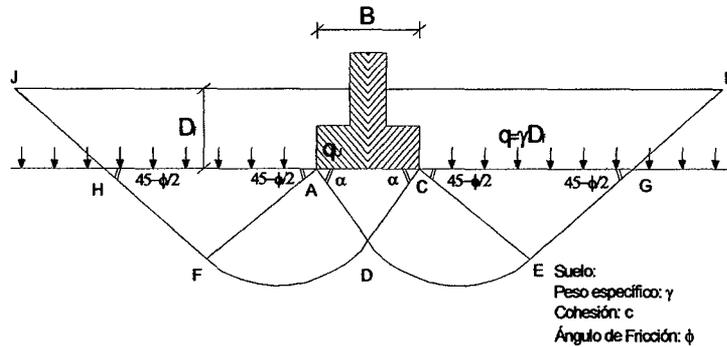


Figura 1.4. Esquema de falla de corte en un suelo usado en el desarrollo de la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi (1943).

1.2.2. Teoría de Capacidad de Carga de Meyerhof (1963).

Meyerhof (1963) adicionó a la ecuación básica de Terzaghi factores de forma de la cimentación, factores de profundidad de cimentación e inclinación de la carga aplicada, sugiriendo la siguiente ecuación general de capacidad de soporte:

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1.9)$$

Los factores de capacidad de soporte teóricos para cimentaciones superficiales continuas bajo una carga vertical son los mismos descritos en las ecuaciones (1.5), (1.6), además para N_γ , Meyerhof (1961) obtuvo la siguiente expresión:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (1.10)$$

1.2.3. Capacidad de carga de suelos estratificados.

Las ecuaciones de la capacidad de carga presentadas anteriormente implican casos en que el suelo que soporta a la cimentación es homogéneo y se extiende

hasta una profundidad considerable. Sin embargo, en la práctica se encuentran perfiles de suelo estratificados. Para este caso, Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974) desarrollaron fórmulas para calcular la capacidad de soporte última. La Figura 1.5 muestra una cimentación superficial corrida soportada por un estrato de suelo fuerte sobre un estrato de suelo débil extendida a una gran profundidad. Si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho de la cimentación B , entonces ocurrirá una falla por punzonamiento en la capa superior de suelo seguida de una falla por corte general del estrato inferior, como se muestra en la Figura 1.5(a), para este caso la capacidad de soporte última q_u , puede calcularse como:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad (1.11)$$

En donde: q_b es la capacidad de soporte del estrato inferior del suelo, c_a es la adhesión, γ_1 es el peso específico del suelo del estrato superior, D_f es la profundidad de cimentación, K_s es el coeficiente de corte por punzonamiento, ϕ es el ángulo de fricción del suelo del estrato superior y B es el ancho de la cimentación.

El coeficiente de punzonamiento K_s , es una función de la relación de las capacidades de soporte última de estratos homogéneos de suelo superior e inferior respectivamente q_2/q_1 y del ángulo de fricción efectiva del suelo del estrato superior ϕ_1 . La adhesión c_a , puede calcularse a partir de la Figura 1.6. Para el caso de arcillas, la adhesión c_a , varía desde la unidad para estratos de arcilla homogéneos ($c_1/c_2=1$) hasta aproximadamente 0.7 ($c_1/c_2=10$).

$$K_s = f\left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1\right), \quad q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}, \quad q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}$$

En donde q_1 y q_2 son las capacidades de soporte última de una cimentación corrida de ancho B bajo carga vertical sobre las superficies de estratos gruesos homogéneos de suelo de los estratos superior e inferior respectivamente y $N_{c(1)}$, $N_{\gamma(1)}$ son los factores de capacidad de soporte para el ángulo de fricción ϕ_1 ; $N_{c(2)}$, $N_{\gamma(2)}$ son los factores de capacidad de soporte para el ángulo de fricción ϕ_2 .

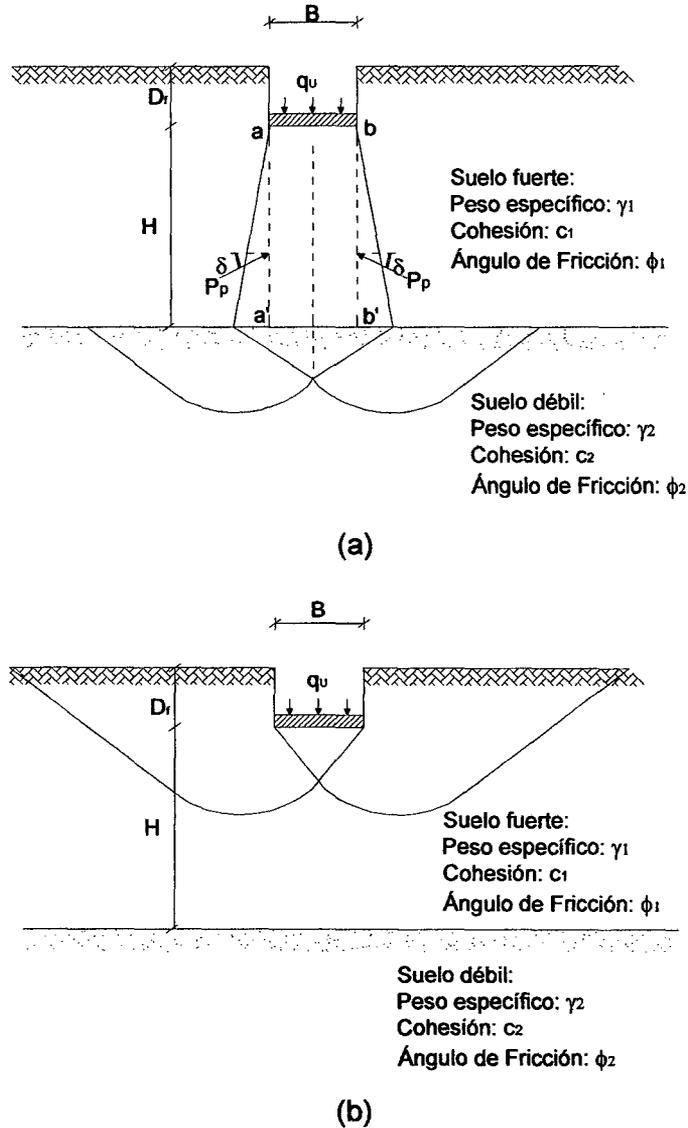


Figura 1.5. Esquema usado para el cálculo de la capacidad de soporte de para suelos estratificados.

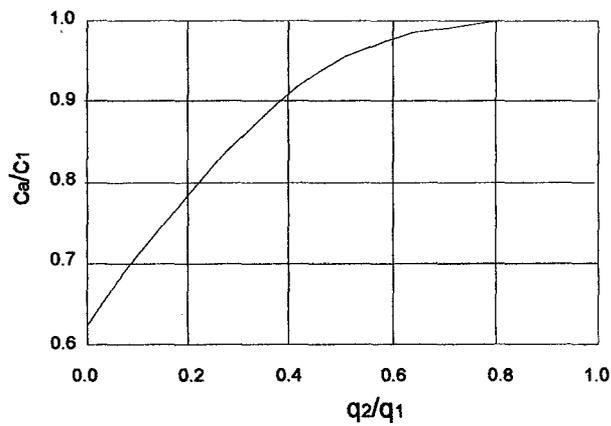


Figura 1.6. Variación de C_a/C_1 versus q_2/q_1 basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978).

Si la altura H es relativamente grande, entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada dentro del estrato superior de suelo fuerte, como se muestra en la Figura 1.5 (b). Para este caso la capacidad de soporte última será:

$$q_u = q_t = c_1 N_{c(1)} + q_1 N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (1.12)$$

Combinado las Ecuaciones 1.11 y 1.12, para el caso de una cimentación rectangular, se tiene:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.13)$$

$$q_b = c_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \quad (1.14)$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (1.15)$$

Para el caso simplificado en que el estrato superior es una arena fuerte y el estrato inferior es una arena débil, la capacidad de soporte puede darse por:

$$q_u = \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.16)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (1.17)$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \quad (1.18)$$

En donde L es la longitud de la cimentación; $F_{cs(1)}$, $F_{qs(1)}$, $F_{\gamma s(1)}$ son los factores de forma con respecto a la capa de estrato superior del suelo y $F_{cs(2)}$, $F_{qs(2)}$, $F_{\gamma s(2)}$ son los factores de forma con respecto a la capa de estrato inferior del suelo. Estos

factores están dados por las siguientes relaciones establecidas por De Beer (1970) y Hansen (1970).

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}, \quad F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi, \quad F_{rs} = 1 + 0.4 \frac{B}{L}$$

La influencia de la relación H/B y de las características mecánicas de los estratos de suelo en la capacidad de soporte han sido estudiadas por diversos investigadores (Pfeifle y Das, 1979; Merifield et al., 1999; Zsypcio et al., 2006) en adición a los resultados encontrados por Meyerhof y Hanna (1978). Por ejemplo, Pfeifle y Das (1979) realizaron ensayos de laboratorio para la determinación de la capacidad de soporte última de zapatas sobre una arena densa que descansa sobre una base rígida, determinando que la capacidad de soporte es sensitiva a la profundidad de ubicación de la base rígida y que ésta permanece aproximadamente constante para valores en los cuales la base rígida se encuentra a profundidades mayores a 1.9 veces el ancho de la zapata ($H/B > 1.9B$).

Merifield et al. (1999) realizaron un análisis numérico para evaluar la capacidad de soporte de una zapata rígida sobre un depósito conteniendo dos estratos de arcilla en función de la relación H/B y c_1/c_2 (ver Figura 1.5), para H/B variando desde 0.125 a 2.0 y c_1/c_2 variando desde 0.2 hasta 5.0. La combinación de estos valores resultaría en distintos modos de falla dentro del suelo de relleno (falla por corte general, local o de punzonamiento). Los resultados muestran que para el caso de un sistema de arcilla dura sobre una arcilla blanda, para relaciones $H/B \sim 1.5-2.0$ y $c_1/c_2 \leq 2.5$ ocurriría una reducción en la capacidad de soporte y que para $c_1/c_2 \geq 2.5$ ocurriría una falla por punzonamiento en la capa superior si $H/B = 2$; además, para relaciones de $H/B > 2.0$ la falla estaría contenida completamente dentro de la capa superior independientemente de la relación c_1/c_2 . Meyerhof y Hanna (1978) estimaron la ocurrencia de una reducción en la capacidad de soporte para un sistema de arcilla dura sobre una arcilla blanda para una relación de profundidad de $H/B \sim 2.5B$. Finalmente, Zsypcio et al. (2006) indican que solamente un espesor de estrato de $H = 2B$ tiene influencia en la capacidad de soporte.

CAPÍTULO II

CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS REFORZADOS

2.1 INTRODUCCIÓN.

Para satisfacer los requerimientos de mejorar la capacidad de soporte y la disminución de asentamientos en suelos sueltos o blandos se han realizado diversas investigaciones utilizando la inclusión de materiales con propiedades de resistencia a la tensión como tiras de metal, geotextiles, geomallas, entre otros, dentro de una masa de suelo. Por ejemplo investigadores como Biquet y Lee (1975) y Fragazy y Lawton (1984) realizaron ensayos experimentales de arenas reforzadas con tiras de aluminio; Akinmusuru y Akinbolade (1981) realizaron ensayos experimentales reforzando suelos con cuerdas de fibras; Huang y Tatsuoka (1990) usaron tiras de bronce como reforzamiento; Guido et al. (1986) Das y Omar (1994) Adams y Collin (1997), Gabr et al., (1998), Das (2004, 1996) y Chen (2007) usaron geosintéticos como geotextiles y geomallas para el reforzamiento de suelos. Todos estos investigadores indican que el reforzamiento de suelos incrementa la capacidad de soporte de las cimentaciones y reduce el asentamiento comparando con suelos no reforzados.

Esta tesis de investigación involucra el estudio experimental de suelos reforzados con geomallas. Das et al. (2004) indican que el uso de geomallas para el reforzamiento de suelos se ha incrementado principalmente debido a que este material es dimensionalmente estable a sus características de experimentar pequeñas deformaciones a grandes cargas, de poseer una estructura abierta, de ser un material de peso ligero y de una larga vida útil. Adams y Collins (1997) definen el reforzamiento de suelos con geomallas como una técnica en la que

una o más capas de geomallas y material de relleno son dispuestos debajo de una cimentación para crear un material compuesto con una mejor capacidad de soporte en el cual la estructura enmallada abierta es la que provee mejoras en la interacción suelo refuerzo ofreciendo un alto módulo de tensión y efectos de confinamiento lateral.

La Sociedad Internacional de Geosintéticos (IGS) indica que los geosintéticos pueden ser divididos en categorías basadas en el método de su fabricación; estos pueden dividirse en geotextiles, geomallas, geonets, geomembranas, geofoams, entre otros; denominando a la geomalla como un geosintético que tiene una abertura tipo malla cuya principal aplicación es el reforzamiento de suelos. La norma ASTM D4439–02, denominada como “Terminología Estándar para Geosintéticos”, define a la geomalla como un geosintético formado por una red regular conectado íntegramente con aberturas mayores que 6.35 mm para permitir la trabazón con el suelo alrededor, roca o cualquier otro material circundante para actuar principalmente como reforzamiento.

Una masa de suelo reforzado con geosintético GRS (Geosynthetic Reinforced Soil) es una masa de suelo que contiene capas horizontales de geosintético de refuerzo que al estar sujeta a cargas verticales, típicamente exhibe una alta rigidez y una alta capacidad de llevar cargas comparado con suelos sin refuerzo. El incremento en rigidez y resistencia es el resultado del efecto de una restricción interna impuesta por el geosintético de refuerzo dentro de la masa de suelo reforzado. El geosintético de refuerzo restringe la deformación de la masa de suelo reforzado a lo largo de la dirección axial del reforzamiento debido a la interacción suelo-geosintético. El comportamiento de la masa de suelo reforzado con geosintético (GRS) ha sido estudiado mediante ensayos de compresión triaxiales y ensayos de compresión en un plano de deformación. Muchos de estos ensayos se han realizado en muestras de dimensiones reducidas haciendo de los resultados discutibles; sin embargo, en los años recientes, se han realizado diversos ensayos a gran escala, estos han proporcionado una gran información con respecto al mecanismo de refuerzo en una masa de suelo reforzado, al mismo tiempo han involucrado altos costos de implementación (Ketchart y Wu, 2001).

Bajo cargas verticales una masa de suelo reforzada con geosintético (GRS) muestra una alta capacidad para resistir cargas comparado con un suelo sin refuerzo; este efecto de reforzamiento ha sido explicado por el concepto del incremento en el confinamiento en una masa de suelo reforzada por Vidal (1969) y por Yang (1974) después de realizar ensayos de compresión triaxial en laboratorio (Ketchart y Wu, 2001), el cual es ilustrado mediante el diagrama de esfuerzos en el círculo de Mohr que se muestra en la Figura 2.1. En esta figura, el círculo A representa un estado de esfuerzos de una masa de suelo sin refuerzo, siendo σ_1 y σ_{3c} los esfuerzos vertical y lateral respectivamente en la falla de la masa de suelo. Con un reforzamiento el esfuerzo lateral en la falla es incrementada por $\Delta\sigma_{3R}$ que es igual al esfuerzo de tensión del reforzamiento; como consecuencia el esfuerzo vertical se incrementa a σ_{1R} , esto significa que debido al reforzamiento se obtiene una mayor capacidad de resistir cargas verticales. Esto es asumiendo que no existe deslizamiento en la interfase suelo-reforzamiento y que la falla de la masa de suelo reforzada es debido a la ruptura del reforzamiento.

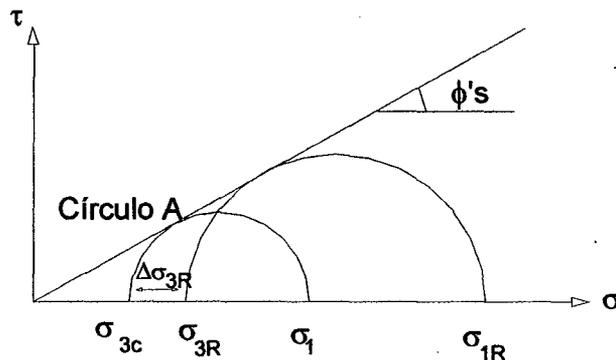


Figura 2.1. Concepto del incremento del confinamiento del suelo reforzado (Yang, 1974).

Bajo una carga vertical, una masa de suelo reforzada con geosintético (GRS) exhibe respuestas de deformación lateral y de deformación vertical. El suelo se expande lateralmente con el geosintético y activa fuerzas de tensión en el geosintético a través de la fricción entre el suelo y el geosintético. El esfuerzo de tensión del geosintético restringe el movimiento lateral del suelo y en consecuencia reduce la deformación vertical. El efecto del reforzamiento en reducir la deformación de una masa de suelo puede ser ilustrada mediante los

resultados de ensayos de compresión triaxial realizados en elementos de suelo sin reforzar y reforzadas realizados por Gray y Al-refeai (1987) mostrado en la Figura 2.2. Gray y Al-refeai (1987) muestran que la rigidez o el módulo tangente de especímenes no reforzados y reforzados son casi de igual valor hasta 1.5% de deformación axial; en otras palabras el efecto de restricción interna otorgada por el reforzamiento del geosintético es insignificante para pequeñas deformaciones, esto último debido a que el geosintético de refuerzo requiere algún nivel de deformación para activar suficiente tensión en el reforzamiento.

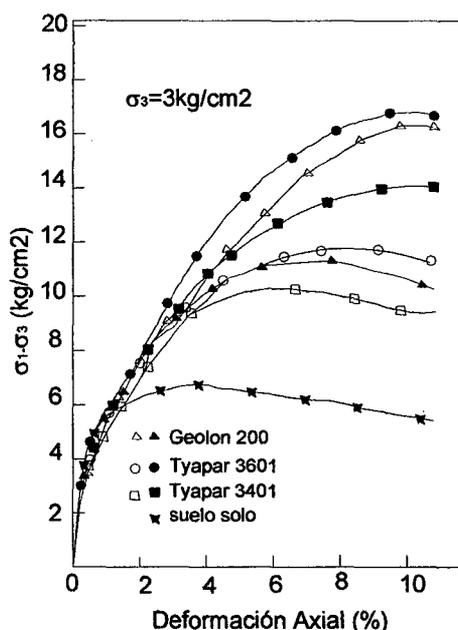


Figura 2.2. Relación de esfuerzo-deformación del ensayo de compresión triaxial en una arena reforzada (Gray y Al-refeai, 1987).

Los mecanismos de refuerzo y comportamiento del suelo reforzado pueden ser explicados a través de tres teorías, estas son: el concepto de fricción, el concepto de cohesión y el concepto compuesto que se detallan a continuación.

2.2 MECANISMOS DE REFUERZO EN UN SUELO REFORZADO.

2.2.1. El concepto de la fricción.

Vidal (1966) usó el reforzamiento para adicionar una fuerza de confinamiento a una masa de suelo. Este concepto de fricción es ilustrado en la Figura 2.3

mediante el diagrama de esfuerzos de Mohr en el cual las líneas tangentes al círculo pequeño representan las líneas de falla del suelo no reforzado, donde para un esfuerzo vertical dado σ_1 será requerido un esfuerzo de confinamiento mínimo σ_3 para prevenir la falla. Si el reforzamiento fuese añadido a la masa de suelo y éste fuese cargado con σ_1 entonces se desarrollaría una fuerza de tensión en el refuerzo, esta fuerza de tensión creada en el reforzamiento induciría una presión de confinamiento llamada $\Delta\sigma_3$, la cual de acuerdo al diagrama de Mohr, permitiría que mayores esfuerzos verticales sean aplicados al suelo sin mostrar un estado de falla.

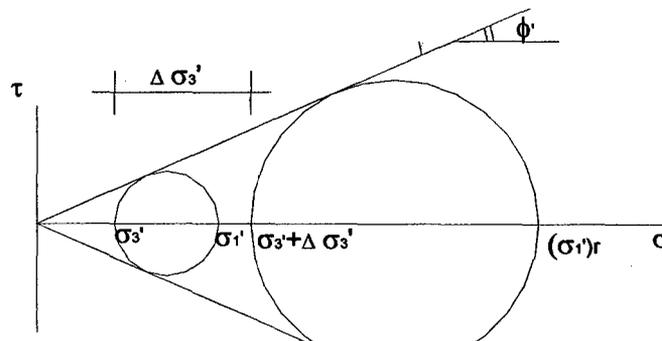


Figura 2.3. Incremento de la resistencia del suelo debido al reforzamiento (Vidal, 1969).

2.2.2. El concepto de Cohesión.

Investigadores como Long, Guegan y Legeay (1973) encontraron que una vez que cierta presión de confinamiento σ_3 es excedida, el reforzamiento proporciona una cantidad constante de presión designada como $\Delta\sigma_1$; concluyendo que el incremento de la resistencia de la masa de suelo reforzada es causado por una cohesión aparente. Esto lleva a una envolvente de falla descrita por la ecuación $\sigma_1 = K_p \sigma_3 + \Delta\sigma_1$, en donde K_p es el coeficiente de presión pasiva del suelo, este concepto se muestra en la Figura 2.4.

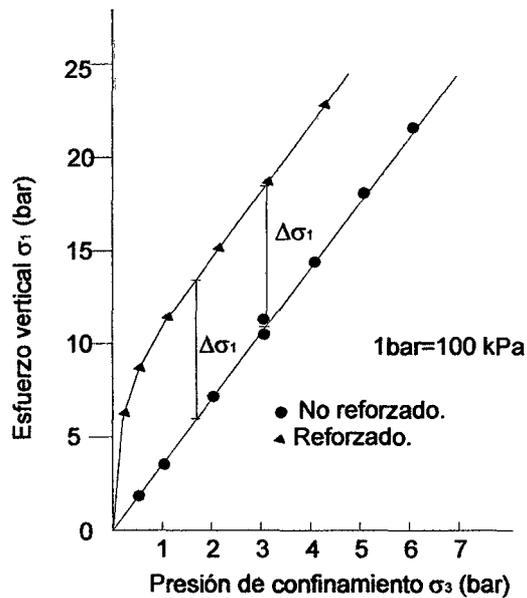


Figura 2.4. Cohesión inducida por el reforzamiento (Long et al., 1973).

2.2.3. El concepto de cohesión-fricción.

Para explicar este concepto en el mecanismo de refuerzo del suelo reforzado, Haussman (1976) desarrolló dos modelos a partir del concepto de fricción. En el primer modelo Haussman (1976) asumió que la falla ocurriría por ruptura del reforzamiento. Una ilustración de este modelo es mostrada en la Figura 2.5. Para este caso, el incremento del esfuerzo de confinamiento estaría dado por σ_R el cual puede ser usado para determinar la cohesión aparente c_R que es expresada como:

$$c_R = 0.5\sigma_R\sqrt{K_p}$$

En donde: K_p : es el coeficiente de presión pasiva de suelo e igual a $\tan^2(45 + \phi/2)$ donde ϕ es el ángulo de fricción efectiva del suelo.

Para el segundo modelo, Haussmann (1976) examinó el caso de un deslizamiento producido entre el suelo y el refuerzo, en este caso la falla producida causa un incremento del ángulo de fricción que puede ser calculado usando la siguiente relación:

$$\sin \phi_r = \frac{1 + F - K_a}{1 - F + K_a}$$

$$F = \tan \delta \frac{2B' L' e}{BH'}$$

En donde ϕ_r es el ángulo de fricción aparente, F: es la fuerza de fricción entre el suelo y el reforzamiento, δ es el ángulo de adherencia entre el suelo y reforzamiento, L' es $\frac{1}{2}$ de la longitud de reforzamiento, e es la eficiencia del reforzamiento, B es el ancho de la zapata, H' es la distancia entre las capas de refuerzo, B' es el ancho del refuerzo.

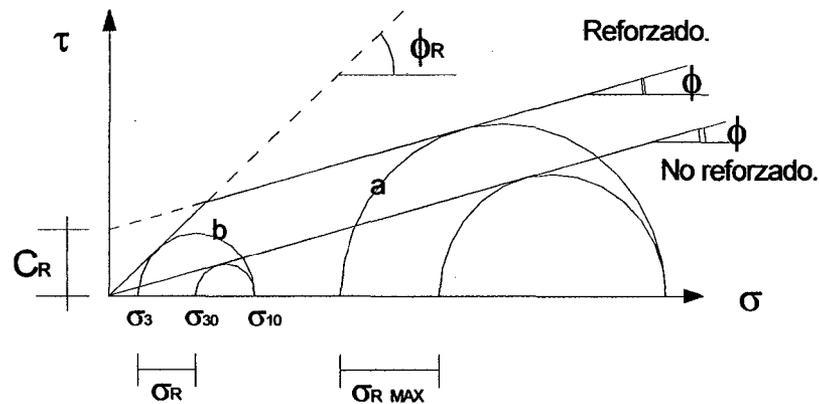


Figura 2.5. Envolvente de Mohr para un suelo reforzado (Hausmann, 1976)

Estudios que involucran el reforzamiento de suelos con geosintéticos en carreteras han identificado 3 funciones importantes de reforzamiento que son: el confinamiento lateral, el incremento de la capacidad de soporte y el efecto de la tensión de membrana. Estos tres mecanismos han sido basados en la observación y análisis de cargas estáticas aunque también han sido observados para el caso de la aplicación de cargas cíclicas y se muestran en la Figura 2.6. El confinamiento lateral es inducido por la interfase de fricción y la trabazón de las partículas del agregado de base y el refuerzo, es así que debido a la trabazón del agregado con el refuerzo proporcionan un efecto de confinamiento de la capa de base y por lo tanto incrementa el módulo de elasticidad de esta capa. El refuerzo también puede reducir un deslizamiento lateral o un

desplazamiento del agregado, el cual resulta una menor deformación vertical. El efecto de la tensión de membrana se desarrolla como un resultado de la deformación vertical creando una superficie cóncava de la capa de refuerzo tensionada. La componente vertical de la fuerza de tensión de membrana puede reducir el esfuerzo vertical que actúa sobre la subbase. Para activar el efecto de tensión de membrana se requerirá que ocurran grandes desplazamientos verticales.

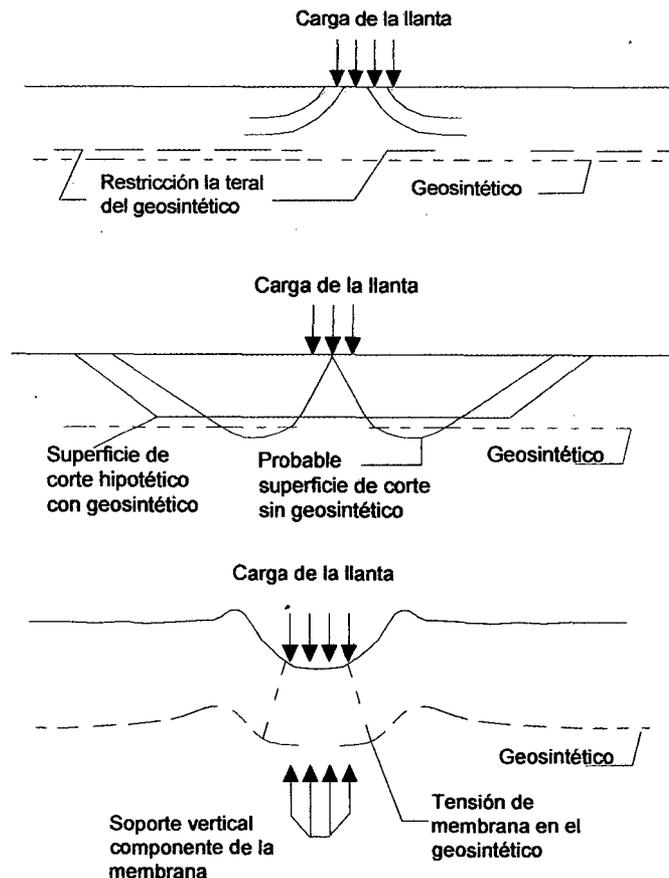


Figura 2.6. Mecanismo de reforzamiento (Haliburton et al., 1981).

2.3 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE CAPACIDAD DE SOPORTE EN SUELOS REFORZADOS.

Para calificar los beneficios de refuerzo en el incremento de la capacidad de soporte se calcula la relación de la capacidad de soporte BCR (Bearing Capacity Ratio) que está definido como la capacidad de soporte de la cimentación sobre un suelo reforzado dividido entre la capacidad de soporte de la misma cimentación sobre un suelo no reforzado. La relación de capacidad de soporte

puede ser expresado con respecto a la capacidad de soporte última o respecto a la capacidad de soporte permisible para un nivel de asentamiento dado en dicha cimentación. La capacidad de soporte de las cimentaciones reforzadas está influenciada por diversos factores tales como las diferentes configuraciones del reforzamiento y las diferentes condiciones del suelo, los que pueden resultar en diferentes modos de falla. Investigadores han estudiado la influencia de diferentes geosintéticos (geomallas o geotextiles) en el refuerzo de suelos y de estos posibles modos de falla (Wayne et al., 1998; Chen, 2007; entre otros). Luego la magnitud de la relación de capacidad de soporte última BCR_u y la relación de capacidad de soporte respecto a un asentamiento BCR_s serán una función del grado de consolidación del suelo, de la dureza relativa de la geomalla, de las relaciones geométricas relativas tales como la ubicación de la primera capa de geomalla u/B , del ancho relativo de la geomalla b/B , de la longitud relativa de la geomalla l/B , de la separación relativa entre capas de geomallas h/B , de la profundidad relativa del la zona de reforzamiento d/B y del coeficiente de interacción entre el suelo y la geomalla.

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (2.1)$$

$$BCR_s = \frac{q_{(R)}}{q} \quad (2.2)$$

En donde BCR_u es la relación de capacidad de soporte con respecto a la carga última, BCR_s es la relación de la capacidad de soporte para una asentamiento s , $q_{u(R)}$ y q_u son las capacidad de soporte última con y sin refuerzo respectivamente y $q_{(R)}$ y q son la capacidad de soporte con y sin refuerzo para un asentamiento s dado respectivamente.

Adams y Collin (1997) realizaron 34 ensayos de carga a gran escala para evaluar los beneficios de suelos reforzados con geosintéticos teniendo como objetivos evaluar la influencia del geosintético (geomalla o geocelda) en el valor de la capacidad de soporte última con refuerzo $q_{u(R)}$ y la relación del asentamiento con respecto al ancho de zapata s/B evaluando la variación de los parámetros de profundidad de reforzamiento relativa d/B , número de capas de geomallas n , espaciamiento relativo de la primera geomalla u/B , ancho relativo de la geomalla b/B (ver la Figura 2.7) y el efecto de las diferentes densidades

dentro de la masa de suelo reforzado. El experimento consistió en ensayar zapatas cuadradas de dimensiones de $0.3 \times 0.3 \text{ m}^2$, $0.46 \times 0.46 \text{ m}^2$, $0.61 \times 0.61 \text{ m}^2$ y $0.91 \times 0.91 \text{ m}^2$ usando para esto una caja de concreto de 5.4 m de ancho por 6.9 m de longitud y 6.0 m de profundidad rellena con una arena mal gradada y reforzada con geomallas biaxiales de resistencia última de 34 kN/m y con una apertura de 25 x 30 mm dispuestas en 1, 2 y hasta en 3 capas de refuerzo.

Adams y Collin (1997) concluyen que las cimentaciones reforzadas con geomallas pueden incrementar la capacidad de soporte del suelo. La capacidad de soporte puede ser significativa para 3 capas (en donde la relación de capacidad de soporte $\text{BCR} > 2.6$); el valor de la relación capacidad de soporte BCR a relaciones de asentamiento relativo s/B igual a 0.5% 1.0% y 3.0 % fue incrementada cuando la ubicación relativa de la primera capa de geomalla con respecto al ancho de la zapata u/B fue menor que 0.5B. El máximo mejoramiento de la capacidad de carga a pequeñas deformaciones ($s/B=0.5\%$) ocurre cuando la profundidad desde la capa superior del refuerzo a la base de la zapata está dentro de $0.25 B$ ($u/B= 0.25$). Adams y Collin (1997) también mostraron que para una capa de refuerzo hay un mejoramiento si la arena de relleno está compactada a una densidad relativa alta, así la transferencia de esfuerzos al refuerzo ocurre antes de que ocurra grandes deformaciones del suelo.

Se ha visto que para los parámetros geométricos: u/B , b/B , d/B , l/B , h/B (tal como se muestra en la Figura 2.7) existe un valor óptimo de éstos y que más allá de dicho valor la capacidad de soporte última permanece prácticamente constante o se incrementa en pequeñas cantidades, de aquí estos valores óptimos pueden ser considerados como valores críticos (Das et al., 2004). De los resultados mostrados, Guido et al. (1986) y Yetimoglu et al. (1994) indican que en suelos reforzados con geomallas el valor crítico de la ubicación relativa de la primera geomalla de refuerzo con respecto al ancho de la zapata u/B es una función del ángulo de fricción efectivo del suelo. Das (1998) realizó ensayos en laboratorio para determinar los valores críticos de ancho relativo de geomalla b/B y profundidad relativa de zona reforzada d/B aplicando cargas estáticas a una zapata de aluminio de 76.2 mm x 76.2 mm sobre una arena con una densidad relativa de 76% y un ángulo de fricción pico promedio cerca de 42° , reforzada

con una geomalla biaxial dentro de una caja de 760 mm x 760 mm x 760 mm. Así Das (1998) concluyó que para obtener la capacidad de soporte máxima reforzada $q_{u(R)MAX}$, la relación crítica del ancho de las capas de reforzamiento b respecto del ancho B de la zapata debe ser cerca de $(b/B)_{cr} \approx 4$ y la relación de la profundidad crítica de reforzamiento debe ser cerca de $(d/B)_{cr} \approx 1.33$.

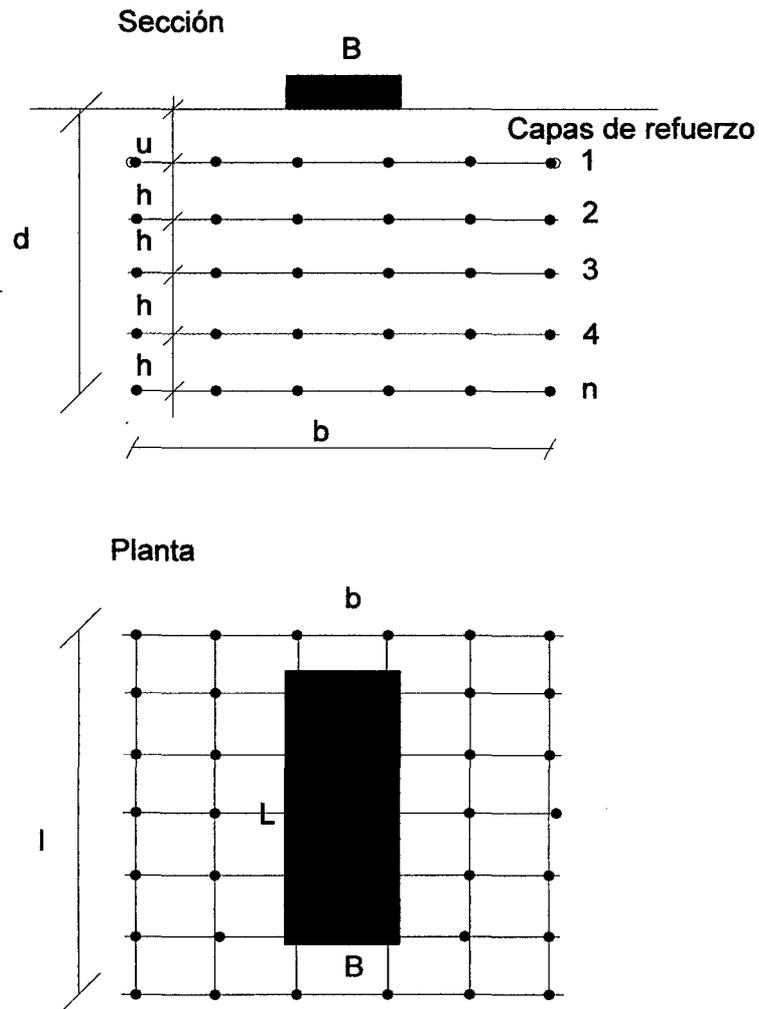


Figura 2.7. Parámetros geométricos de una cimentación rectangular soportada por un suelo reforzado. En donde B es el ancho de la cimentación, L es el largo de la cimentación, b es el ancho de la capa de la geomalla, l es el largo de cada capa de la geomalla, u es la distancia desde la base de la zapata a la primera capa de geomalla, h es el espaciamiento entre las capas de la geomalla, n es el número de capas de la geomalla, $d = u + (n-1)h$ es la profundidad de relleno reforzado.

Omar et al. (1993) sugirieron las siguientes relaciones empíricas para los valores críticos de ancho de la capa de geomalla $(b/B)_{cr}$, de profundidad de la zona reforzada con geomallas $(d/B)_{cr}$, y del largo de la capa de geomalla $(l/B)_{cr}$:

$$\left(\frac{b}{B}\right)_{cr} = 8 - 3.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.5}$$

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 2 - 2.14\left(\frac{B}{L}\right) \quad \text{para} \quad 0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5$$

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 1.43 - 0.26\left(\frac{B}{L}\right) \quad \text{para} \quad 0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1$$

$$\left(\frac{l}{B}\right)_{cr} = 3.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.5} + \frac{L}{B}$$

Shin y Das (1999) para evaluar el efecto de la separación relativa entre capas de geomalla h/B con la relación de capacidad de soporte con respecto a la carga última BCR_u , realizaron ensayos en una cimentación con las siguientes características $u/B = 0.375$; $d/B = 2 \sim (d/B)_{cr}$; y $n = 2, 3, 4, 5, 6$ y 7 (que es, $h/B = 1.625, 0.813, 0.54, 0.41, 0.31$ y 0.27). Para estas pruebas la densidad relativa y el ángulo de fricción efectiva ϕ' , fueron 70% y 40.3° respectivamente. Luego estos investigadores concluyen que para propósitos prácticos la relación separación relativa entre capas de geomalla h/B deberá estar en un rango de 0.25 a 0.4 .

Mekkiyah y Alansari (2004) estudiaron la influencia de la resistencia a la tensión del refuerzo para una geomalla de igual tamaño de apertura y de diferente resistencia en la relación de la capacidad de soporte BCR . Para esto usaron una zapata circular de $D = 50$ mm de diámetro y de 50 mm de espesor dispuesta en una caja de 0.57 m x 0.57 m x 0.80 m. descansando sobre una arena con densidad relativa de 65% . En este ensayo se usaron dos tipos de geomallas de apertura de 8 mm x 6 mm y de resistencia a la tensión de 2.0 kN/m y 7.68 kN/m. Así concluyeron que el asentamiento es menor cuando se usa una geomalla rígida o sea un refuerzo de alta resistencia a la tensión.

Chen (2007) realizó ensayos experimentales en un suelo reforzados con geosintéticos (geomalla y geotextil). Basado en la literatura involucrada en esta técnica de reforzamiento y en sus ensayos realizados en distintos tipos de suelo de relleno (suelo limo arcilloso, suelo arenoso, suelo de limonita) y del uso de varios tipos de geosintéticos, propuso diversos mecanismos de falla así como también una estimación de la fuerza de tensión desarrollada en el geosintético de refuerzo. Chen (2007) concluye que la inclusión de la geomalla de refuerzo puede mejorar significativamente la capacidad de soporte y reducir los asentamientos en cimentaciones, los resultados también muestran que la geomalla de refuerzo puede redistribuir la carga aplicada a una mayor área, minimizando la concentración de esfuerzos y alcanzando una distribución más uniforme.

Investigadores concluyen que el uso de geomallas mejora la capacidad de soporte última en suelos y reduce el asentamiento de las cimentaciones comparadas con suelos no reforzados. Sin embargo, también muestran que un movimiento horizontal y vertical de la geomalla es requerido para que ésta se deforme y se estire antes de que se note sus beneficios de reforzamiento, lo cual ocurre sólo después de que un asentamiento considerable haya ocurrido. De aquí la capacidad de soporte última estaría incrementada pero el asentamiento inicial a pequeñas cargas no podría ser evitado. Esto es importante porque el diseño del sistema de cimentación está usualmente controlado por el asentamiento y no por la capacidad de carga última por lo que este método de reforzamiento está limitado.

Por lo expuesto, una razón por la cual los valores de la relación de capacidad de soporte con respecto a la carga última: BCR_u y la relación de la capacidad de soporte para una asentamiento s : BCR_s son mayores que 1.0, es el hecho que la inclusión de capas de geomallas como refuerzo ayuda a redistribuir los esfuerzos transmitidos por la carga aplicada a la cimentación sobre un área mayor y reducir de esta forma su intensidad

2.4 ESTUDIOS ANALÍTICOS DE CAPACIDAD DE SOPORTE EN SUELOS REFORZADOS

2.4.1. Mecanismo de falla propuesto por Binquet y Lee (1975).

Binquet y Lee (1975) realizaron pruebas de laboratorio a pequeña escala para establecer las relaciones de la capacidad de soporte (BCR_u , BCR_s) para una cimentación en arena reforzada con tiras de aluminio. De acuerdo a su estudio estos investigadores observaron tres mecanismos de falla de suelo reforzado con tiras de aluminio dependiendo de la resistencia a tensión y de la configuración del refuerzo. Si las capas de refuerzo se ubican en suelo por debajo de una cimentación superficial, la naturaleza de la falla en la masa de suelo reforzada será como se muestra en la Figura 2.8 (a), (b) y (c).

Binquet y Lee (1975) indican que a) la naturaleza de falla en la masa de suelo reforzada mostrada en la Figura 2.8 (a) ocurre generalmente cuando la relación u/B es mayor que 0.67; si el refuerzo de la primera capa es fuerte, este podría actuar como una base rígida localizada a una profundidad limitada, b) el tipo de falla de anclaje (pull out failure) mostrado en la Figura 2.8 (b) puede ocurrir si la relación u/B es menor que 0.67 y el número de capas de refuerzo, n , es menor que 2 a 3, en este tipo de falla ocurre el desprendimiento del refuerzo y c) falla de tensión (tension failure), el efecto de mayor beneficio del suelo reforzado se obtiene cuando la relación u/B es menor que 0.67 y el número de capas de refuerzo es mayor a 4 y menor que 6 ó 7 como se muestra en la Figura 2.8 (c). La Figura 2.9, muestra el desarrollo idealizado de la superficie de falla en el suelo para la condición mostrada en la Figura 2.8 (c) según Binquet y Lee (1975). Se observa una zona central Zona I debajo de la cimentación la cual se asienta a la aplicación de carga y una Zona II en la cual el suelo es empujado hacia fuera y hacia arriba. Los puntos A', A'', A''' y B', B'', B''', definen los límites de las zonas I y II. Estos puntos son aquellos en los cuales el valor de fuerza cortante τ_{xz} es máximo en $x = X_0$. Los valores de fuerza cortante τ_{xz} pueden ser obtenidos considerando la distribución de fuerza cortante en el suelo causado por la carga de la cimentación.

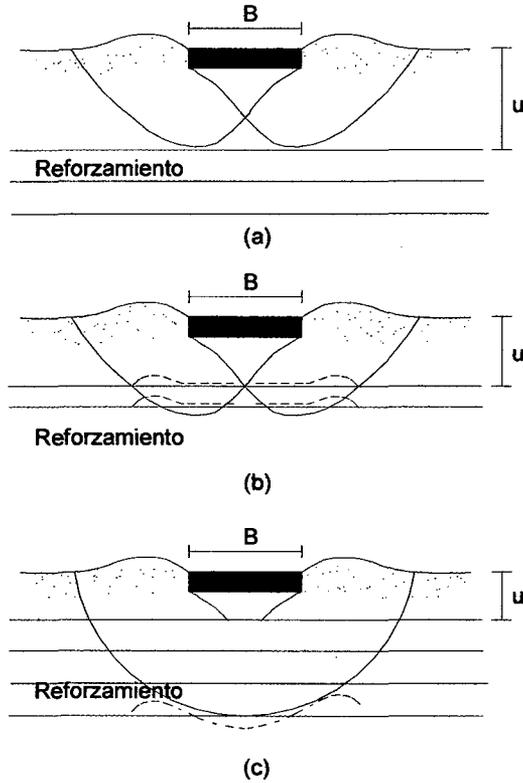


Figura 2.8. Formas de falla de la capacidad de soporte de un suelo reforzado con tiras de aluminio (a) $u/B \geq 2/3$, (b) $u/B < 2/3$ y $N < 2$ o 3 , (c) $u/B < 2/3$ y $N > 4$ (Binquet y Lee, 1975).

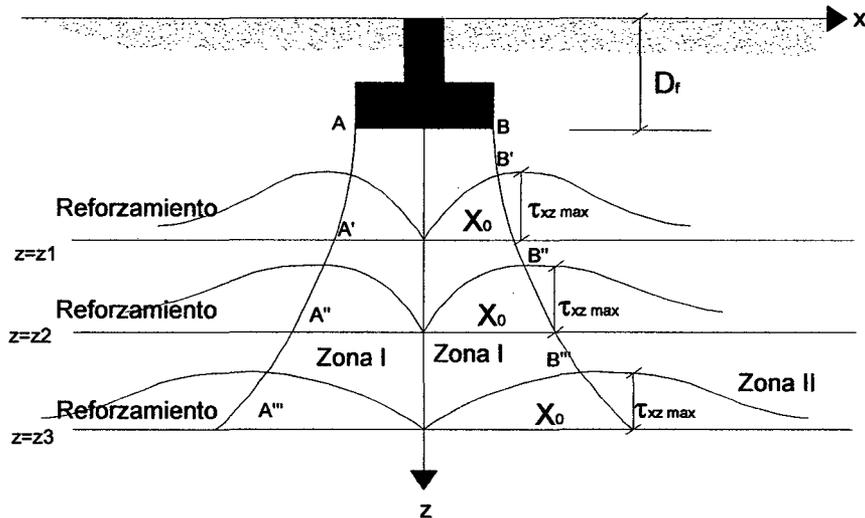


Figura 2.9. Mecanismo de falla de una cimentación sobre un suelo reforzado con tiras de aluminio (Binquet y Lee, 1975).

Puede esperarse que la falla en un suelo reforzado con capas de geomallas sea similar al caso de refuerzo con tiras metálicas descrito por Binquet y Lee (1975). Sin embargo, la magnitud de la capacidad de soporte última y la capacidad de soporte permisible para un nivel de asentamiento de la masa de suelo reforzado con geomallas serán una función de una serie de factores como el grado de consolidación del suelo, la rigidez relativa de la geomalla y de las relaciones geométricas de localización de la primera capa de geomalla u/B , del ancho de la capa de geomalla b/B , de la longitud de la capa de geomalla l/B , de la separación entre capas de geomalla h/B y de la profundidad del estrato reforzado con geomallas d/B (Das et al., 2004).

2.4.2. Mecanismo de falla propuesto por Huang y Tatsuoka (1988, 1990).

Huang y Tatsuoka (1988, 1990) realizaron estudios de capacidad de soporte de una arena reforzada con láminas de bronce y con láminas de aluminio usando una zapata corrida modelo de 10 cm de lado ($B=10$ cm) como se muestra en el esquema de la Figura 2.10. Estos investigadores evaluaron factores de reforzamiento en la capacidad de soporte tales como: 1) la longitud del refuerzo, 2) el número de capas de refuerzo (o profundidad de la zona reforzada), 3) el espaciamiento horizontal o la relación de cobertura (CR: cover ratio) y 4) la rigidez y la resistencia a la ruptura del refuerzo. Huang y Tatsuoka (1988, 1990) identificaron dos mecanismos de refuerzo que incrementan la capacidad de soporte de la masa de suelo arenoso sujeta a la aplicación de carga:

El primero es llamado mecanismo de zapata profunda (deep footing mechanism), esto es, ubicando capas de refuerzo horizontales y teniendo un espaciamiento vertical adecuado entre las capas de reforzamiento adyacentes, se forma una zona reforzada inmediatamente debajo de la zapata la cual se comporta como un bloque semi rígido restringiendo la deformación lateral de la arena en la zona reforzada. Cuando la resistencia a compresión del bloque semirígido es mayor que la capacidad de soporte del depósito de arena no reforzada debajo, este último controla la carga pico de la zapata. Cuando la longitud del reforzamiento es igual al ancho de la zapata, la carga pico de la zapata puede volverse aproximadamente equivalente a aquel de una zapata rígida profunda teniendo el mismo ancho (Figura 2.11a).

El segundo mecanismo es llamado mecanismo de platea ancha (wide slab mechanism) propuesto por Schlosser y Elias (1978), este mecanismo se vuelve importante, en adición al mecanismo de zapata profunda, cuando las capas de reforzamiento son de mayor longitud con respecto al ancho de la zapata. Esto es, la zona reforzada se comporta como un bloque reforzado rígido, pero no perfectamente rígido, extendiéndose lateralmente mas allá del ancho de la zapata, expandiendo la carga de la zapata en un área de mayor ancho debajo de la zona reforzada (Figura 2.11b).

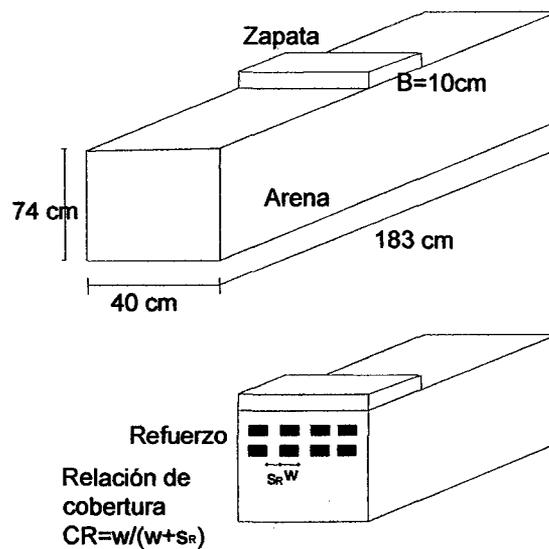


Figura 2.10. Arreglo del ensayo modelo en laboratorio (Huang y Tatsuoka, 1990).

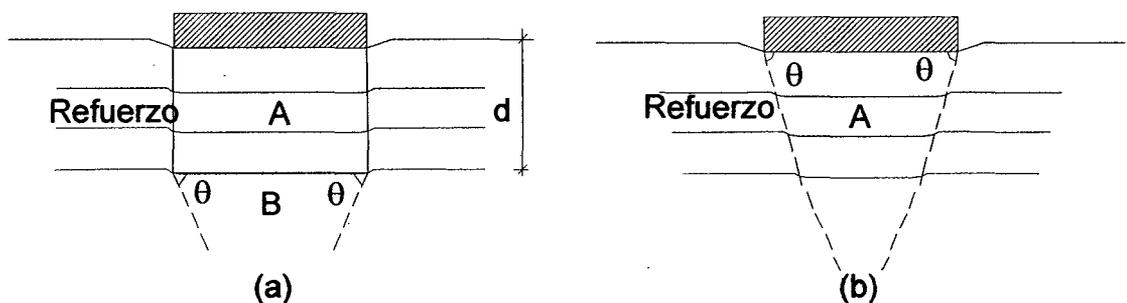


Figura 2.11. Modos de falla de una arena reforzada (Huang y Tatsuoka, 1990).

Entonces de estos dos mecanismos se establece dos posibles modos de falla: (1) una falla local en la zona no reforzada justo debajo de la zona reforzada y (2) una falla local dentro de la zona reforzada; este tipo de falla generalmente incluye la falla por desprendimiento (tipo pull out) del reforzamiento, una falla de tensión del reforzamiento (tension failure) y una falla de compresión en el suelo. Estos investigadores también proponen un método simple para predecir el incremento de la capacidad de soporte de cimentaciones corridas en arena reforzada.

Para el modo de falla (1) y para el modo de falla (2) se tiene las siguientes expresiones respectivamente (Ver Figura 2.11).

$$\Delta q = K_p^2 \gamma_d \left[\frac{2d + b + 2s_2}{2} - \frac{c + s_1}{2} \right] + \frac{2 \left[\sum_{i=1}^N T_{ti} \tan \phi N_i \right]}{B} \quad (2.3)$$

$$\Delta q = K_p \frac{\left[\sum_{i=1}^N T_{ti} \tan \phi N_i \right]}{d} \quad (2.4)$$

Donde $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$, ϕ es el ángulo de fricción interna de la arena obtenido de ensayos de compresión biaxial, γ_d es el peso unitario seco de la arena, d es la profundidad reforzada, b y s_2 son la altura del bloque B debajo de la zona reforzada y el asentamiento de la zapata en la falla para la arena reforzada, c y s_1 son la altura del bloque debajo de la zapata y el asentamiento de la zapata para una arena no reforzada respectivamente, N es el número de capas de reforzamiento, T_{ti} es la fuerza de tensión en cada lámina en la capa i , en la cara lateral del bloque A, N_i es el número de refuerzos por unidad de longitud en la capa i , B es el ancho de la zapata y $T_{tav,i}$ es la fuerza de tensión promedio en la capa i en el bloque A.

2.4.3. Mecanismo de falla propuesto por Wayne et al (1998)

Wayne et al. (1998) indican que al menos cuatro posibles tipos de falla se desarrollan en cimentaciones reforzadas con geosintéticos dependiendo de las diferentes configuraciones de reforzamiento y de las condiciones de suelo de relleno tal como se muestran en la Figura 2.12 y se listan debajo.

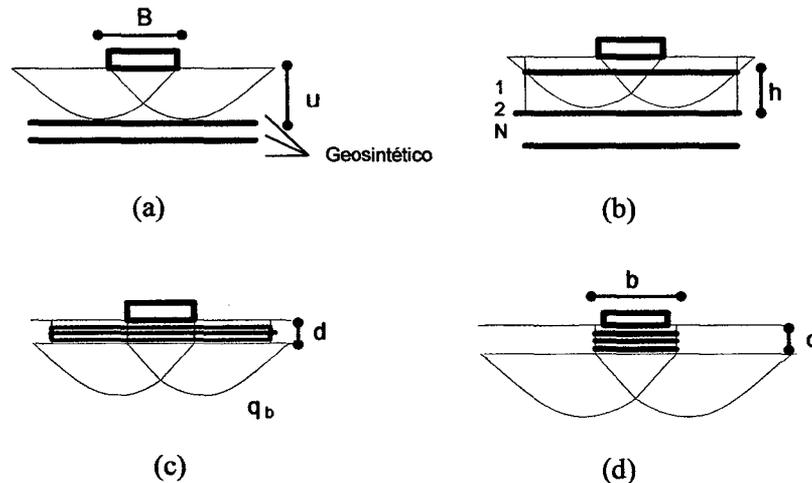


Figura 2.12. Posibles mecanismos de falla para cimentaciones reforzadas con geosintéticos. (a) Falla superficial, (b) Falla entre los reforzamientos, (c) Falla por punzonamiento profundo: punzonamiento a través de la zona de refuerzo, (d) Falla por punzonamiento a lo largo de la zona reforzada (Wayne et al., 1998).

La Figura 2.12 (a) muestra la falla sobre de la primera capa de reforzamiento. Wayne, et al (1998) indican que este tipo de falla se puede prevenir localizando la primera capa de reforzamiento cerca de la zapata. Como fue explicado, Binquet y Lee (1975) sugieren que usando el criterio de $u/B < 2/3$ se evita la posibilidad de este tipo de falla. Resultados encontrados por Mandel y Salencon (1972) indican que el valor de u/B es una función del ángulo de fricción efectiva del suelo, entonces el criterio de $u/B < 2/3$ es válido para suelo de rellenos de con ángulo de fricción efectiva mayores de 30° .

La Figura 2.12 (b) muestra el desarrollo de la falla entre el refuerzo. El desarrollo de este tipo de falla involucra un gran espaciamiento entre las capas de refuerzo, la capacidad de soporte última para este tipo de falla depende de la resistencia cortante del suelo arriba de la primera capa de refuerzo, de los niveles de tensión del refuerzo y de la capacidad de soporte del suelo debajo de la primera capa de refuerzo.

La Figura 2.12 (c) muestra el tipo de falla por punzonamiento profundo. La capacidad de carga última debido al tipo de falla por punzonamiento dentro de

una cimentación reforzada con geosintéticos puede ser estimada a través de la solución presentada por Hanna y Meyerhof (1978). La contribución del reforzamiento a la capacidad de soporte puede ser aproximadamente modelada por una fuerza T como:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} + 2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{T}{B} - \gamma_1 H \quad (2.4)$$

La Figura 2.12 (d) muestra la falla por punzonamiento a lo largo de la zona reforzada, esta situación puede ocurrir cuando el estrato de suelo debajo es muy débil, la masa de suelo reforzado es muy resistente y la zona de reforzamiento no es suficientemente ancha para reducir los esfuerzos en la base de la zona reforzada haciendo que ésta trabaje como una zapata rígida que punzona un estrato de suelo blando.

2.4.4. Mecanismo de falla propuesto por Huang y Menq (1997, 2000)

Huang y Menq (1997) evaluaron los resultados de capacidad de soporte de las cimentaciones reforzadas basadas en el mecanismo de falla propuesto por Schlosser et al (1983) como se muestra en la Figura 2.13. De acuerdo a este modo de falla dos posibles mecanismos de reforzamiento tales como el mecanismo de zapata profunda (deep footing) y el mecanismo de platea ancha (wide slab) contribuirían al incremento de la capacidad de carga. El concepto básico de este mecanismo de falla es que la capacidad de soporte de una zapata de ancho B en un suelo reforzado es equivalente a la capacidad de soporte calculada a partir de una zapata extendida de ancho (B+ΔB) a una profundidad d (donde d es la profundidad total del reforzamiento) en un suelo no reforzado. En adición, basado en los diferentes datos experimentales realizados por diferentes investigadores, Huang y Menq (1997) realizaron un análisis de regresión y obtuvieron una expresión para estimar el ángulo de distribución de esfuerzos β de la Figura 2.13.

$$q_{u(R)} = 0.5\gamma(B + \Delta B)N_\gamma + \gamma d N_q F_{qd} \quad (2.4)$$

$$d = 2d \tan \beta \quad (2.5)$$

$$F_{qd} = 1 + 0.35 \frac{d}{B} \quad (2.6)$$

En donde $q_{u(R)}$ es la capacidad de soporte última de una cimentación sobre un suelo reforzado; d es la profundidad total de reforzamiento; ΔB es el incremento del ancho de la zapata debido al reforzamiento, β es el ángulo de la distribución de esfuerzos debido al efecto de platea ancha (wide slab) como se muestra en la Figura 2.13. Además para las cimentaciones rectangulares la Ecuación (2.4) debe incluir los factores de forma por ejemplo como los definidos por Meyerhof (1963).

$$\tan \beta = 0.68 - 2.07 \left(\frac{h}{B} \right) + 0.743(CR) + 0.03 \left(\frac{b}{B} \right) + 0.076N \quad (2.7)$$

En donde h es el espaciamiento vertical entre las capas del reforzamiento; CR es la relación de cobertura del reforzamiento que es igual al área del reforzamiento dividido por el área del suelo cubierto por el reforzamiento, l es la longitud del reforzamiento y N es el número de capas de reforzamiento.

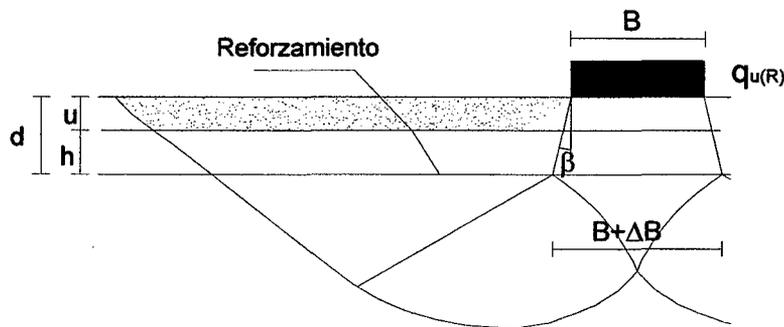


Figura 2.13. Mecanismo de falla propuesto por Schlosser et al. (1983).

Huang y Meng (2000) estimaron la capacidad de soporte última en cimentaciones superficiales soportada sobre arena reforzada con geomallas considerando el mecanismo de cimentación profunda propuesta por Huang y Tatsuoka (1988, 1990) y el mecanismo de falla de platea ancha propuesta por Schlosser et al. (1983) como se muestran en las Figuras 2.11 y 2.13.

$$q_{u(R)} = \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \gamma (B + \Delta B) N_\gamma + \gamma d N_q \quad (2.8)$$

$$\Delta B = 2 \frac{d}{B} \tan \beta \quad (2.9)$$

El ángulo β esta dado por la relación propuesta por Huang y Hong (2000), y es como sigue:

$$\tan \beta = 0.68 - 2.07 \left(\frac{h}{B} \right) + 0.743(CR) + 0.03 \left(\frac{b}{B} \right) \quad (2.10)$$

Esta ecuación es válida para los rangos de valores que se muestran a continuación.

$$\begin{aligned} 0 \leq \tan \beta \leq 1 & \quad 0.25 \leq \frac{h}{B} \leq 0.5 & \quad 1 \leq \frac{b}{B} \leq 10 \\ 0.3 \leq \frac{d}{B} \leq 2.5 & \quad 1 \leq N \leq 5 & \quad 0.02 \leq CR \leq 1.0 \end{aligned}$$

2.4.5. Mecanismo de falla propuesto por Michalowski (2004)

Michalowski (2004) propuso diversos mecanismos de falla en suelo reforzados con geosintéticos basado en la aproximación cinemática del análisis límite. Este método desarrollado por Michalowski (1997, 2004) ha sido usado extensamente en el cálculo de la capacidad de soporte de suelos (Salecon y Pecker, 1995; Michalowski, 1997; Michalowski y You, 1998) y ha sido aplicado exitosamente para el caso de suelos reforzados (Michalowski y Zhao, 1995).

El reforzamiento proporciona una resistencia lateral al desplazamiento del suelo de cimentación llevando a un incremento de la capacidad de soporte. Esta contribución está incluida en el análisis límite a través de un incremento en la razón de trabajo interno; consecuentemente el esfuerzo externo (capacidad de soporte) también debe incrementarse. Alternativamente, el reforzamiento puede contribuir al incremento en la capacidad de soporte a través de un cambio significativo de la geometría del patrón de colapso del suelo. Michalowski (2004) indica que la falla del reforzamiento puede ocurrir como un deslizamiento en el suelo o como una ruptura del mismo.

Michalowski (2004) planteó dos soluciones separadas para el caso donde las capas de geosintético se deslizan dentro del suelo (pull out failure) y para el caso en que las capas de geosintético sufren una ruptura (tension failure). Para el primer caso el incremento de la capacidad de soporte es dependiente de las características de la interfase del suelo-refuerzo; mientras que para el segundo caso el incremento de la capacidad de soporte depende de la resistencia del refuerzo. En ambos casos el incremento de la carga límite es dependiente del ángulo de fricción interna del suelo. Michalowski (2004) refiere al primer modo de falla como un estiramiento (pull out failure) e indica este caso como “un reforzamiento fuerte”; mientras refiere al segundo modo de falla como una falla por tensión (tensile failure) en el cual la fuerza inducida en el refuerzo alcanza su resistencia a la tensión e indica este caso como “un reforzamiento débil”.

Una fórmula general para estimar la capacidad de soporte de suelo reforzado para el caso de un “reforzamiento fuerte” con una capa de reforzamiento (ver Figura 2.14) toma la forma de la Ecuación 2.11. Cuando el reforzamiento es perfectamente liso, la Ecuación 2.11 se reduce a la ecuación general de la capacidad de soporte de un suelo sin reforzar.

$$p = \frac{1}{1 - \mu \frac{d}{B} M_p} \left[c(N_c + f_c M_c) + q(N_q + \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M_\gamma \right) \right] \quad (2.11)$$

$$\mu = f_b \tan \phi \quad (2.12)$$

$$c_{int} = f_c c \quad (2.13)$$

En donde μ es el coeficiente de fricción en la interfase suelo-refuerzo, N_c , N_q , N_γ son factores de capacidad de soporte, M_c , M_q , M_γ son factores de capacidad de soporte debido al reforzamiento, d/B es la profundidad relativa del reforzamiento, M_p es un coeficiente que incluye el número de capas de refuerzo, f_b y f_c son llamados coeficientes de adhesión, c_{int} es la resistencia cortante de la interfase suelo-refuerzo debido a la adhesión, c es la cohesión del suelo.

Michalowski (2004) indica que el incremento en la capacidad de soporte debido al reforzamiento depende de una combinación de las propiedades del suelo, de las propiedades de la interfase suelo-refuerzo y de la geometría del refuerzo; por

lo tanto, debido a que estos parámetros están interrelacionados, el rango de valores que estos pudieran tomar deberían estar limitados a valores aceptables para obtener soluciones manejables y útiles.

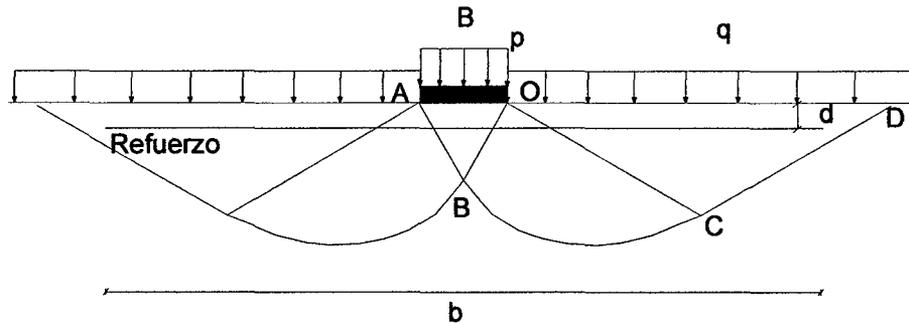


Figura 2.14. Mecanismo de falla de un suelo con una capa de reforzamiento (Michalowski, 2004).

Es así que Michalowski (2004) para desarrollar sus fórmulas empíricas asumió lo siguiente: *i)* el máximo beneficio del suelo reforzado es alcanzado cuando el reforzamiento intersecta la espiral del mecanismo de falla arriba de los puntos B y C tal como se muestra en la Figura 2.14, *ii)* la longitud de reforzamiento es cuatro veces el ancho de la zapata ($b/B=4$), *iii)* la profundidad óptima (d/B) para una sola capa de reforzamiento es una función del ángulo de fricción interna del suelo de relleno y se encuentra dentro de la curva de rango óptimo de la Figura 2.15, *iv)* la presión de sobrecarga normalizada ($q/\gamma B$) respecto del peso específico del suelo de relleno (γ) y del ancho de zapata (B) aplicada es tomada como $q/\gamma B=0.25$ y *v)* la cohesión normalizada del suelo de relleno varía desde $c/\gamma B=1$ para el caso de arcillas no drenadas ($\phi=0$) hasta $c/\gamma B=0$ para el caso de suelos con ángulo de fricción $\phi \geq 30^\circ$.

Para estas limitantes descritas líneas arriba, los coeficientes M_c , M_q , M_γ de la Ecuación 2.11 tiene el mismo valor ($M_c= M_q= M_\gamma=M$), en consecuencia la Ecuación 2.11 puede ser escrita como:

$$p = \frac{1}{1 - \mu \frac{d}{B} M_p} \left[c(N_c + f_c M) + q(N_q + \mu M) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M \right) \right] \quad (2.14)$$

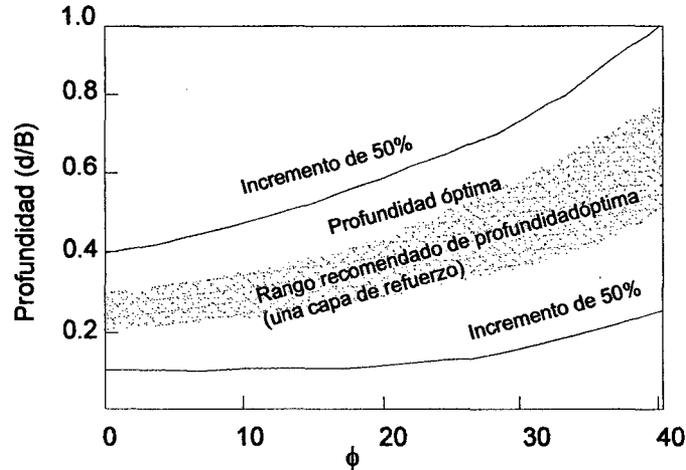


Figura 2.15. Profundidad relativa (d/B) recomendada para una sola capa de reforzamiento (Michalowski, 2004).

Además, bajo estas condiciones asumidas descritas líneas arriba, el coeficiente M ($M_c = M_q = M_\gamma = M$) y el coeficiente M_p de la Ecuación 2.14 para el caso una capa de reforzamiento en el suelo, puede ser aproximado por las siguientes expresiones respectivamente.

$$M = 1.6(1 + 8.5 \tan^{1.3} \phi) \quad (2.15)$$

$$M_p = 1.5 - 1.25 \times 10^{-2} \phi \quad (2.16)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción del suelo y está expresado en grados.

Para el caso de dos y tres capas de reforzamiento, Michalowski (2004) indica que la expresión para el cálculo de la capacidad de soporte toma la forma de:

$$\rho = \frac{1}{1 - \mu M_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} \left[c(N_c + f_c M) + q(N_q + n \mu M) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu M \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B} \right) \right] \quad (2.17)$$

En donde n es el número de capas de reforzamiento, d_i es la profundidad de la i ésima capa. Para el modo de falla en donde todas las capas de reforzamiento intersectan el mecanismo arriba de los puntos B y C de la Figura 2.14, los coeficientes M para dos y tres capas de reforzamiento pueden ser aproximados por las siguientes expresiones respectivamente:

$$M = 1.1(1 + 10.6 \tan^{1.3} \phi) \quad (2.18)$$

$$M = 0.9(1 + 11.9 \tan^{1.3} \phi) \quad (2.19)$$

Además, el coeficiente M_p para dos capas y tres capas de refuerzo pueden ser aproximados respectivamente como:

$$M_p = 0.75 - 6.25 \times 10^{-3} \phi \quad (2.20)$$

$$M_p = 0.50 - 6.25 \times 10^{-3} \phi \quad (2.21)$$

Las expresiones de las Ecuaciones 2.18 a 2.21 son aplicables para longitudes relativas de reforzamiento de $b/B=4$ y su espaciamiento relativo (h/B) como se recomienda en la Figura 2.16.

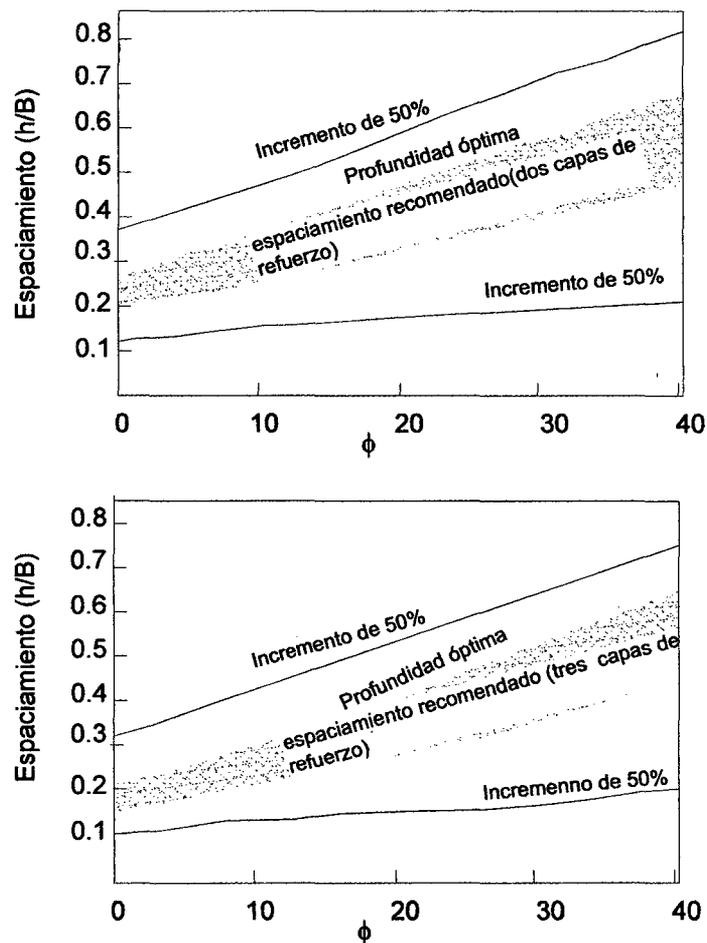


Figura 2.16. Espaciamiento relativo (h/B) recomendado para dos capas de reforzamiento y tres capas de reforzamiento (Michalowski, 2004).

Para estimar de la capacidad de soporte de suelo reforzado para el caso de un "reforzamiento débil", el reforzamiento es descrito por su resistencia a tensión T_t (tensión en el refuerzo por unidad de ancho). El cálculo de la capacidad de soporte para un número de capas de refuerzo (n) por medio del análisis límite lleva a la siguiente fórmula:

$$\rho = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \frac{nT_t}{B}M_r \quad (2.22)$$

$$M_r = 2 \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) e^{(\pi/4 + \phi/2)\tan\phi} \quad (2.23)$$

Dado que las capas de refuerzo necesitan ser ubicadas dentro de un rango de profundidad donde éstas contribuyan al incremento de la capacidad de carga, el rango de valores de espaciamiento relativo entre capas de refuerzo (h/B) dado por las Figuras 2.15 y 2.16 pueden ser usadas como una estimación razonable. Si el suelo de cimentación es reforzado con varias capas de refuerzo próximas, la resistencia del reforzamiento puede ser descrita por una resistencia distribuida como:

$$k_t = \frac{T_t}{h} \quad (2.24)$$

En donde h es el espaciamiento entre capas de refuerzo. Para este caso las Ecuaciones 2.22 y 2.23 toman la forma:

$$\rho = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + k_t M_r' \quad (2.25)$$

$$M_r' = (1 + \text{sen}\phi) e^{(\pi/2 + \phi)\tan\phi} \quad (2.26)$$

2.4.6. Mecanismo de falla propuesto por Chen (2007).

Chen (2007) basado en sus ensayos experimentales en diversos tipos de suelos reforzados con geosintéticos y en la literatura involucrada sobre suelos reforzados, indica que pueden ser identificados los siguientes tipos de falla: (a) una falla encima del reforzamiento (Binquet y Lee, 1975); (b) una falla entre el refuerzo (Wayne et al, 1998); (c) una falla sobre un sistema de dos capas: una

capa de suelo fuerte sobre una capa de suelo débil (Wayne et al., 1998); (d) una falla en la zona reforzada y (e) una falla de punzonamiento parcial y de corte en la zona reforzada. Chen (2007) indica que los dos primeros tipos de falla (a) y (b) pueden ser evitados manteniendo los valores de la distancia de la primera capa de refuerzo (u) y la separación entre capas de refuerzo (h) lo suficientemente pequeños; por lo tanto, focaliza su estudio en los tipos de falla (c), (d) y (e) cuyo análisis se presenta a continuación.

2.4.6.1. Falla sobre un sistema de dos capas (capa de suelo fuerte sobre una capa de suelo débil).

Si la resistencia de la zona reforzada es mucho mayor que la zona no reforzada y la relación de profundidad de reforzamiento (d/B) es relativamente pequeña, ocurrirá una falla de corte por punzonamiento en la zona reforzada seguida por una falla de corte general en la zona no reforzada como se muestra en la Figura 2.17. Este tipo de falla fue sugerida por Meyerhof y Hanna (1978) para un suelo resistente que descansa sobre un suelo débil. Wayne et al. (1998) realizaron algunas adaptaciones de esta ecuación para incluir el efecto del reforzamiento en el suelo tal como fue descrita en la Ecuación 2.4.

Chen (2007) discute dos mecanismos de reforzamiento en donde el efecto del refuerzo sería una combinación de (a) el efecto del confinamiento horizontal del refuerzo y (b) de la tensión vertical del reforzamiento a lo largo de las superficies a a' y bb' de la zona de falla por punzonamiento como se muestra en la Figura 2.17. Entonces el efecto del reforzamiento sería una combinación de (a) y (b).

(a) El efecto del confinamiento horizontal debido al refuerzo para una zapata corrida es mostrado en la Figura 2.18. Las fuerzas en la superficie de falla por punzonamiento vertical en el suelo ubicado en la parte superior incluye la presión de pasiva P_p inclinada a un ángulo promedio de δ y la fuerza adhesiva C_a actuando hacia arriba. Con la inclusión del reforzamiento existiría una fuerza de corte (actuando hacia arriba) inducida por la tensión del reforzamiento en la superficie de falla vertical. La capacidad de soporte última reforzada para este caso estará dado por:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} + \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d \quad (2.27)$$

$$q_b = c_b N_c + q N_q + 0.5 \gamma_b B N_\gamma \quad (2.28)$$

$$\Delta q_T = \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} \quad (2.29)$$

En donde $q_{u(R)}$ es la capacidad última de soporte de una cimentación reforzada, q_b es la capacidad de soporte última del suelo no reforzado debajo, c_a es la unidad de adhesión del suelo a lo largo de las dos caras, d es la profundidad de la zona reforzada, B es el ancho de zapata, γ_t es el peso unitario del suelo en la zona reforzada y Δq_T es el incremento de la capacidad de soporte debido a la fuerza de tensión del reforzamiento T , c_b es la cohesión del suelo en la zona no reforzada, q es la sobrecarga = $\gamma(D_f+d)$, γ_b es el peso unitario del suelo en la zona no reforzada, N_c , N_q , N_γ son los factores de capacidad de soporte los cuales dependen del ángulo de fricción del suelo en la zona no reforzada ϕ_b , K_s es el coeficiente de corte por punzonamiento el cual depende del ángulo de fricción del suelo en la zona reforzada y de la capacidad de soporte del suelo en la zona reforzada y en la zona no reforzada, ϕ_t es el ángulo de fricción del suelo en la zona reforzada.

Para una zapata cuadrada la Ecuación 2.27 puede ser escrita de la siguiente forma:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{4c_a s_a d}{B} + 2\gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{K_s s_s \tan \phi_t}{B} + \frac{4 \sum_{i=1}^N T_i s_T \tan \delta}{B} - \gamma_t d \quad (2.30)$$

$$q_b = 1.3c_b N_c + q N_q + 0.4\gamma_b B N_\gamma \quad (2.31)$$

En donde s_a , s_s , s_T son factores para la resistencia al corte por punzonamiento.

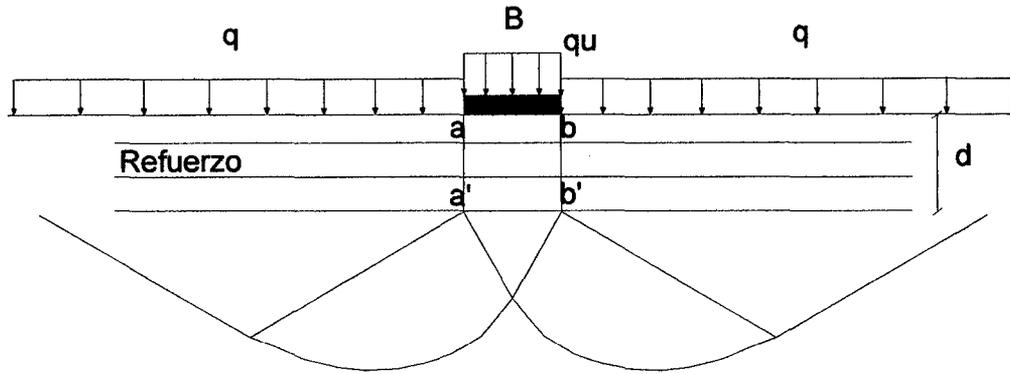


Figura 2.17. Falla en un suelo reforzado asumiendo una zapata sobre un sistema de dos capas de suelo (Chen, 2007).

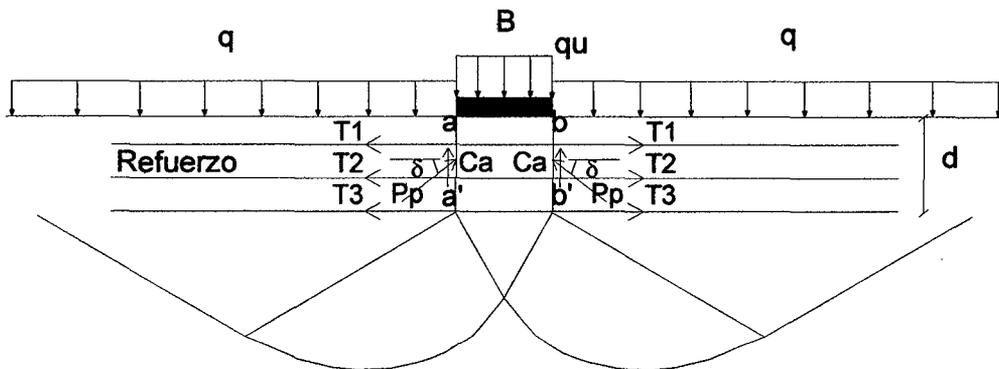


Figura 2.18. Falla en un suelo reforzado asumiendo una zapata sobre un sistema de dos capas de suelo con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).

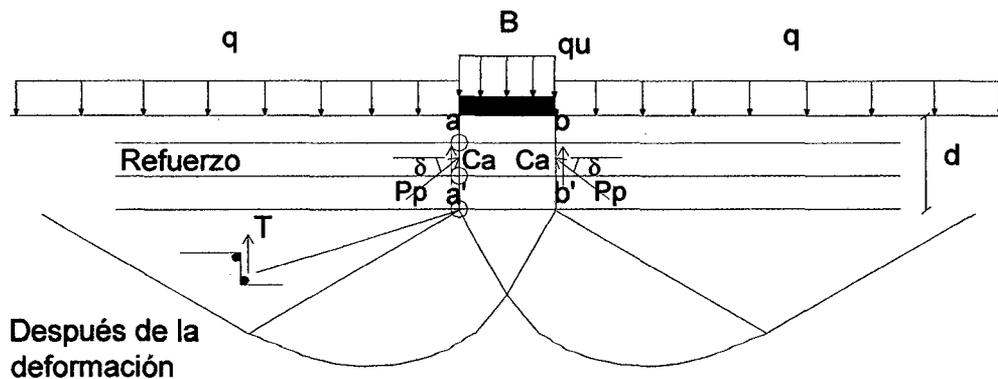


Figura 2.19. Falla en un suelo reforzado asumiendo una zapata sobre un sistema de dos capas de suelo con reforzamiento vertical (Chen, 2007).

- (b) En el caso en que la tensión vertical del reforzamiento se desarrolla a lo largo de la zona de falla por punzonamiento aa' y bb'; para el cálculo de la capacidad última reforzada puede ser usada la ecuación propuesta por Wayne et al. (1998) para una zapata corrida:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d} \right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} + \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i}{B} - \gamma_t d \quad (2.32)$$

Para una zapata cuadrada.

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{4c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d} \right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} + \frac{4 \sum_{i=1}^N T_i}{B} - \gamma_t d \quad (2.33)$$

2.4.6.2. Falla en la zona reforzada.

Si la resistencia de la zona reforzada es ligeramente mayor a la resistencia de la zona no reforzada debajo o si la relación de profundidad (d/B) es relativamente mayor, ocurrirá una falla en la zona reforzada. Nuevamente dos mecanismos de refuerzo son discutidos: (a) el efecto del confinamiento horizontal y (b) el efecto de reforzamiento a lo largo de las caras ac y bc de la cuña abc que se muestra en la Figura 2.20.

- a) El efecto del confinamiento horizontal: Para incluir la contribución del reforzamiento el valor de Δq_T , llamado incremento de la capacidad de soporte debido a la fuerza de tensión, es adicionado en términos de la fuerza de tensión T del refuerzo. La fórmula de la capacidad de carga reforzada para este caso toma la forma:

$$q_{u(R)} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma + \Delta q_T \quad (2.34)$$

Chen (2007) estimó el incremento de la capacidad de soporte debido a la fuerza de tensión del siguiente modo. Primero, consideró una zapata corrida que descansa sobre un suelo reforzado con una sola capa de geosintético localizado a una profundidad (u); para este caso, el

mecanismo de falla sería aquel como el mostrado en la Figura 2.21. Considerando la cuña triangular abc de la Figura 2.21, cuyo diagrama de cuerpo libre se muestra en la Figura 2.22, la fuerza pasiva P_p que actúa en las caras ac y bc incluye cuatro componentes de fuerzas las cuales son: i) la fuerza pasiva debido a la cohesión P_{pc} , ii) la fuerza pasiva P_{pq} debido a la sobrecarga q , iii) la fuerza pasiva P_{py} debido al peso del suelo γ y iv) la fuerza pasiva P_{pT} debido a la tensión T del reforzamiento. Chen (2007) dedujo una expresión para el valor de la fuerza pasiva P_{pT} debido a la tensión T del reforzamiento basado en el equilibrio de momentos de las fuerzas actuantes en el diagrama de cuerpo libre de la cuña bcdg tales como: la fuerza pasiva debido al reforzamiento P_{pt} , las fuerzas de tensión en el reforzamiento T_L y T_R y la fuerza de resistencia F a lo largo de la espiral cd, que se muestran en la Figura 2.23. Luego Chen (2007) obtuvo:

$$P_{pT} = \frac{4(T_L - T_R)u \cos(\pi/4 + \phi/2) \times 1}{B \cos \phi} \quad (2.35)$$

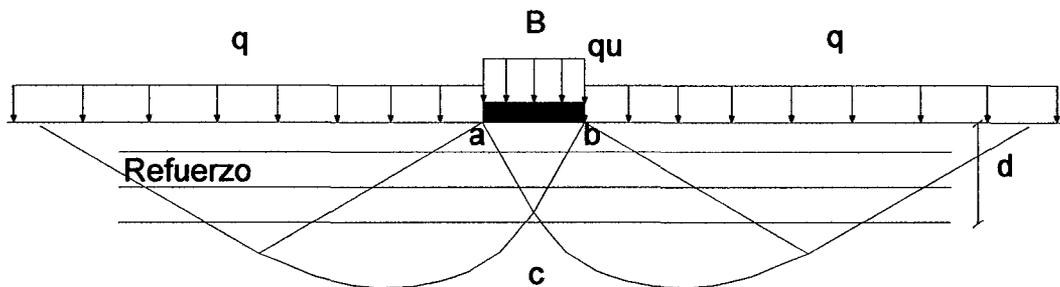


Figura 2.20. Falla en la zona reforzada (Chen, 2007).

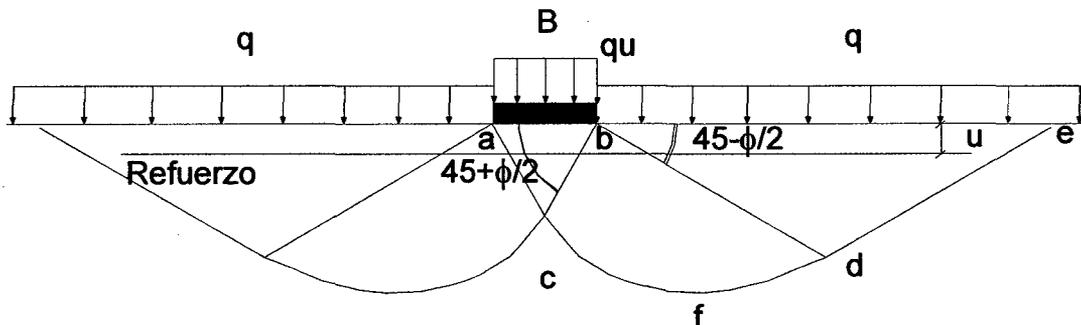


Figura 2.21. Falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).

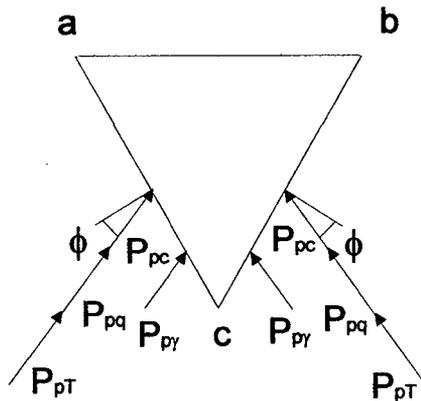


Figura 2.22. Fuerzas pasivas actuando en la cuña triangular de la Figura 2.21 para el caso de una falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).

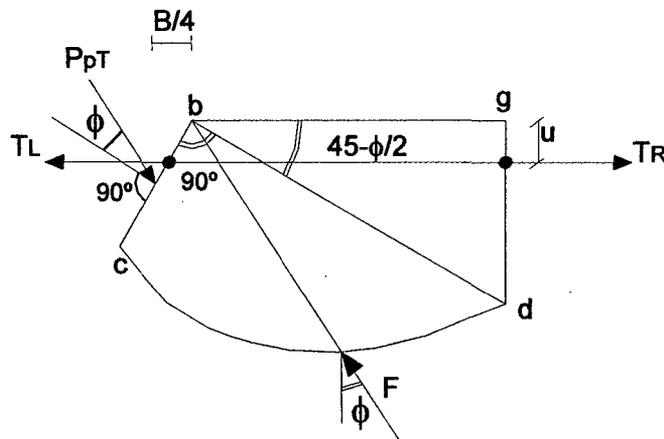


Figura 2.23. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de suelo bcdg para el caso de una falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).

Además considerando el equilibrio estático de la cuña abc de la Figura 2.24, Chen (2007) obtuvo una expresión para indicar el incremento de la capacidad de soporte debido a la fuerza de tensión en el reforzamiento como:

$$\Delta q_T Bx1 = 2P_{pT} \sin(\pi/4 + \phi/2) \tag{2.36}$$

$$\Delta q_T = \frac{4(T_L - T_R)u}{B^2} \tag{2.37}$$

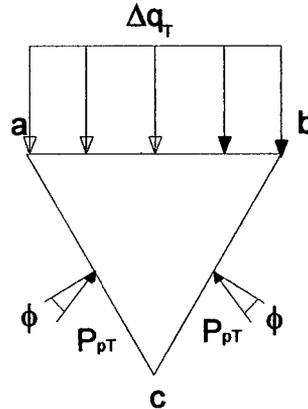


Figura 2.24. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de suelo abc para el caso de una falla en la zona reforzada con reforzamiento horizontal (Chen, 2007).

En adición, Chen (2007) de los resultados de su experimento de medición de la distribución de deformaciones a lo largo del reforzamiento inducidas por la carga aplicada sobre una zapata modelo (0.15x0.15 m), indica que la fuerza de tensión en el reforzamiento a una distancia de 2B medido desde el centro de dicha zapata, para un suelo con un ángulo de fricción mayor a 25°, tiene un valor insignificante y puede ser asumido como cero ($T_R = 0$), por lo que la Ecuación 2.37 se escribiría como:

$$\Delta q_T = \frac{4T_L u}{B^2} = \frac{4T u}{B^2} \quad (2.38)$$

La capacidad de carga última para zapatas corridas con dos o más capas de refuerzo para el caso de un suelo con confinamiento horizontal estaría dada por la expresión:

$$q_{u(R)} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{4T_i(u + (i-1)h)}{B^2} \quad (2.39)$$

Para el caso de zapatas cuadradas el incremento de la capacidad de soporte debido a la tensión T del reforzamiento sería:

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^N \frac{12T_i(u + (i-1)h)r_i}{B^2} \quad (2.40)$$

$$r_i = \left[1 - 2 \frac{u + (i-1)h}{B} \tan(\pi/4 - \phi/2) \right] \quad u + (i-1)h < \frac{B}{2} \tan(\pi/4 + \phi/2)$$

$$r_i = \left[\frac{1}{2} - \frac{u + (i-1)h}{2H_i} \right] \quad u + (i-1)h \geq \frac{B}{2} \tan(\pi/4 + \phi/2)$$

En donde:

$$H_i = \frac{B}{2 \cos(\pi/4 + \phi/2)} e^{(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi} \cos \phi$$

$$q_{u(R)} = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{12T_i(u + (i-1)h)r_i}{B^2} \quad (2.41)$$

- b) Tensión del reforzamiento a lo largo de las caras ab y bc de la cuña abc: La superficie de falla en el suelo y la forma del reforzamiento bajo carga última son como se muestran en las Figuras 2.25 y 2.26. El incremento de la capacidad de soporte debido a la fuerza de tensión de una sola capa de reforzamiento Δq_T puede ser evaluada considerando el equilibrio de la cuña abc de la Figura 2.26 como:

$$\Delta q_T = \frac{2T \sin(\pi/4 + \phi/2)}{B} \quad (2.42)$$

Para dos o más capas de refuerzo el incremento en la capacidad de soporte debido al reforzamiento puede ser escrita como:

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^N \frac{2T_i \sin(\pi/4 + \phi/2)}{B} \quad (2.43)$$

Para el caso de zapatas cuadradas, el incremento de la capacidad de soporte Δq_T y la capacidad de soporte última en una cimentación reforzada puede ser calculada como:

$$\Delta q_T = \sum_{i=1}^N \frac{4T_i \sin(\pi/4 + \phi/2) \{B - 2[u + (i-1)h] \tan(\pi/4 - \phi/2)\}}{B^2} \quad (2.44)$$

$$q_{u(R)} = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{4T_i \sin(\pi/4 + \phi/2) \{B - 2[u + (i-1)h] \tan(\pi/4 - \phi/2)\}}{B^2} \quad (2.42)$$

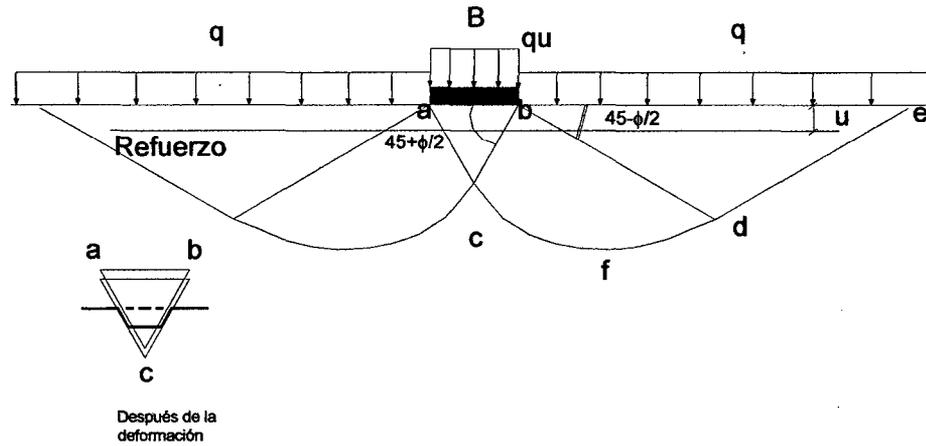


Figura 2.25. Falla en la zona reforzada con un reforzamiento de tensión a lo largo de las caras ac y bc (Chen, 2007).

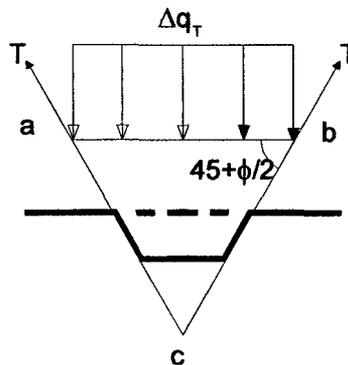


Figura 2.26. Diagrama de cuerpo libre de la cuña de suelo abc de la Figura 2.25 (Chen, 2007).

2.4.6.3. Falla por punzonamiento parcial.

Si la resistencia de la zona reforzada es moderadamente mayor a la resistencia de la zona no reforzada, una falla por punzonamiento puede ocurrir parcialmente en la zona reforzada seguida de una falla por corte general tal como se muestra en la Figura 2.27. Dos mecanismos de refuerzo son discutidos: (a) el efecto del

reforzamiento horizontal y (b) el reforzamiento a lo largo de las caras aa'c y bb'c de la cuña abb'ca' como se muestra en la Figura 2.27

- a) Efecto del confinamiento horizontal del reforzamiento: Para una zapata corrida con confinamiento lateral como se muestra en la Figura 2.27. El incremento la capacidad de soporte para el suelo puede estar dado por:

$$\Delta q_{\tau} = 2 \sum_{i=1}^{N_p} \frac{T_i}{B} \tan \delta + \sum_{i=N_p+1}^N \frac{4T_i(u + (i-1)h - D_p)}{B^2} \quad (2.46)$$

Además, la capacidad de soporte última reforzada para una zapata corrida y para zapatas cuadradas está expresada por las Ecuaciones 2.47 y 2.48 respectivamente:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a D_p}{B} + \gamma_t D_p^2 \left(1 + \frac{2D_f}{D_p}\right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} - \gamma_t D_p + 2 \sum_{i=1}^{N_p} \frac{T_i}{B} \tan \delta + \sum_{i=N_p+1}^N \frac{4T_i(u + (i-1)h - D_p)}{B^2} \quad (2.47)$$

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{4c_a D_p}{B} + \gamma_t D_p^2 \left(1 + \frac{2D_f}{D_p}\right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} - \gamma_t D_p + 4 \sum_{i=1}^{N_p} \frac{T_i}{B} \tan \delta + \sum_{i=N_p+1}^N \frac{12T_i(u + (i-1)h)B_{\tau}}{B^2} \quad (2.48)$$

En donde D_p es la profundidad de la falla por punzonamiento en la zona reforzada, N_p es el número de capas de reforzamiento localizado en la zona de punzomaniento.

- b) Tensión del reforzamiento a lo largo de las caras aa'cy bb'c de la cuña abb'ca': Para una zapata corrida con reforzamiento a lo largo de la superficie de falla por corte aa'c y bb', tal como se muestra en la Figura 2.29, el incremento de la capacidad de soporte de suelo reforzado para este caso está dado por la expresión siguiente:

$$\Delta q_T = 2 \sum_{i=1}^N \frac{T_i}{B} + \sum_{i=Np+1}^N \frac{2T_i \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{B} \quad (2.49)$$

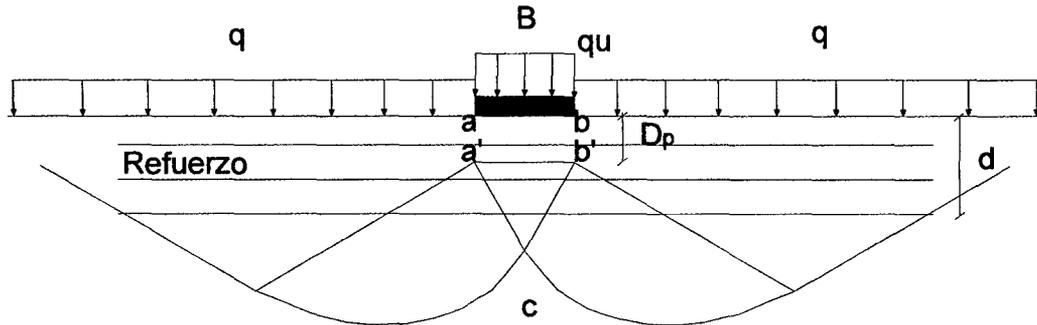


Figura 2.27. Falla por punzonamiento parcial (Chen, 2007).

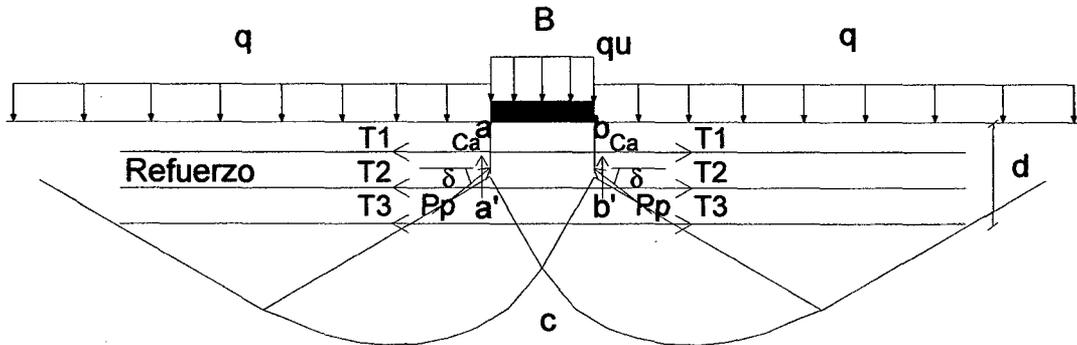


Figura 2.28. Falla por punzonamiento parcial con refuerzo horizontal (Chen, 2007).

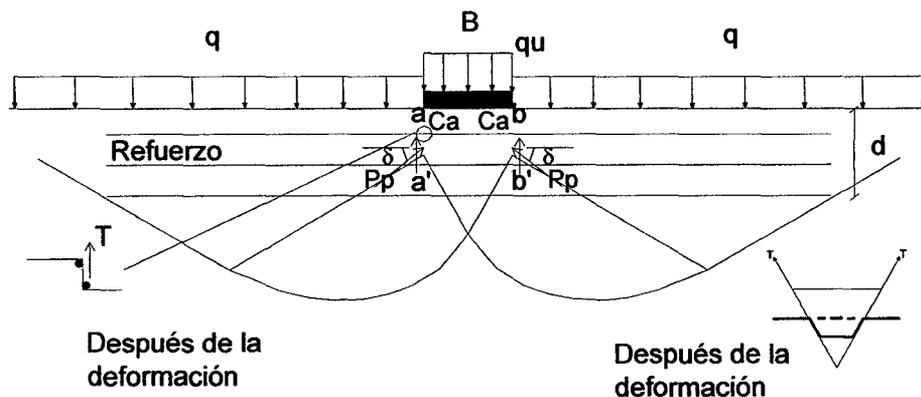


Figura 2.29. Falla por punzonamiento parcial con refuerzo de tensión a lo largo de las caras aa'c y bb'c (Chen, 2007).

Para una zapata corrida la expresión de la capacidad de soporte última estaría dada por la ecuación.

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a D_p}{B} + \gamma_t D_p^2 \left(1 + \frac{2D_f}{D_p} \right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} - \gamma_t D_p + 2 \sum_{i=1}^N \frac{T_i}{B} + \sum_{i=Np+1}^N \frac{2T_i \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}{B} \quad (2.50)$$

Para una zapata cuadrada la capacidad de carga última esta dada por la expresión:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a D_p}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{D_p} \right) \frac{K_s \tan \phi_t}{B} - \gamma_t D_p + 4 \sum_{i=1}^N \frac{T_i}{B} \tan \delta + \sum_{i=Np+1}^N \frac{4T_i \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \left[B - 2u \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right]}{B^2} \quad (2.51)$$

CAPÍTULO III

CONCEPCIÓN DE LAS DIMENSIONES DEL MODELO

3.1 ESTUDIO DEL MODELO Y PROTOTIPO.

En la práctica para evaluar la capacidad de soporte de los suelos, diversos investigadores han llevado a cabo ensayos en laboratorio usando sistemas a escala reducida. Bowles (2000) indica que el uso de modelos con tamaños de zapata rectangulares de $B= 25$ a 75 mm x $L= 25$ a 200 mm se ha convertido en un ensayo popular debido a que la capacidad de soporte última puede ser obtenida en pequeñas cajas preparadas en el laboratorio usando máquinas de compresión de fácil disposición, en cambio realizar ensayos sobre zapatas a escala real tales como 1.0 m x 1.0 m desarrollan cargas últimas grandes así que la implementación de equipos y dispositivos adecuados para este tipo de ensayos resultan en costos elevados. El uso de sistemas modelos ha mostrado una gran ventaja comparado con sistemas a escala real principalmente debido al costo implementación; sin embargo, el uso de modelos conlleva diversos parámetros inherentes tales como la geometría del sistema, las fuerzas que actúan, etc., que requieren ser estudiados a fin de interpretar adecuadamente los resultados obtenidos a través de éste.

El requerimiento de escala no está limitado solamente a la escala geométrica, sino también a la escala de esfuerzos (Fellenius y Altaee, 1994). El requerimiento de la escala de esfuerzos puede ser orientado realizando ensayos a pequeña escala en equipos centrífugos variando la gravedad natural y manteniendo la escala de esfuerzos iguales en puntos homólogos entre el

modelo y el prototipo (Yamaguchi et al., 1976; Helter y Gudeus, 1988, Tatsuoka et al., 1989; etc.). En la práctica, varios ensayos en modelos son realizados fuera del equipo centrífugo, por lo tanto estos ensayos experimentan la gravedad natural ($1g$); así que para representar el comportamiento del prototipo mediante modelos se requiere el reconocimiento en conjunto de la densidad (relación de vacíos), de la escala geométrica y de la escala de esfuerzos (Fellenius y Altaee, 1994) entre ambos sistemas prototipo y modelo.

Fellenius (1994) desarrolló las relaciones de escala para modelos basados en el comportamiento del estado estable de la arena desarrollado por Bardet (1986). El comportamiento de estado estable para una arena fue introducido por Casagrande (1936) quién mostró que el comportamiento cortante de la arena podría ser de dilatación, de contracción o ninguno de éstos; así Casagrande (1936) estableció el término “densidad crítica” o “relación de vacíos crítica” denotado por la relación de vacíos o densidad de un suelo sujeta a un continuo corte bajo el cual no se produce el efecto de dilatación ni de contracción, es decir no hay cambio de volumen. El principio del estado crítico o estado estable para arenas, es ilustrado en la Figura 3.1. El estado estable de la arena, es decir cuando la arena está sometida a corte sin cambio de volumen, es una función lineal del logaritmo del esfuerzo principal; dicha línea está definida por el valor de la relación de vacíos crítica Γ en el punto de referencia de 100 kPa del esfuerzo principal y por su pendiente λ . La compresión de la arena sigue la línea con pendiente κ . Cuando los esfuerzos son introducidos en la arena, el comportamiento de la arena es una función de su estado de localización en el diagrama de relación de vacíos versus el esfuerzo principal (ver Figura 3.1) y de la distancia desde la relación de vacíos inicial hasta la relación de vacíos a lo largo de la línea de estado estable para un misma presión principal inicial (el valor ϵ ψ Y).

Fellenius y Altaee (1994) para demostrar la importancia de la línea de estado estable analizaron el comportamiento de dos tipos de arenas completamente diferentes denominadas como arena Fuji river (tamaño medio de partícula: 0.22, coeficiente de uniformidad C_u : 2.21, relación de vacíos máxima y mínima e_{max} : 1.08, e_{min} : 0.53, ángulo de fricción efectiva del ensayo triaxial: 36.9° , Γ : 0.92, λ :0.120, κ : 0.010) y arena Kogyuk (tamaño medio de partícula: 0.35 mm,

coeficiente de uniformidad C_u : 1.80, relación de vacíos máxima y mínima e_{max} : 0.83, e_{min} : 0.47, ángulo de fricción efectiva del ensayo triaxial: 30.5° , Γ : 0.713, λ :0.029, κ : 0.006), discutiendo los diagramas de carga asentamiento de las zapatas sobre estas dos arenas. Fellenius y Altaee (1994) desarrollaron 3 series de ensayos. La primera serie de ensayos, zapatas de tres tamaños distintos ($B= 0.5$ m, $B=1.0$ m y $B= 2.0$ m) fueron ubicadas a profundidades desde la superficie del suelo (z) de cero, B y $2B$, para esta serie de ensayos la relación de vacíos de ambos suelos fue esencialmente de mismo valor (variando desde 0.891 hasta 0.909 para la arena Fuji River y desde 0.680 hasta 0.678 para la arena Kogyuk) por lo que las densidades relativas fueron esencialmente iguales. Así el efecto del tamaño de zapata en esta serie de ensayos analizados a partir de los datos de esfuerzo y asentamiento normalizados muestran que para arenas de densidades iguales, el comportamiento esfuerzo-asentamiento puede ser independiente del ancho de la zapata como se muestra en la Figura 3.2.

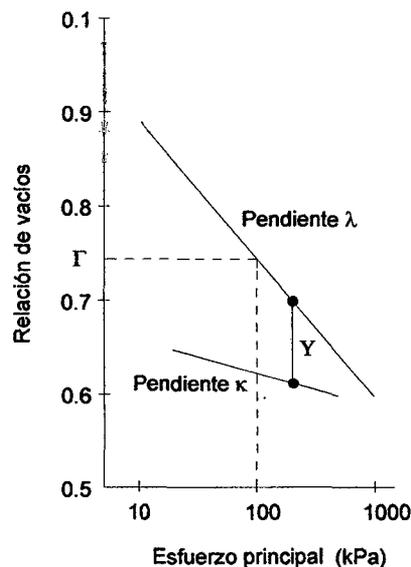


Figura 3.1. Definición de la línea de estado estable (Fellenius y Altaee, 1994).

Los resultados de la segunda serie de ensayos realizados por Fellenius y Altaee (1994) usando zapatas de igual tamaño y ubicados a igual profundidad, pero descansando sobre arenas de densidades variables y por lo tanto valores de ypsilon (Y) variable, indican que la densidad de la arena tiene una significativa influencia en el comportamiento de esfuerzo-asentamiento como se muestra en la Figura 3.3. Los resultados de la tercera serie de ensayos realizados por

Fellenius y Altaee (1994) usando zapatas de diferente tamaño, con diferente densidad inicial, con diferente esfuerzo inicial, pero a igual valor de ypsilon (γ) muestran que el comportamiento de esfuerzo-asentamiento es igual para estos casos, el cual demuestra que el parámetro que gobierna el comportamiento esfuerzo-asentamiento es el valor de ypsilon (γ) como se muestra en la Figura 3.4. Fellenius y Altaee (1994) señalan que para que el comportamiento de un ensayo de modelo satisfaga el comportamiento de su prototipo, es requerido que el ensayo sea realizado a una densidad (relación de vacíos) que tenga una distancia igual a la línea de estado estable, esto es, que el ensayo tiene que ser realizado a una distancia ypsilon (γ) que para puntos homólogos sea igual a la del prototipo. Además el requerimiento de igual valor de ypsilon (γ) significa que el ensayo modelo a una densidad emula el comportamiento de un ensayo prototipo en un suelo mucho mas denso. Por lo tanto, modelos a pequeña escala en un suelo denso tienen una aplicación muy limitada, ya que cuando este se aplica al prototipo, la densidad del suelo del prototipo rápidamente excede la máxima densidad del suelo. Del mismo modo, cuando el asentamiento es investigado así como la capacidad de soporte, en ensayos a pequeña escala, la emulación de los prototipos deben ser realizados en suelos mucho mas sueltos que el suelo del prototipo.

Fellenius y Altaee (1994) en conclusión, refieren que el asentamiento de zapatas de diferentes anchos ubicadas en arena de diferentes relación de vacíos a diferentes profundidades de la superficie del terreno puede ser directamente relacionados si las condiciones del estado estable son considerados y si los ensayos son realizados a igual distancia de la relación de vacíos a la línea de estado estable (igual valor de ypsilon) y que modelos a pequeña escala serán solamente representativos para el comportamiento del prototipo si esta condición es cumplida. El requerimiento de igual valor de ypsilon (γ) significa que el modelo a pequeña escala debe siempre ser realizada en un suelo que es más suelto que el suelo del prototipo. Esto impone condiciones de borde en la geometría a escala, porque primero un modelo no puede ser realizado en una arena que es más suelta que la relación de vacíos máxima. Segundo, un modelo no debe ser realizado en un suelo que es más denso que corresponde a la densidad real de su suelo prototipo.

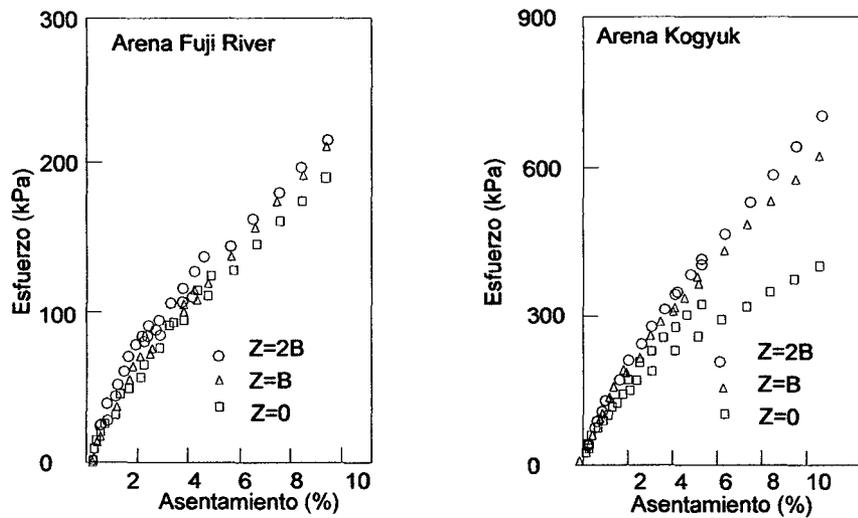


Figura 3.2. Esfuerzo versus asentamiento normalizado para tres distintos tamaños de zapatas $B= 0.5m$, $1.0 m$ y $2.0 m$ descansando sobre las arenas Fuji River (relación de vacíos desde 0.891 hasta 0.909) y arenas Kogyuk (relación de vacíos desde 0.680 hasta 0.678) respectivamente (Fellenius y Altaee, 1994).

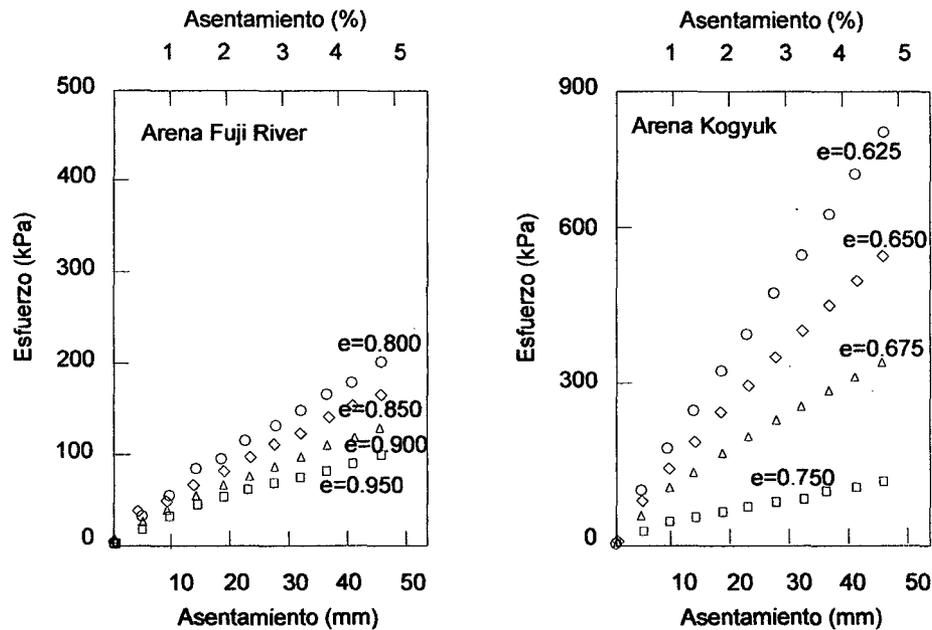


Figura 3.3. Esfuerzo versus asentamiento normalizado para una zapata de tamaño $B= 1.0 m$ localizada a una profundidad desde la superficie de $B= 1.0m$, descansando sobre las arenas de relación de vacíos variable Fuji River y Kogyuk respectivamente (Fellenius y Altaee, 1994).

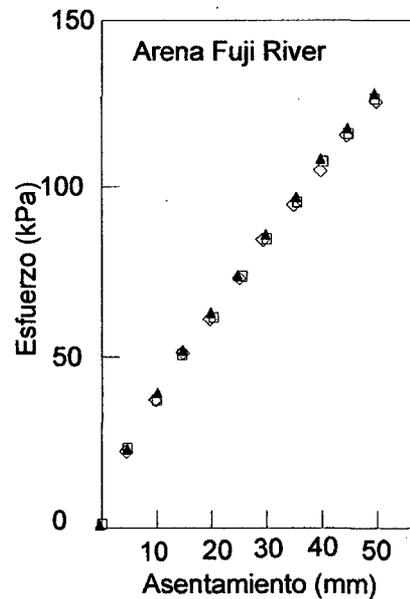


Figura 3.4. Esfuerzo versus asentamiento para zapatas de tamaños $B=0.5m$, $1.0m$ y $2.0m$ localizadas a una misma profundidad (B) y para el mismo valor de γ para la arena Fuji River (Fellenius y Altaee, 1994).

3.2 EFECTO DE ESCALA EN LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS.

Bowles (1998, 2000) indica que ensayos en modelos, particularmente en arenas, no reproducen resultados confiables comparados con aquellos ensayos realizados en prototipos a escala real, esto debido al efecto de escala. Sin embargo, ensayos en modelos han sido extensamente usados por diferentes investigadores para tratar de entender las principales características involucradas en el cálculo de la capacidad de soporte de los suelos, por ejemplo en arenas (Saran et al., 1971; Yamaguchi et al., 1976; Pfeifle y Das, 1979; Oda et al., 1979; Das, 1981; Hettler y Gudehus, 1988; Tatsuoka, et al., 1989; Shiraishi, 1990; Tatsuoka et al., 1990; Perau, 1997; Siddique et al., 1999; Siddique et al., 2001; Okamura et al., 2002; etc.) y arenas reforzadas (Binquet y Lee, 1975; Fragaszy y Lawton, 1984; Love, 1984; Huang y Tatsuoka, 1990; Das, 1998; Elvidge, 1999; Som y Sahu, 1999; Shin y Das 2000; Gualco y Berardi, 2005; Omar, 2006; Chen, 2007; etc.); estos investigadores han mostrado y discutido resultados válidos en esta materia. Al respecto, se presenta la literatura

involucrada en la discusión del efecto de escala en el cálculo de la capacidad de soporte de suelos arenosos.

El efecto de escala en la capacidad de soporte de cimentaciones superficiales en materiales granulares muestra que el factor de capacidad de soporte N_γ , es una función del ancho de la zapata B en adición al ángulo de fricción ϕ y al peso unitario γ del suelo. Los fundamentos del efecto de escala pueden ser vistos cuando el tercer término de la ecuación de Terzaghi (1943) para el cálculo de la capacidad de soporte de suelos de un cimentación corrida rugosa ($q_u = cN_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma$) es manejada para calcular a partir de esta ecuación el valor de N_γ . En teoría, sugiere que el valor de N_γ debería ser constante con respecto al ancho de la zapata. Es así que cuando el ancho de la zapata se incrementa, la capacidad de soporte última se incrementa y por lo tanto el valor de N_γ permanece constante. Sin embargo, de los ensayos realizados en modelos a escala reducida y ensayos centrífugos de zapatas corridas, el valor de N_γ no es una constante, si no que este valor decrece cuando el ancho de la zapata se incrementa (De Beer, 1965; Yamaguchi, 1976; Hettler y Gudehus, 1988; Tatsuoka et al., 1989; Shiraishi, 1990; Cerato, 2006; etc.) como se muestra en la Figura 3.5.

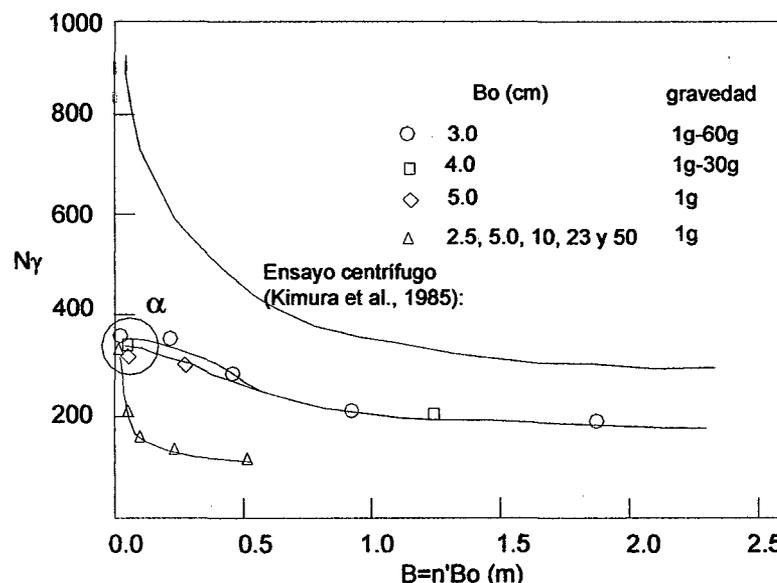


Figura 3.5. Comparación de la relación entre N_γ y B en ensayos de capacidad de soporte realizados a la gravedad natural (1g) y en ensayos centrífugos (Tatsuoka et al., 1989).

De Beer (1965 de Yamaguchi et al., 1976) propone dos razones para este efecto de escala: 1). el factor de capacidad de soporte N_y decrece con el incremento del ancho de zapata; indicando que, para zapatas muy anchas el esfuerzo normal principal tiende a valores grandes a lo largo de las líneas de deslizamiento en el suelo de cimentación y el ángulo máximo de resistencia cortante (ϕ_{max}) tiende a valores pequeños, es decir el ángulo de fricción ϕ es reducido debido a grandes presiones que ocurren en el caso de grandes cimentaciones y 2) debido al efecto de falla progresiva producido por el efecto de tamaño de grano de la arena en cuestión.

Para explicar los argumentos (1) y (2), mencionados arriba, en principio es necesario conocer algunas concepciones relacionadas al comportamiento mecánico de la arena densa en ensayos en laboratorio y en ensayos de capacidad de soporte en modelos a pequeña escala tales como: i) la deformación no homogénea, el modo de deformación y los niveles de presión aplicados en la influencia de los valores del ángulo de fricción ϕ de la arena y ii) la influencia del tamaño de grano en el valor de N_y , la influencia del nivel de presión sobre N_y y la influencia del ancho de la cimentación sobre N_y .

Hettler y Gudehus (1988), con respecto a la influencia de los niveles de presión en los valores del ángulo de fricción ϕ de la arena, presentan la experiencia desarrollada por Reades y Green (1976), Rowe (1969) y Hettler y Vardoulakis (1984) en la obtención de valores de ángulo de fricción para una misma arena densa realizadas con aparatos triaxiales convencionales con plateas lubricadas y con aparatos triaxiales mejorados con plateas lubricadas y guiadas; mostrando así que el ángulo de fricción obtenido de usar aparatos triaxiales convencionales es subestimado y que la razón de este fenómeno es debido a la inclinación de las plateas del aparato que conduce a una deformación no homogénea de la muestra; esto quiere decir que el ángulo de fricción ϕ puede ser determinada con mayor precisión al usar aparatos triaxiales mejorados. En adición, estos investigadores muestran el comportamiento de diversos tipos de arena con respecto al nivel de presiones laterales al que éstas son sometidas a través de los ensayos triaxiales con dispositivos mejorados mostrando que, por ejemplo, para la arena denominada como Karlsruhe el ángulo de fricción es independiente de la presión lateral, este fenómeno se presenta si la arena posee granos muy

rígidos haciendo que la rotura de partículas, debido a los estados de presión aplicados, sea insignificante por lo que ϕ no dependería del nivel de presiones. Sin embargo, para la arena denominada como Darmstadt, claramente el ángulo de fricción depende de los niveles de presión lateral; este comportamiento es típico en diversas arenas, gravas y balastos (ver Figuras 3.6 y 3.7). Para presiones bajas, la influencia de la rotura de partículas es menos importante dependiendo del tamaño, forma y mineral del grano; sin embargo, en ensayos modelos a pequeñas escala, en que generalmente las presiones aplicadas son bajas, el efecto de escala ha sido observado, esto debido a la rotura de partículas.

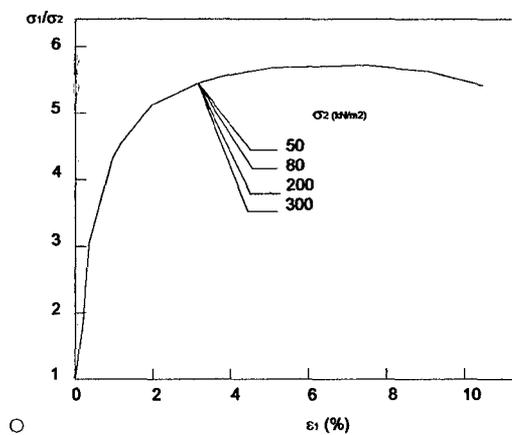
El estudio de la influencia del tamaño de grano en el valor de N_γ está dirigido al estudio de la formación de las bandas de corte en el suelo arenoso. Ha sido observado de los ensayos de capacidad de soporte que las bandas de corte se extienden desde los bordes de la cimentación. Este fenómeno está asociado con el fenómeno de falla progresiva. Yamaguchi et al. (1976) después de realizar ensayos centrífugos de capacidad de soporte, encontraron que las deformaciones de corte en la arena de cimentación difieren de un punto a otro, lo cual les llevó a la conclusión que la falla progresiva generalmente existe en arenas densas y que la adopción de una deformación de corte constante, que ha sido adoptado por las teorías existentes de capacidad de soporte, no puede ser aceptado excepto en casos limitados. Roscoe (1970) reportó que el espesor de las bandas de corte (w_0) de muestras de arena está alrededor de 10 a 20 veces el diámetro del grano característico D_{50} ($w_0=10 D_{50} \sim 20 D_{50}$). Por lo tanto, D_{50} debería tener alguna influencia sobre el valor de N_γ . Kimura et al (1985) encontraron que para cimentaciones corridas de ancho B y diámetro de grano representativo D_{50} dentro del rango $180 < B/D_{50} < 250$ sobre arenas y vidrio ballotoni las bandas de corte no tienen efecto significativo en el factor de capacidad de soporte N_γ y que el efecto de tamaño de grano es importante después de la formación del pico en la curva carga aplicada-asentamiento (Yamaguchi et al., 1976). Hettler y Gudehus (1988) basados en los resultados obtenidos por Goner (1932) y Krebs Ovesen (1979) de ensayos de capacidad de soporte en modelos de zapatas circulares realizadas bajo las condiciones de gravedad natural (1g) y de ensayos centrífugos respectivamente, muestran que el tamaño de grano no tiene un efecto visible en el valor de N_γ ; sin embargo,

según Tatsuoka et al. (1989) indican que esta conclusión está basada en resultados no comparables de dos tipos diferentes de arena teniendo distintos tamaños de grano.

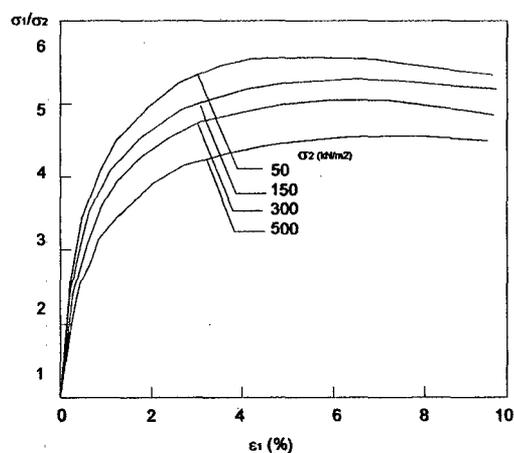
Tatsuoka et al. (1989) estudiaron diversos factores que influyen en la determinación de la capacidad de soporte de cimentaciones sobre una arena (Toyoura) a través de una serie de ensayos experimentales. Tatsuoka et al. (1989) realizaron los siguientes experimentos: i) una serie de ensayos biaxiales o también denominados ensayos de compresión en el plano de los cuales observaron una gran variación de la resistencia cortante debido a la anisotropía del elemento de arena; ii) una serie de ensayos de capacidad de soporte a pequeña escala bajo las condiciones de deformación en el plano y bajo las condiciones de la gravedad natural (1g) en zapatas de anchos B igual a 2.5 cm, 5 cm y 10 cm y de longitud igual a 40 cm (Tani et al., 1986, 1987); iii) una serie de ensayos a gran escala bajo las condiciones de deformación en el plano y bajo las condiciones de la gravedad natural (1g) en zapatas de anchos B igual a 23 cm y 50 cm y de longitud igual a 200 cm y cuyas condiciones de ensayos fueron la misma que para (ii) excepto por la escala geométrica; iv) Una serie de ensayos de capacidad de soporte bajo las condiciones de deformación en el plano en aparatos centrífugos usando zapatas de ancho B igual a 3 cm y 4 cm (Tani et al., 1987).

De este conjunto de experimentos, Tatsuoka et al. (1989) realizaron las siguientes observaciones (ver la Figura 3.5): (a) Los puntos designados con la letra α en la Figura 3.5 fueron obtenidos de ensayos con ancho de zapatas $B=3\text{cm}$, 4cm y 5cm bajo las condiciones de la aceleración de la gravedad natural (1g) usando pequeñas cajas de ancho igual a 10 cm. Tatsuoka et al. (1989) indican que para el mismo valor de B la capacidad de soporte de la arena en cajas pequeñas es ligeramente mayor que para el caso de cajas de tamaño medio de ancho igual a 40 cm y que probablemente, esta diferencia es debido al efecto de las paredes en cajas de tamaño pequeño. (b) A pesar del posible efecto de la fricción de las paredes en los ensayos centrífugos, es aparente que para el mismo valor de $B=n'B_0$, entre 10 cm y 50 cm, los valores de capacidad de soporte de los ensayos centrífugos realizados por Kimura et al. (1985) son sustancialmente mayores que los valores de capacidad de soporte encontrados

en ensayos sometidos a la gravedad natural (1g). Este resultado indicaría que el efecto del tamaño de partícula relativo al ancho real de la cimentación B_0 , no puede ser considerado como insignificante. (c) Puede ser notado que para $B=n'B_0$, entre 2.5 cm y 10 cm, la diferencia de N_{γ} , entre los ensayos a gravedad natural y los ensayos centrífugos realizados por Kimura et al. (1985), se incrementa cuando B se incrementa; mientras la diferencia tiende a ser algo constante cuando B se incrementa desde 10 cm a 50 cm. Tatsuoka et al. (1989) indican que parecería que esta diferencia está relacionada a la banda de corte, la cual aparece en el pico en el diagrama carga-asentamiento.



(a)



(b)

Figura 3.6. Influencia de los niveles de presión en el valor del ángulo de fricción para dos tipos de arena: (a) El ángulo de fricción es independiente de los niveles de presión (arena tipo Karlsruhe) y (b) el ángulo de fricción es dependiente del nivel de presión lateral (arena tipo Darmstadt) (Hettler y Gudehus, 1988).

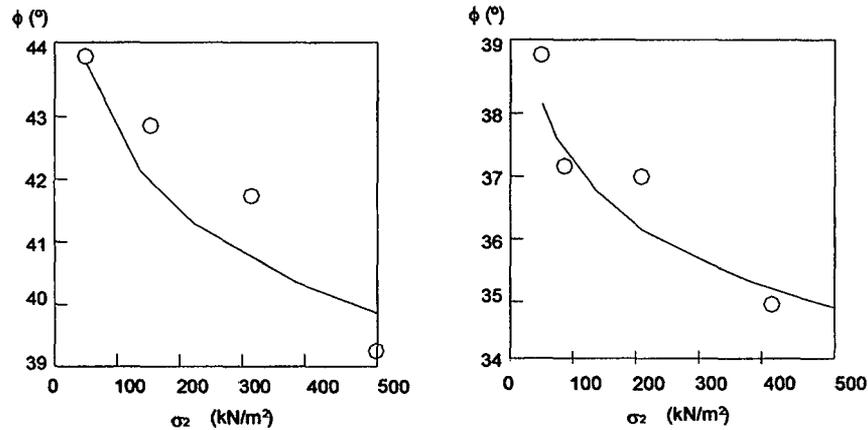


Figura 3.7. Ángulo de fricción en función de la presión de confinamiento para dos tipos de arenas Darmstadt (D_r : 85%) y Eastern Scheldt (D_r : 55%) respectivamente (Hettler y Gudehus, 1988).

En conclusión, Tatsuoka et al. (1989) establecen que el efecto de escala en la capacidad de soporte está en función del efecto del tamaño de partícula y del efecto de los nivel de presión (Ver Figura 3.8) indicando que es muy probable que la diferencia en N_γ entre los ensayos centrífugos y ensayos realizados a la gravedad natural (1g) observados para el mismo valor de $B=nB_0$ es debido a los diferentes grados del efecto de falla progresiva; esto puede estar relacionado a la diferencia en la razón del ancho de la banda de corte (w_0) relativo al ancho de zapata B_0 (w_0/B_0) o a la relación del diámetro representativo de la partícula con respecto al ancho de la zapata (D_{50}/B_0). Este efecto puede ser llamado el efecto del tamaño de la partícula. El cambio de N_γ en ensayos sometidos a la gravedad natural (1g) con el cambio de B_0 ha sido tradicionalmente llamado efecto de escala. De otro modo, el cambio de N_γ con el cambio de la aceleración de la gravedad en ensayos centrífugos con valores constantes de B_0 ha sido denominado como el efecto de los niveles de presión, el cual es debido al efecto del nivel de presión en el ángulo de fricción ϕ , la rigidez de corte y la compresibilidad de la arena. En adición, Tatsuoka et al. (1989) sugieren que a valores bajos de B_0/D_{50} el efecto del tamaño de partícula es más dominante que el efecto del nivel de presión. De otro lado, para valores altos de B_0/D_{50} , el efecto del nivel de presión puede ser más dominante que el efecto del tamaño de la partícula.

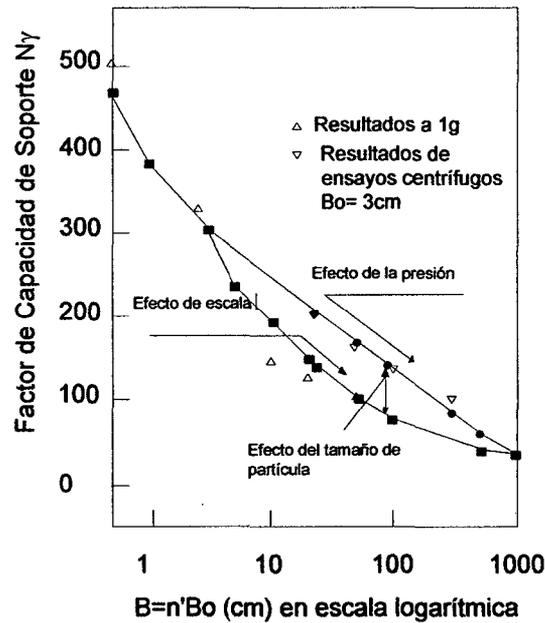


Figura 3.8. Efecto de escala en el valor del factor de capacidad de soporte N_y con relación al ancho B de la zapata (Tatsuoka, 2007).

3.3 DIMENSIÓN DE LA ZAPATA MODELO Y DEL POZO DE ENSAYO.

Diversos investigadores se han preocupado en que las dimensiones del pozo de ensayos que va a contener la arena de relleno sea de dimensiones suficientemente grandes así la distribución de esfuerzos dentro de la masa de suelo durante el ensayo no se vea perturbada por influencia de los contornos, es así que estos investigadores se han basado en la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq para optar tales dimensiones (ver Tabla 3.1). En adición, con respecto a la influencia de los contornos en la capacidad de soporte, Pfeifle y Das (1979) realizaron ensayos de laboratorio para la determinación de la capacidad de soporte última de zapatas rectangulares de dimensiones de 50.8 mmx50.8 mm, 101.6 mmx50.8 mm, 152 mm x 50.8 mm y 304.8 mm x 50.8 mm descansando sobre la superficie de una arena densa (D_r : 78%, ϕ : 43°) que descansa sobre una base rígida. Cuando la carga última es aplicada a una zapata rígida que descansa sobre una masa homogénea de suelo, las líneas de deslizamiento de falla por corte se desarrollarán libremente hasta cierta profundidad dependiendo del ángulo de fricción del suelo y de la rugosidad de la zapata. Sin embargo, si un zapata rígida es localizada a una determinada

profundidad cercana a dicha base rígida, las líneas de deslizamiento de falla por corte son interrumpidas, afectadas y modificadas; en este sentido, Pfeifle y Das (1979) determinaron que la capacidad de soporte es sensitiva a la profundidad de ubicación de la base rígida. Como es de esperar, la capacidad de soporte última y por ende el valor adimensional de $2q_u/(\gamma B)$ se incrementa con el decremento de la relación profundidad de ubicación de la base rígida con respecto del ancho de zapata y que la capacidad de soporte última permanece aproximadamente constante para valores en los cuales la base rígida se encuentra a profundidades mayores a 1.9 veces el ancho de la zapata.

Con respecto al tamaño de la zapata para ensayos en laboratorio, Das y Omar (1994) realizaron una serie de pruebas de laboratorio en cimentaciones superficiales sobre suelos arenosos reforzados con geomallas, (usando las siguientes relaciones $u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 8$ y $d/B = 2$) para diferentes valores de densidad relativa (D_r); los resultados muestran que la magnitud de la relación de capacidad de soporte última BCR_u decrece conforme se incrementa el ancho B de la cimentación llegando a alcanzar un valor mínimo para B de 150 mm, concluyendo que el valor del ancho de la zapata de ensayo B debe ser de por lo menos de 150 mm a 180mm para obtener el valor de la relación de capacidad de soporte última BCR_u de las pruebas de laboratorio (ver Figura 3.9).

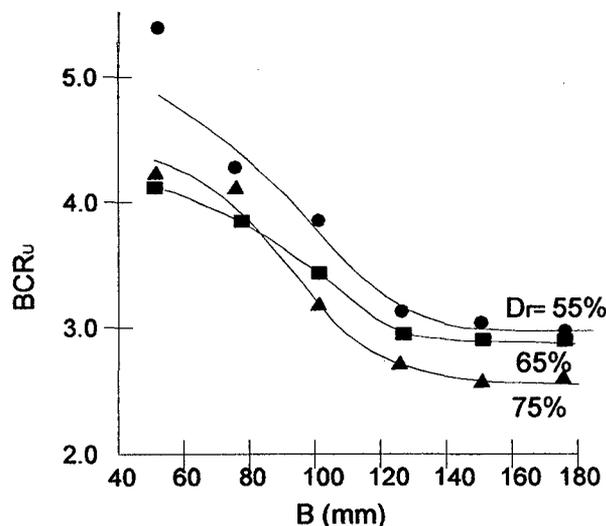


Figura 3.9. Variación de la relación de capacidad de soporte última (BCR) con el ancho de la zapata en ensayos a pequeña escala (Das et al., 2004).

Sin embargo, Das (1998), Shin y Das (2000) han usado tamaños de zapatas de dimensiones menores al indicado por Das y Omar (1994) en ensayos de laboratorio en el estudio de la capacidad de soporte de suelos reforzados con geomallas (ver Tabla 3.1).

Tabla 3.1. Tamaño de zapata y tamaño de pozos de ensayo usados por diferentes investigadores para la obtención de la capacidad de soporte en laboratorio.

Investigador	Tipo de Zapata	Tamaño de Zapata	Tamaño de Pozo (Ancho x Long. x Prof.)
Love (1984)	Rectangular	B= 75 mm	4B x 13.3B x 5.3 B
Adams y Collin (1997)	Cuadrada	B= 0.9 m	6B x 7.7B x 6.7B
Das (1998)	Cuadrada	B= 76.2 mm	10B x 10B x 10B
Gabr, et al (1998)	Cuadrada	B= 330 mm	4.6B x 4.6B x 4.2B
Elvidge (1999)	Rectangular	BxL= 300 mm x 200 mm, 0.67Bx200 mm, 0.5B x 200 mm y 0.25Bx200 mm	0.67B x 3B x 1.1 B
Som y Sahu (1999)	Circular	D= 150 mm	Diam x Prof. 4.6D x 4.6D
Shin y Das (2000)	Rectangular	B x L = 67 mm x 172 mm	2.6B x 14.9B x 8.9B
Leng (2002)	Circular	D= 305 mm	10D x 10 D x 4.4D
Mekkiyay y Alansari (2004)	Circular	D= 50 mm	11.4D x 11.4D x 16D
Ranadive y Jadhav (2004)	Cuadrada	B=100 mm	1.1B x 6B x 5B
Gualco y Berardi (2005)	Rectangular	B x L = 200mm x 1000 mm, 100mm x 500mm	8B x 12.5B x 8.5 B
Li, et al (2005)	Circular	D= 152 mm	Diam x Prof. 8D x 9D
Patra, et al (2005)	Rectangular	B x L = 80 mm x 360 mm	4.6B x 10Bx 8.75B
Chen (2007)	Cuadrada Rectangular	B xB = 152 x 152 mm. B x L = 152 x 254 mm	10B x 6.1B x 6.1 B

En adición, Das et al. (2004) refieren que en el caso de cimentaciones superficiales soportadas por arenas no reforzadas, el factor de capacidad de carga N_f decrece con el incremento del ancho de la cimentación, lo cual fue demostrado por De Beer (1965), y que N_f alcanza un valor constante en el rango $\gamma B \geq 2.45 - 2.9 \text{ kN/m}^2$, es así que basado en este rango de valores para γB y en la fórmula de la capacidad de soporte última para una cimentación corrida soportada por un suelo arenoso sin refuerzo con un peso unitario promedio de 16 kN/m^3 , Das et al. (2004) sugieren que el ancho mínimo de cimentación que podría tomar un modelo en laboratorio para determinar la capacidad de soporte última debe estar en el rango de 150 mm a 180 mm.

En esta investigación, considerando los estamentos arriba indicados, se adoptó como tamaño de zapata de ensayo el valor de $B = 150 \text{ mm}$. Para dimensionar el pozo de ensayos se consideró la distribución de esfuerzos de Boussinesq. Sin embargo, considerando que en futuro se puede utilizar la estación experimental para otras investigaciones, se optó como dimensiones del pozo de ensayo de ancho de 1.5m x 1.5 m de largo x 2.0 m de profundidad. Estas dimensiones, con respecto al tamaño de zapata adoptado ($B = 150 \text{ mm}$), es de $10B \times 10B \times 13.3B$ (ancho x largo x profundidad respectivamente) para contener al material de relleno; haciendo de estas dimensiones lo suficientemente grandes que se descarta la influencia de los contornos en la libre distribución de esfuerzos en la masa de suelo.

CAPÍTULO IV.

ENSAYOS EXPERIMENTALES, RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

4.1 INTRODUCCIÓN.

Para evaluar la capacidad de soporte de suelos reforzados con geomallas y por lo tanto la relación de capacidad de soporte BCR, en esta investigación se diseñó y se implementó un modelo físico para simular la aplicación de cargas de una estructura a través de una zapata que descansa sobre una arena reforzada con capas de geomallas. Este modelo físico se construyó en el patio del Laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID. En adición para realizar la caracterización mecánica de la geomalla de refuerzo se implementó un aparato de tensión en el Laboratorio de estructuras del CISMID. En este capítulo se detalla los ensayos experimentales, los resultados encontrados y la discusión de resultados de la capacidad de soporte de arenas reforzadas con geomallas.

4.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES Y ANALÍTICOS DE LA GEOMALLA DE REFUERZO.

4.2.1 Propiedades de Tiempo-Dependencia y Comportamiento Carga-Deformación.

Los geosintéticos son materiales de comportamiento visco-elástico-plástico, esto significa que las moléculas que constituyen este polímero sufrirán un rearrreglo de tiempo-dependencia cuando son sometidos a una carga externa o a una

distorsión sin considerar el mecanismo ni los niveles de carga al que estarán sometidos. Las propiedades de tiempo-dependencia del geosintético, del suelo y su interacción deben ser entendidas con precisión para predecir las propiedades mecánicas del geosintético bajo cargas. Walters et al. (2002) indican que, por ejemplo, para el acero de refuerzo aplicado al reforzamiento de estructuras de suelo como muros, la conversión de las deformaciones de éste a cargas es más confiable desde que el módulo o la rigidez del acero no está afectado por *i)* el confinamiento del suelo, *ii)* el tiempo bajo carga, o *iii)* bajo los efectos de la temperatura. Sin embargo, la rigidez de un geosintético de refuerzo puede estar afectada por *i)* el confinamiento del suelo, *ii)* los niveles de deformación, la magnitud, la secuencia y razón de aplicación de carga, y *iii)* por el efecto de la temperatura.

La determinación del valor correcto de rigidez para un geosintético es potencialmente complicado (Walters et al., 2002) debido a los factores mencionados arriba y también debido a la relación del comportamiento tiempo-dependencia del geosintético de reforzamiento y del suelo diversas aproximaciones para estimar las cargas a partir de las deformaciones han sido desarrolladas. Por ejemplo, Christopher (1993) usó la rigidez determinada del ensayo índice de tensión (ASTM D4595) y el ensayo de carga-deformación para convertir las deformaciones medidas a valores de carga o esfuerzo. La determinación del valor de rigidez del geosintético en el laboratorio involucra cualquiera de los 3 tipos de ensayos típicos: (a) el ensayo de tensión sobre un aho determinado de espécimen en el cual una razón de deformación constante es aplicado al espécimen (ASTM D4595 o D6637), ver Figura 4.1a; (b) el ensayo de deformación a carga constante (creep) en el cual una carga constante es aplicado al espécimen (ASTM D5262), ver Figura 4.1b y (c) un ensayo de relajación de esfuerzos (stress relaxation) en el cual se mantiene una deformación constante (ASTM E328), ver Figura 4.1c. Luego, la rigidez del geosintético a una razón de carga, a nivel de deformación y a una determinada temperatura, será esencialmente la pendiente de la curva carga-deformación de un ensayo a tensión o la pendiente de la curva carga-deformación isocrónica de un ensayo de deformación a carga constante (creep) o de un ensayo de deformaciones constantes (stress relaxation).

Walters et al. (2002) presentan las siguientes tendencias generales para valores de rigidez calculadas al 2% de deformación para diversos geosintéticos: (1) El valor de la rigidez decrece con el incremento del logaritmo del tiempo para cualquier tipo de geosintético sin considerar el método de ensayo, (2) La rigidez del poliéster (PET) es menos afectada por el tiempo en comparación con el polipropileno (PP) al menos para deformaciones hasta el 2%, (3) La rigidez del ensayo de relajación de esfuerzos (stress relaxation) es menor que el valor de rigidez obtenido del ensayo de deformación a carga constante (creep) para los tres tipos de polímeros tales como polipropileno (PP), poliéster (PET) y para el polietileno de alta densidad (HDPE), (4) Para el polipropileno (PP) los valores de rigidez obtenidos de los diferentes métodos tiende a converger para valores de tiempo muy grandes. Sin embargo, no hay una tendencia de convergencia o no convergencia para el caso del poliéster (PET) y para el polietileno de alta densidad (HDPE).

En adición, Thornton (2001) presenta los resultados del ensayo de tensión para deformación a carga constante (creep) y del ensayo de tensión para relajación de esfuerzos (stress relaxation) para caracterizar el comportamiento tiempo-dependencia de un espécimen de geomalla (Tensar Bx1100, polipropileno PP, índice de tensión de 1.30 KN/m). Thornton (2001) concluye que la rigidez obtenida por un ensayo de tensión debido a una carga constante (creep) y la rigidez obtenida por el ensayo de tensión para relajación de esfuerzos (stress relaxation) fueron aproximadamente iguales y que el primero exhibe una tendencia a ser ligeramente mayor que el segundo; sin embargo, concluye que en aplicaciones que requieran mayor tiempo de aplicación de carga, la rigidez por medio del ensayo de relajación de esfuerzos sería mayor que la rigidez por carga constante.

4.2.2 Medición de las deformaciones por tensión en el refuerzo.

Diversos investigadores han tratado de entender el comportamiento de la geomalla como material de refuerzo dentro de una masa de suelo que está sometida a cargas, este comportamiento típicamente requiere estimar las deformaciones unitarias y los esfuerzos por tensión desarrollados en la geomalla. Un método para inferir de manera indirecta los esfuerzos por tensión

desarrollados en la geomalla de refuerzo es adherir en su superficie dispositivos como galgas de deformación (strain gages) capaces de registrar las deformaciones locales en un espécimen. La deformación local está referida a los valores registrados por las galgas de deformación (strain gages) en un punto de adherencia de éste, en cuanto la deformación global se refiere a la deformación promedio sobre una longitud que es mucho mayor a la longitud del strain gage, que en el caso de una geomalla ocupa una o más aberturas (Bathurst et al., 2002) siendo de gran interés la comparación del valor de la deformación local registrada por las galgas de deformación y el valor de la deformación global o verdadera.

Experiencias con esta técnica han mostrado que el valor de la deformación local registrado por las galgas de deformación difiere del valor de la deformación registrada sobre una longitud que captura varias aberturas de la geomalla (Bathurst, 1991). De aquí cada combinación que involucra el tipo de galgas de deformación o strain gage, la localización del strain gage, el método de adherencia y el tipo de geomalla debe ser calibrado con el fin de determinar la relación entre la deformación local y la deformación global a través de un ensayo de tensión específico sobre un determinado ancho de espécimen de geomalla (Bathurst et al., 2000, Bathurst et al., 2002, Bathurst et al., 2003, Perkins y Lapeyre 1997, entre otros). Esto es particularmente importante desde que las fuerzas por tensión en el reforzamiento inferidas de la lectura de las deformaciones deben ser valores globales para el análisis propuesto (Bathurst et al., 2000). Para esto, un factor de calibración (FC) que relaciona las medidas de deformación unitaria global y la deformación unitaria local son desarrollados y aplicados a los resultados para obtener la deformación global o verdadera.

Las lecturas registradas por las galgas de deformación adheridas a geomallas de polipropileno (PP) pueden variar de punto a punto en el material de refuerzo. Esto se debe a la variación en la geometría del producto (área de la sección transversal) y del módulo del polímero como resultado del proceso de manufactura (Bathurst et al., 2002). En adición Perkins y Lapeyre (1997) muestran que la medición de la deformación local está afectada por varios factores tales como la estructura del geosintético, el tipo de sensor, el tamaño

del sensor, las técnicas de adherencia usadas para el sensor, de la capa de protección aplicada alrededor del gage y del tipo de carga aplicada.

Las técnicas de instalación y la interpretación de las lecturas de las galgas de deformación (strain gages) en el campo llevan a importantes observaciones. La flexión de miembros longitudinales del refuerzo en la dirección de la carga puede causar una deformación adicional o una atenuación de la deformación en la localización de la galga de deformación dependiendo de la dirección de la flexión. Bathurst et al., (2002), indican que un pandeo por flexión puede ocurrir cuando el miembro longitudinal de la geomalla es comprimida bajo las capas de suelo. En adición, un contacto local con partículas de suelo puede causar un incremento o reducción en la lectura de las galgas de deformación. La flexión del refuerzo en las conexiones con caras rígidas puede tender a reducir la lectura de las galgas de deformación debido a la geometría cóncava del refuerzo o incrementar la lectura de las galgas de deformación en la vecindad de la cara cubierta de geosintético flexible debido a la geometría convexa. Una estrategia para evitar la flexión inducida en la lectura de las galgas de deformación es adherir estos en pares y en caras opuestas del geosintético y hacer un arreglo de dos galgas de deformación en un puente completo de Wheatstone que dará deformaciones en tensión pura (Gnanendran y Selvadurai, 2001).

Perkins y Lapeyre (1997) ensayaron especímenes de geomallas instrumentadas usando dos galgas de deformación adheridos opuestamente a una costilla individual de geomalla, es decir una galga en cada cara. Estos investigadores sugieren que para este caso, éstos deben ser conectados a través de un arreglo de medio puente de Wheatstone. Este arreglo elimina cualquier efecto de flexión que podría afectar las medidas. En adición, estos investigadores realizaron ensayos en algunos especímenes de geomalla instrumentados con una sola galga de deformación, para este caso, sugieren usar un arreglo de cuarto puente. Comparando los resultados de una sola galga de deformación adherida a la costilla de la geomalla y dos adheridos en lados opuestos, indica que ocurre una pequeña flexión local. Sin embargo, esto no implica que la flexión local no sea insignificante en las aplicaciones de campo en donde las cargas son menores controladas.

Finalmente es posible que las galgas de deformación funcionen mal debido a problemas electrónicos resultantes de la exposición a la humedad, daños durante la instalación, relleno del suelo, o a la separación de éstas del refuerzo debido a fallas en el pegamento. En consecuencia, se requiere a menudo buen juicio para la interpretación de las lecturas con galgas de deformación (Bathurst et al., 2002).

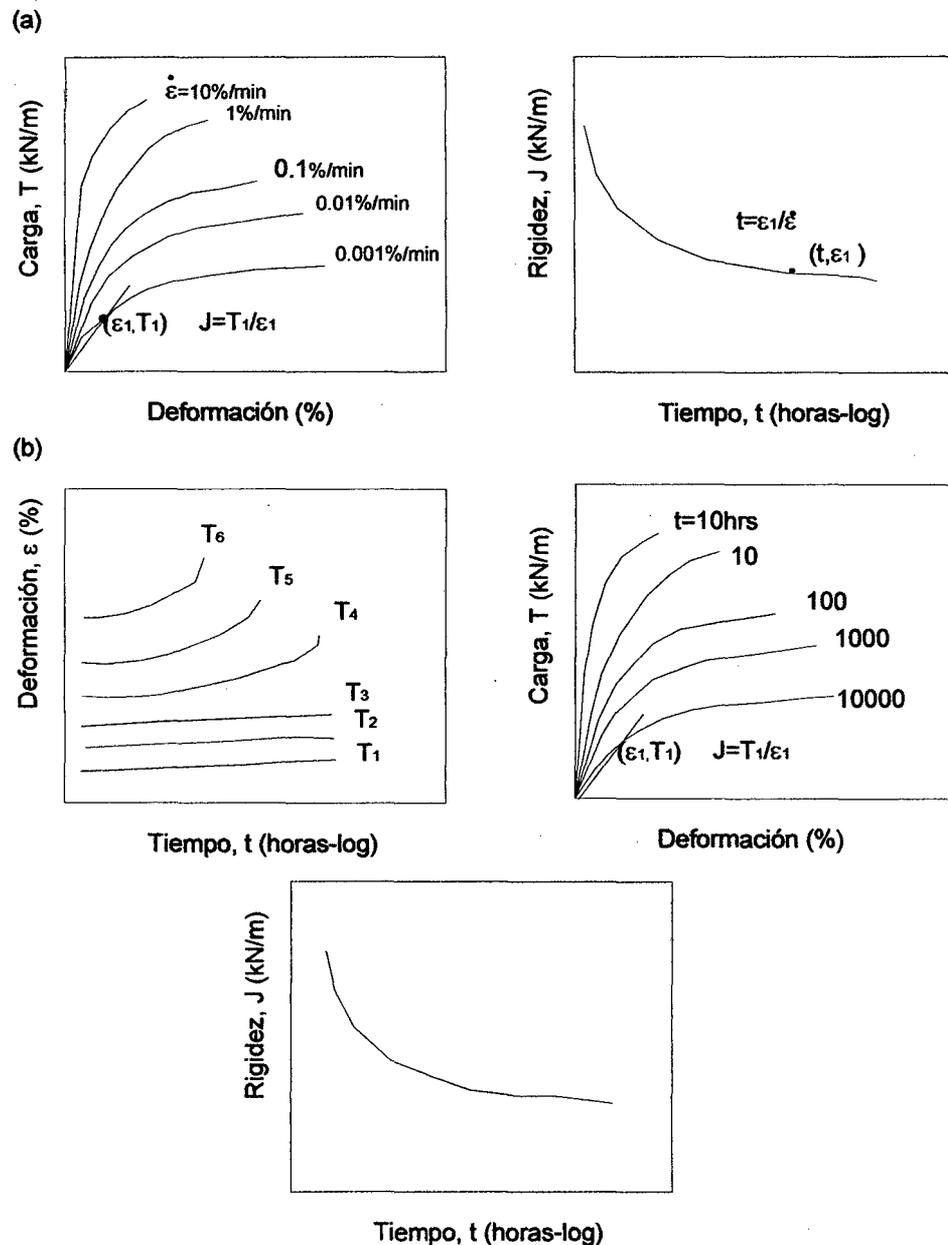


Figura 4.1. Determinación de la rigidez como una función del tiempo usando diferentes ensayos de laboratorio: (a) ensayo a una razón de deformación constante, (b) ensayo a carga constante (creep).

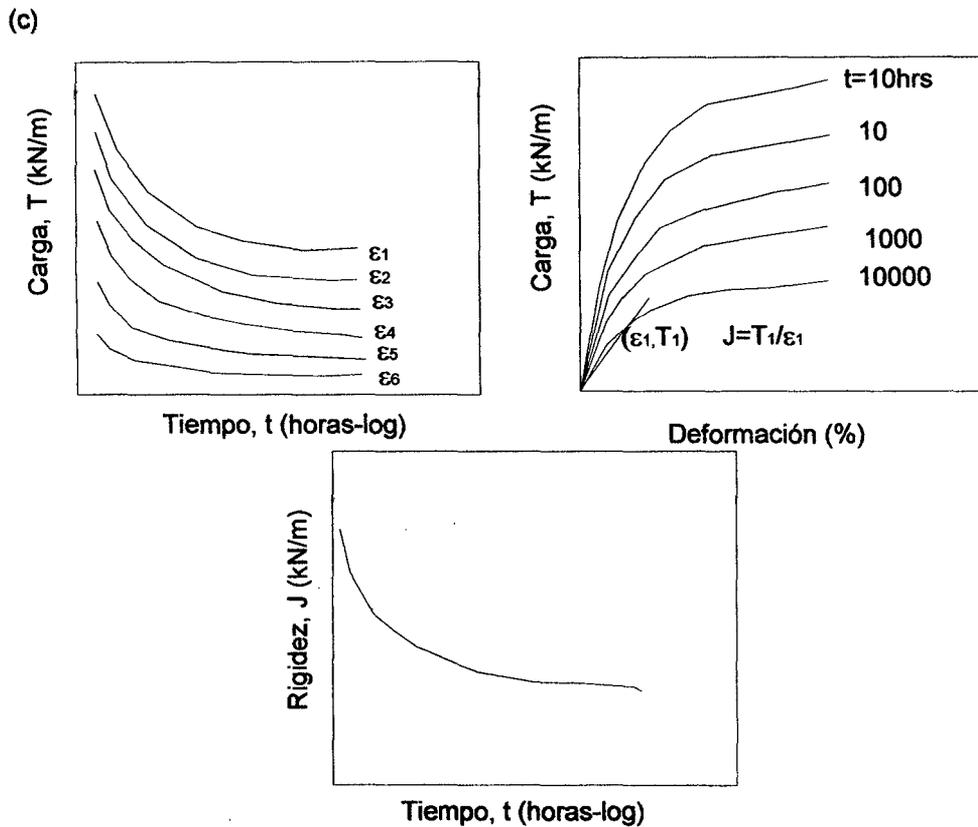


Figura 4.1. Continuación. Determinación de la rigidez como una función del tiempo usando diferentes ensayos de laboratorio: (c) ensayo de relajación de esfuerzos (stress relaxation).

4.2.3 Determinación de la tensión en el reforzamiento dentro de la masa de suelo.

Chen (2007) realizó un análisis de la distribución de esfuerzos a lo largo del refuerzo basado en experimentos de medición de deformaciones usando galgas de deformación a fin de obtener una estimación razonable de las fuerzas de tensión a lo largo de ésta, para el caso de arenas reforzadas. Los resultados de sus experimentos indican que las deformaciones desarrolladas a lo largo del reforzamiento están directamente relacionadas al asentamiento producido en la superficie, indicando que la distribución de asentamiento vertical en el suelo reforzado es asumido el mismo que en el suelo no reforzado para un mismo valor de asentamiento y que a cierto nivel de asentamiento la forma del refuerzo deformado debería ser compatible con la distribución del asentamiento vertical.

En la ausencia de una solución rigurosa para la distribución del asentamiento vertical a una cierta profundidad, Chen (2007) se basó en los estudios realizados por Schmertman (1978) y asumió que (a) la forma del reforzamiento a cierta profundidad es de la forma como indica la Figura 4.2 para el caso de reforzamiento de una arena, (b) que el reforzamiento debajo de la zapata tiende a moverse uniformemente hacia abajo (línea bc de la Figura 4.2), luego el reforzamiento ubicado fuera de cierto límite (líneas a-a' y d-d' de la Figura 4.2) es considerado de tener una deformación insignificante y (c) que la pendiente de las líneas límites a-a' y d-d' (de la Figura 4.2) pueden ser tomadas como 2:1 (vertical: horizontal). Entonces una distribución práctica de la deformación vertical a lo largo de una profundidad debajo de una zapata en términos del factor de influencia de deformación I_{ez} como se muestra en la Figura 4.2 es evaluada por las siguientes expresiones.

$$I_{ep} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q - \gamma D_f}{\sigma_{vp}'}} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{vp}' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2} \right) \quad (4.2)$$

(Para una zapata cuadrada).

En donde q es la presión de soporte de la zapata, γ es el peso unitario, D_f es la profundidad embebida de la zapata y B es el ancho de la zapata.

Entonces el asentamiento elástico S_e en la arena puede ser calculado como:

$$S_e = C_1 C_2 C_3 (q - \gamma D_f) \sum \frac{I_e \Delta z}{E_s} \quad (4.3)$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{\gamma D_f}{q - \gamma D_f} \quad (4.4)$$

$$C_2 = 1 - 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right) \quad (4.5)$$

$$C_3 = 1.03 - 0.03 \frac{L}{B} \geq 0.73 \quad (4.6)$$

La medición de la distribución de deformaciones a lo largo del refuerzo no es uniforme. Por lo tanto, la deformación generada por tensión es mayor en el punto justo debajo del centro de la zapata y decrece con respecto al incremento de la distancia desde el centro de la zapata. Chen (2007) sugiere usar una distribución triangular para describir la distribución de la deformación a lo largo del reforzamiento, tal como se muestra en la Figura 4.3, en donde la deformación máxima puede ser calculada como:

$$\varepsilon_{\max} = 2\varepsilon_{\text{avg}} \quad (4.13)$$

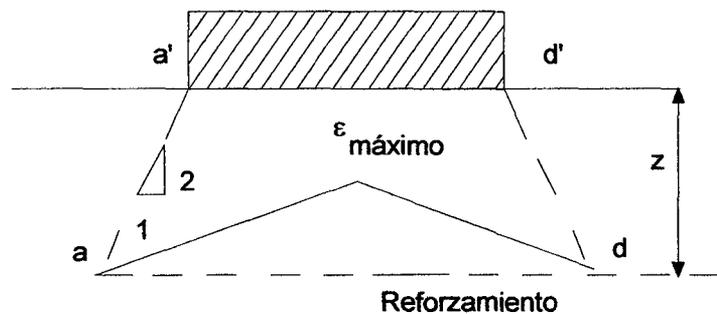


Figura 4.3. Distribución simplificada de la deformación a lo largo del reforzamiento (Chen, 2007).

4.3 ENSAYO DE TENSIÓN DE LA GEOMALLA DE REFUERZO.

4.3.1 Características de la geomalla.

Para el experimento se usó una geomalla biaxial BX1100 manufacturada por Tensar Earth Technologies, Inc. Éste es un polímero del tipo de polipropileno (PP). Las propiedades índices de esta geomalla han sido tomadas de la hoja de especificaciones técnicas de Tensar y se muestran en la Tabla 4.1

4.3.2 Objetivo de la instrumentación.

El objetivo de usar de galgas de deformación es medir la deformación producida en la geomalla para inferir los esfuerzos de tensión al que estará sometida

durante la aplicación de carga a través de la zapata modelo, además encontrar un factor de calibración (FC) que relacione el valor de deformación global y el valor de deformación local en un espécimen de geomalla.

4.3.3 Dispositivos de medida usados para el ensayo de tensión.

Celda de Carga.

El esfuerzo aplicado en los ensayos de carga y ensayos de tensión fueron registrados a través de la celda de carga tipo CLU-50 A manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, de capacidad de 50 toneladas y de sensibilidad de ± 2 mV/V.

Galgas de deformación o Strain Gages.

Un galga de deformación o strain gage es usado para medir la deformación unitaria por medio de la adherencia de éste a la superficie de un espécimen. La deformación generada en el espécimen es transmitido hacia el resistor a través de la base en donde ocurre la expansión o contracción. Como un resultado, el resistor experimenta una variación en resistencia. La resistencia de una galga de deformación varía proporcionalmente a la deformación recibida, entonces medir una deformación es medir un cambio de resistencia. Desde que el cambio de resistencia es muy pequeño, es requerido usar un circuito llamado Puente de Wheatstone para convertir el cambio de resistencia a una salida en voltaje.

La dimensión de una galga de deformación es una consideración importante y es el primer parámetro a definir en instrumentación; en este experimento, el ancho de la costilla de la geomalla dictaminó el tipo de galga a usar, es así que se usó galgas del tipo FLA-5-11-1L manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. Éste resultó adecuado para los ensayos dentro de la masa de suelo. Las principales características de este dispositivo se muestran en la Tabla 4.2 y Figura 4.4.

En donde C_1 es el factor de corrección de profundidad de cimentación, C_2 es el factor de corrección por deformación secundaria en la arena, C_3 es el factor de corrección por la forma de la zapata, E_s es el módulo elástico de la arena, t es el tiempo desde la aplicación de la carga (en años) ($t \geq 0.1$ años), L es la longitud de la zapata, B es el ancho de la zapata.

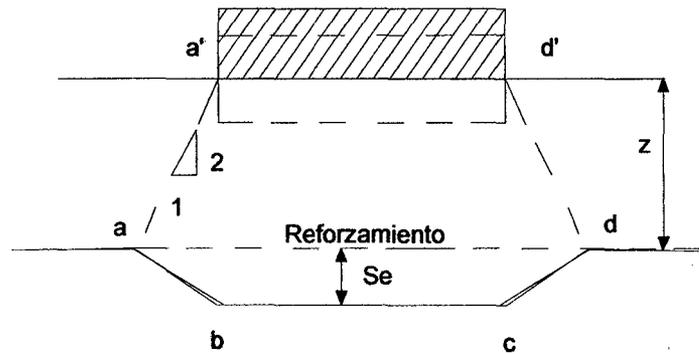


Figura 4.2. Distribución simplificada del asentamiento vertical en una arena (Chen, 2007).

Chen (2007) calculó la deformación promedio ε_{avg} en el reforzamiento a cierto asentamiento de la zapata, el cual puede ser escrito como:

$$\varepsilon_{avg} = \frac{L_{ab} + L_{bc} + L_{cd} - L_{ad}}{L_{ad}} \quad (4.7)$$

$$L_{ab} = L_{cd} = \sqrt{S_e^2 + (z/2)^2} \quad (4.8)$$

$$L_{bc} = B \quad (4.9)$$

$$L_{ad} = B + z \quad (4.10)$$

$$z = u + (j + 1)h \quad (4.11)$$

En donde S_e es el asentamiento a una profundidad z debajo del centro de la zapata; z es la profundidad de reforzamiento. La fuerza de tensión promedio T_{avg} desarrollada en el reforzamiento puede ser evaluado por la siguiente ecuación:

$$T_{avg} = J\varepsilon_{avg} \quad (4.12)$$

En donde J es el módulo de tensión del refuerzo.

Deformímetros.

Los desplazamientos verticales de la zapata experimental y las deformaciones globales del espécimen de geomalla en el ensayo de tensión fueron registrados por deformímetros de dial manufacturados por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd del tipo Peacock DDP-50A de 50 mm de carrera con una sensibilidad de 100×10^{-6} / mm.

Tabla 4.1. Propiedades índices de la geomalla biaxial BX1100 manufacturada por Tensar Earth Technologies, Inc. usada en el experimento.

Descripción	Dirección del maquinado (MD):	Dirección transversal del maquinado (XMD):
Dimensión de la abertura (mm)	25	33
Resistencia a la tensión @ 2% de deformación unitaria (kN/m)	4.1	6.6
Resistencia a la tensión @ 5% de deformación unitaria (kN/m)	8.5	13.4
Resistencia a la tensión última (kN/m)	12.4	19.0

Tabla 4.2. Características principales de una galga de deformación del tipo FLA-5-11-1L manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.

Tipo	FLA-5-11-1L
Manufactura	Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd
Largo (mm)	10
Ancho (mm)	3
Largo de galga (mm)	5
Ancho de galga (mm)	1.9
Resistencia (Ω)	120
Guage Factor	2.13

Adquisidor de Datos TDS-301.

El modelo TDS-301, fabricado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd., es un microprocesador portátil de adquisición de datos diseñado para la medición de

deformaciones unitarias, carga, presión, voltaje, temperatura y cualquier otra unidad de ingeniería que usa galgas de deformación, transductores o termocuplas tipo voltaje. Este equipo incorpora automáticamente la medición, la impresión y mecanismos de control de tiempo. El modelo TDS-301 puede medir hasta 10 canales simultáneamente.

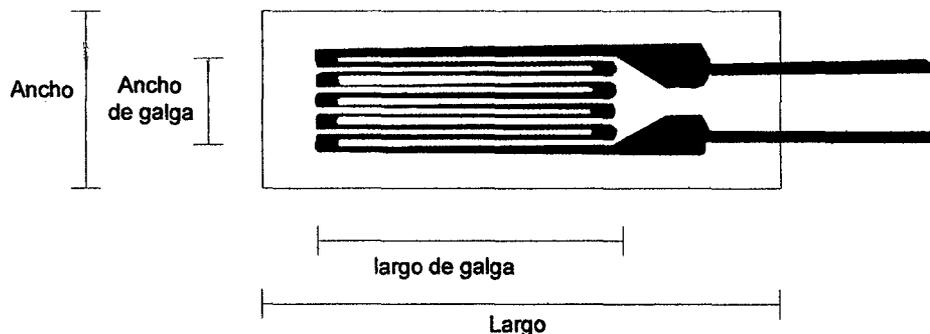


Figura 4.4. Patrones geométricos de una galga de deformación (Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.).

4.3.4 Instrumentación usada para la medición de deformaciones.

Se han usado 2 tipos de sensores: galgas de deformación de la serie FLA-5-11-1L manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. para la medición de la deformación local y deformímetros tipo Peacock DDP-50A localizados en el extremo del aparato de carga axial implementado para la medición de la deformación global.

4.3.5 Adherencia de las galgas de deformación a la superficie de la geomalla.

En general el procedimiento de adherencia consiste en la preparación de la superficie de la geomalla, en la aplicación de un cementante para la adherencia de la galga y en la aplicación de una capa de protección. Se siguió la recomendación del manual de operación de adhesivos para galgas, esto consiste en modificar la superficie lisa de la geomalla a una superficie rugosa usando un papel lija a fin de obtener una mayor ligazón con el adhesivo. La

superficie fue limpiada cuidadosamente con acetona para eliminar cualquier residuo contaminante como grasa, polvo, etc.

Las galgas de deformación fueron adheridas a la superficie plana de la costilla de la geomalla en la dirección transversal del maquinado (XMD) y en la dirección del maquinado (MD) tal que guarde simetría respecto a los dos ejes de la costilla de geomalla tal como se muestra en la Figura 4.5. Se usó un adhesivo de tipo CN para propósitos generales manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. Para la adherencia de las galgas de deformación sobre materiales como polipropileno (PP) es requerido un agente de tratamiento de la superficie, en ese sentido se usó el agente Aron Poly Primer H (PP Primer) manufacturado por Toagosei Chemical Industry Co., Ltd. Una vez terminada la preparación de la superficie se aplicó la cantidad necesaria de adhesivo a la espalda de la galga y se ubicó ésta aplicando una presión uniforme con los dedos. Este trabajo se realizó de forma rápida debido a que el curado del adhesivo CN es casi inmediato de acuerdo a las especificaciones de la hoja de datos del adhesivo CN. Adicionalmente, como las galgas de deformación deben estar enterradas dentro de una masa de suelo, éstas deben ser protegidas contra las condiciones de humedad. Esto se logró aplicando la cinta SB manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd como primera capa de protección y luego cubriéndolo con la cinta VM

4.3.6 Ensayo de tensión en laboratorio fuera de la masa de suelo.

En esta investigación para realizar los ensayos de tensión de los especímenes de geomalla se implementaron dos aparatos de tensión en el Laboratorio de Estructuras del CISMID (ver Figuras 4.6 y 4.12) teniendo en consideración el trabajo desarrollado por Perkins y Lapeyre (1997) quienes desarrollaron un aparato de tensión para realizar ensayos de calibración de deformaciones desarrolladas en geosintéticos en el cual se podría acomodar especímenes de dimensiones hasta de 183 mm en ancho por 920 mm en longitud, manteniendo relación 2:1 ancho: largo, esta relación de dimensiones, según Perkins y Lapeyre (1997), significa que la condición de deformación lateral cero puede ser alcanzada sobre la mayoría de la parte central del espécimen.

Los aparatos de tensión implementados constan de dos plateas rígidas de acero ubicadas a ambos extremos los cuales sujetan fuertemente al espécimen de geomalla. Uno de los extremos está rígidamente conectado a una viga de soporte, mientras el otro extremo puede deslizarse libremente en dirección horizontal. Se acomodó un actuador hidráulico y una celda de presión tipo CLU-50 A los cuales descansaron sobre la viga fija. Para prevenir el deslizamiento indebido del espécimen de geomalla durante el experimento, ésta se sujetó lo suficientemente fuerte a las plateas mediante un arreglo de pernos a cada lado de las plateas, con este arreglo se descartó cualquier deslizamiento de la geomalla sobre éstas (ver Figura 4.7).

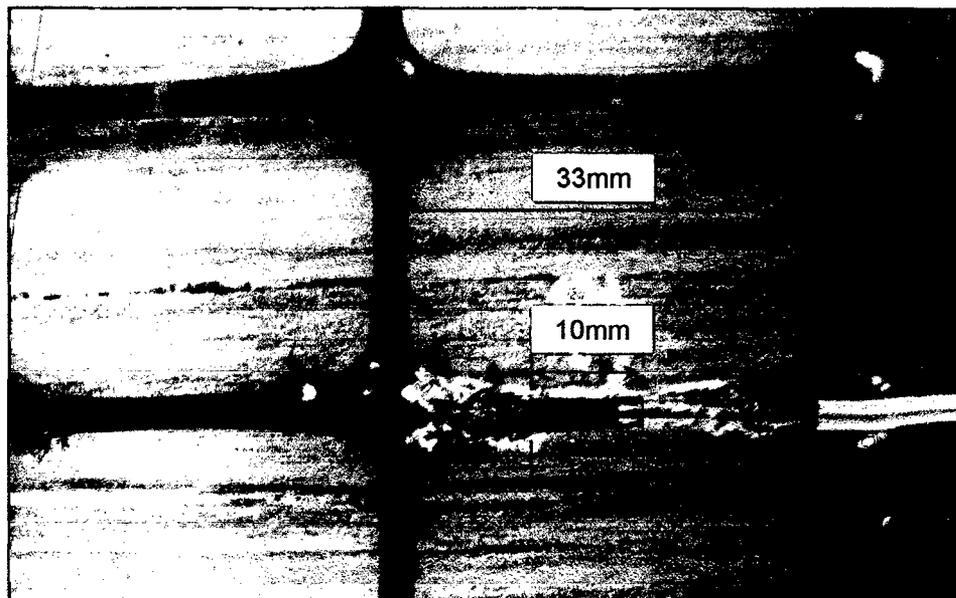


Figura 4.5. Galga de deformación (Strain gage) adherido a una costilla de la geomalla biaxial Tensar BX1100, orientado en la dirección transversal al maquinado (XMD).

Como se muestra en la Tabla 4.1 (y de la Figura 4.5) las características mecánicas de la geomalla biaxial BX1100 difieren con respecto al eje de aplicación de carga, es decir si laP carga de tensión es aplicada en la dirección transversal al maquinado (XMD) o si la carga de tensión es aplicada en la dirección del maquinado (MD). En este experimento se realizaron ensayos de tensión en ambas direcciones realizándose varias pruebas de tensión para asegurar la repetición de los resultados en los aparatos implementados como se

muestran en la Figura 4.8; de los resultados se puede concluir que los aparatos implementados son adecuados para ensayos de tensión. Todas las muestras de geomalla Tensar BX1100 se sometieron a un ensayo aislado de tensión axial a carga constante (creep), de aquí en adelante mencionado sólo como ensayo de tensión. El ensayo de tensión se realizó sobre especímenes de geomalla de dimensiones netas de 0.18 m x 0.480 m y 0.60 m x 0.90 m (en la dirección del maquinado, MD y en la dirección transversal del maquinado, XMD respectivamente para ambos especímenes) registrándose las deformaciones globales en el orden de 5% como se muestran en las Figuras 4.8 y 4.13. Cada muestra de geomalla se ensayó sólo una vez, es decir cada ensayo de tensión se realizó sobre una muestra nueva de geomalla. En adición, los especímenes de geomalla fueron instrumentados con galgas de deformación en la dirección del maquinado (MD) y en la dirección contraria al maquinado (XMD) para obtener el Factor de Calibración FC, es decir la relación entre la deformación local registrada por las galgas y la deformación global del espécimen registrada por los deformímetros tipo Peacock DDP-50A. Las lecturas de las galgas de deformación fueron obtenidas realizando un circuito de cuarto de Puente de wheatstone, el cual para muestras sometidas a tensión pura resultan adecuados (Perkins y Lapeyre, 1997). El monitoreo en el ensayo de tensión se realizó a través del adquisidor de datos TDS-301.

De los ensayos de tensión realizados, fue encontrado como factor de calibración FC (deformación local x FC = deformación global) en la dirección transversal al maquinado (XMD) el valor de 1.12 y en la dirección del maquinado (MD) el valor de 1.50 (ver Figuras 4.11 y 4.14). Estos resultados indican un bajo registro de las galgas respecto de la deformación verdadera o deformación global (deformación local x FC = deformación global, $FC > 1.0$), esto quiere decir que los valores registrados por las galgas de deformación deben ser multiplicados por 1.12 y 1.50 (para las direcciones XMD y MD respectivamente) para encontrar la deformación verdadera o deformación global; este procedimiento debe ser realizado desde que los valores de deformación para el análisis de tensión y deformación en el espécimen de geomalla debe realizarse en base a deformaciones globales o verdaderas (Bathurst, 1991).

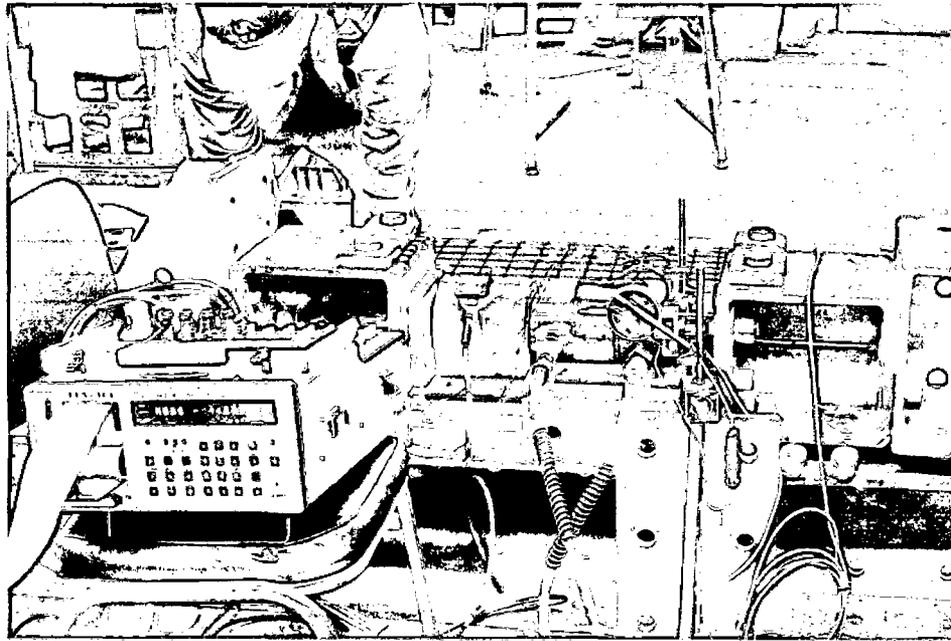


Figura 4.6. Aparato de tensión implementado en el Laboratorio de Estructuras del CISMID.

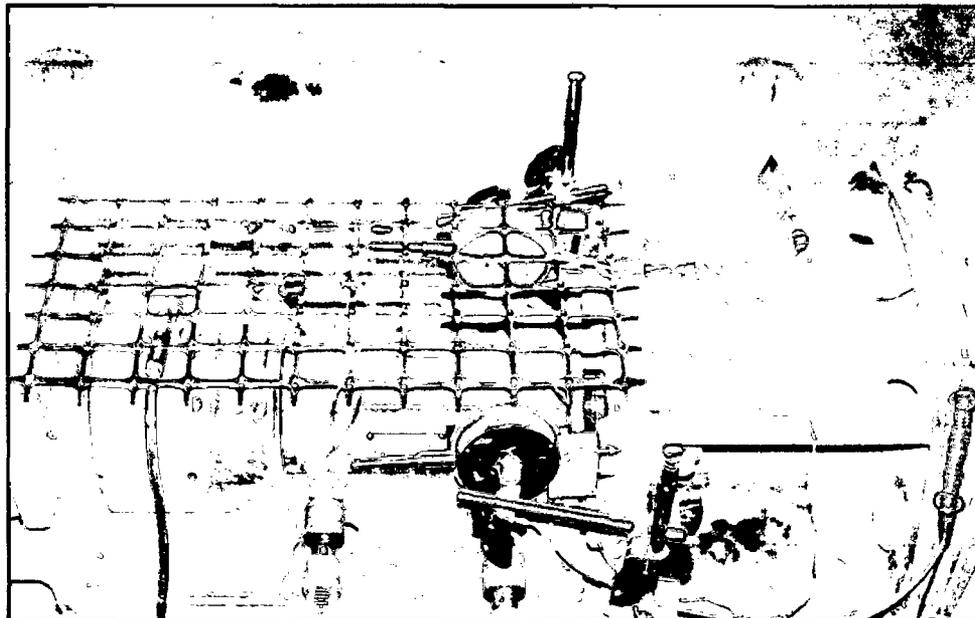


Figura 4.7. Vista de la disposición de las galgas de deformación a lo largo de la dirección transversal al maquinado (XMD) y dirección de aplicación de tensión en un espécimen de geomalla de 0.18x0.48m.

Jarrett y Bathurst (1987), McGown (1995) y Bathurst (1992), han obtenido valores de factores de calibración mayores que 1 ($FC > 1$) registrados en geomallas uniaxiales y biaxiales, indicando que las galgas de deformación adheridas a la geomalla registran bajos valores de deformación con respecto de la deformación verdadera o deformación global (deformación local $\times FC =$ deformación global, $FC > 1.0$). Por otro lado, Perkins y Lapeyre (1997) presentan los resultados de los experimentos realizados en especímenes de geomalla instrumentadas con galgas de deformación en la ausencia de alguna resina de protección y aplicando carga de tensión en ambas direcciones: en la dirección del maquinado (MD) y en la dirección transversal del maquinado (XMD), obteniendo como factores de calibración (FC) los valores de 0.8 y 0.625 respectivamente en ambas direcciones. Estos valores muestran un sobre registro de deformación obtenida de las galgas ($FC < 1$), los cuales difieren de los resultados obtenidos por Jarrett y Bathurst (1978), McGown (1995) y Bathurst (1992) indicados arriba y de los resultados obtenidos de los ensayos en esta tesis, en el que el Factor de Calibración FC en la dirección del maquinado $FC (MD)=1.50 >1.0$ y el Factor de calibración en la dirección contraria al maquinado $FC (XMD)= 1.12 >1.0$ (ver Figuras 4.11 y 4.14).

Al respecto, Bathurst et al. (2002) indican que la deformación local registrada por las galgas de deformación adheridas a geomallas de polipropileno (PP) puede variar debido a la variación del área de la sección transversal del producto, del proceso de manufactura, de la técnica de adherencia y de la localización de la galga de deformación.

Finalmente, en los ensayos de tensión realizados en esta tesis, no se usó alguna protección sobre las galgas de deformación que es requerida en campo. Al respecto, Perkins y Lapeyre (1997) examinaron la influencia de la protección en las medidas registradas por las galgas de deformación. Ellos indican que el valor de la deformación registrado por las galgas de deformación con protección es menor que para el caso de galgas de deformación sin protección. Esto significa que la capa de protección proporciona alguna rigidez al área de la galga o actúa para distribuir deformaciones alrededor del área de las galgas de deformación.

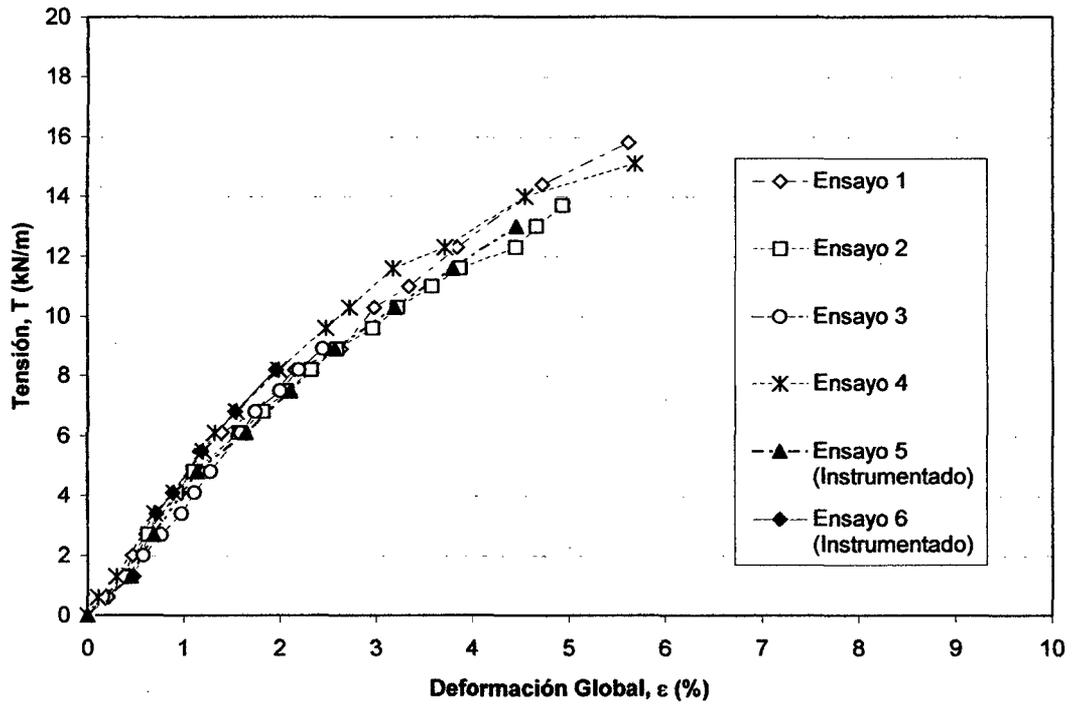


Figura 4.8. Tensión versus deformación de especímenes de geomalla BX1100 (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD).

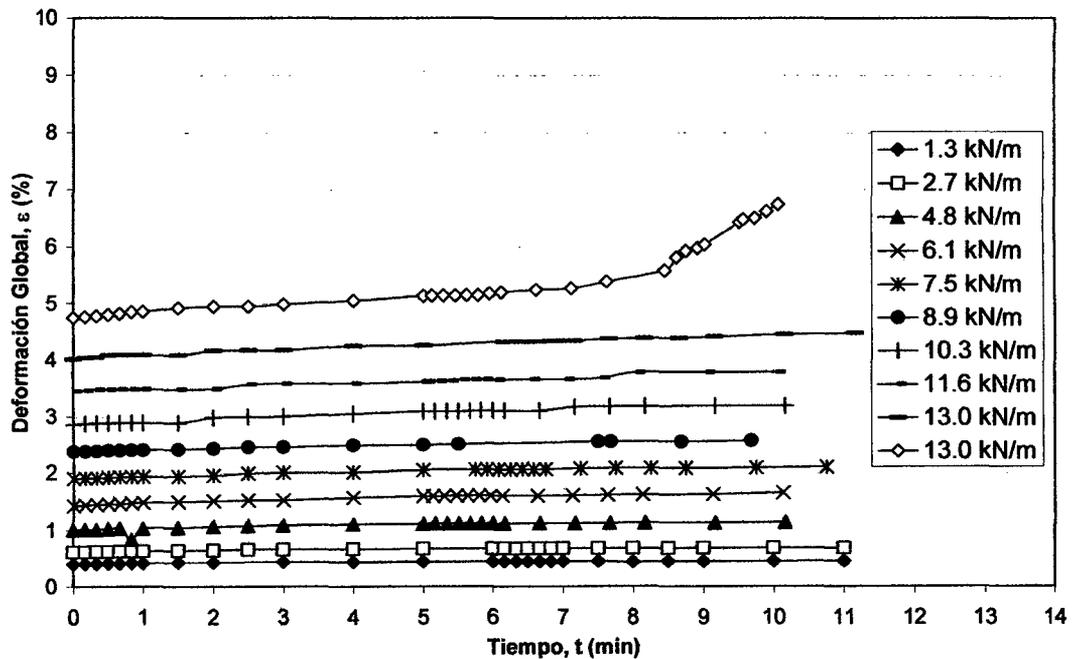


Figura 4.9. Deformación experimentada en el tiempo de un espécimen de geomalla BX1100 (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD) (ensayo 5 de la Figura 4.8).

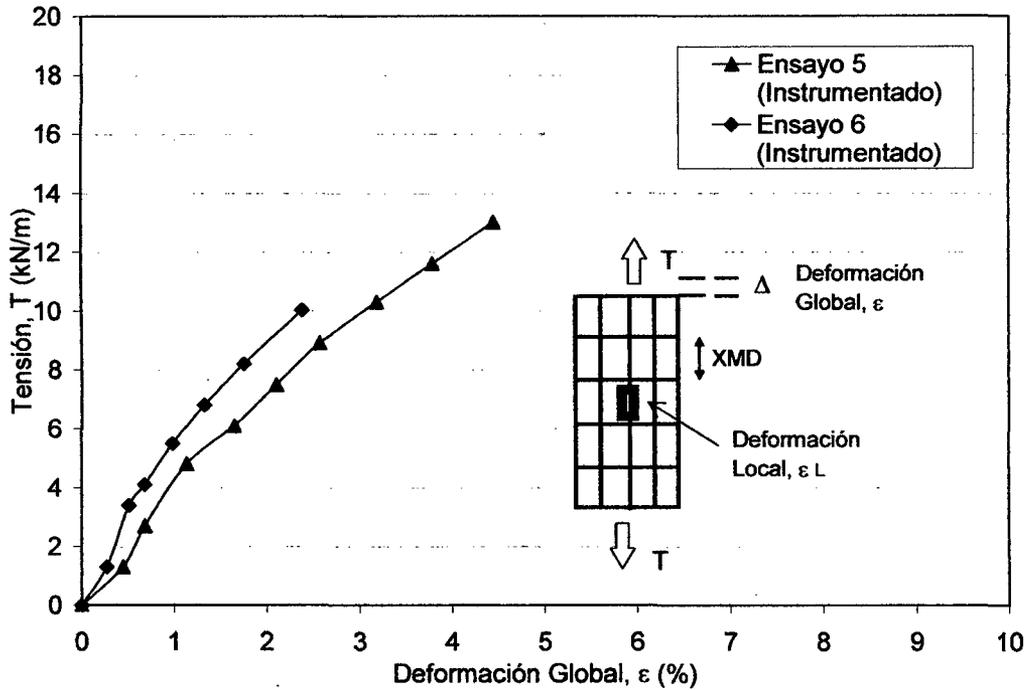


Figura 4.10. Tensión versus deformación global para dos espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD).

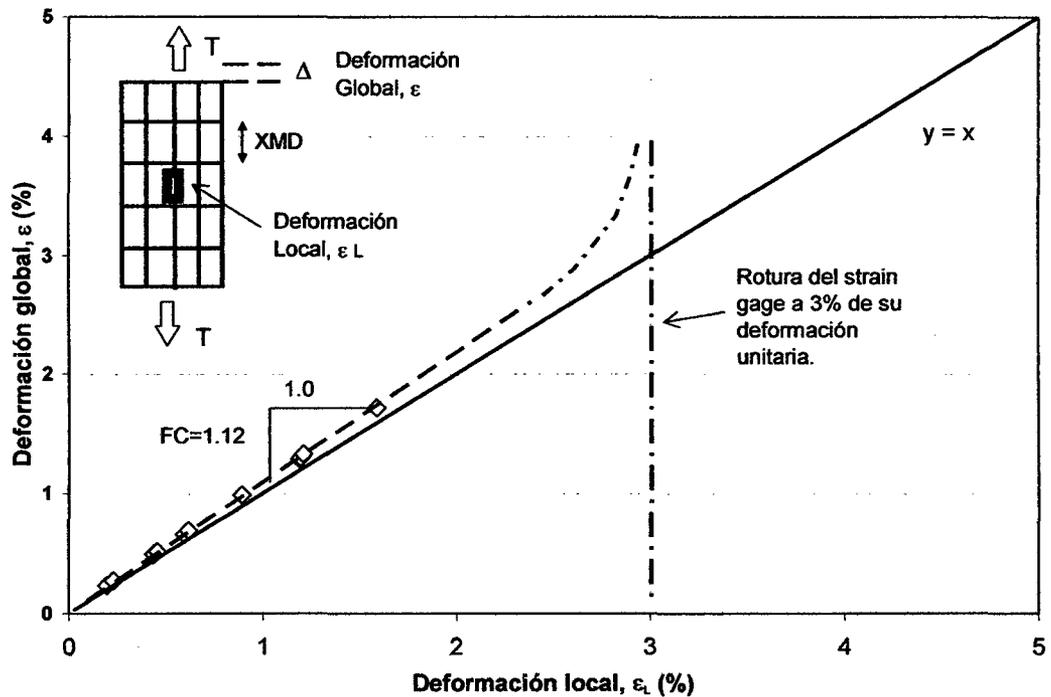


Figura 4.11. Relación de la deformación global y la deformación local para un espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.18x0.48 m) en la dirección transversal al maquinado (XMD).

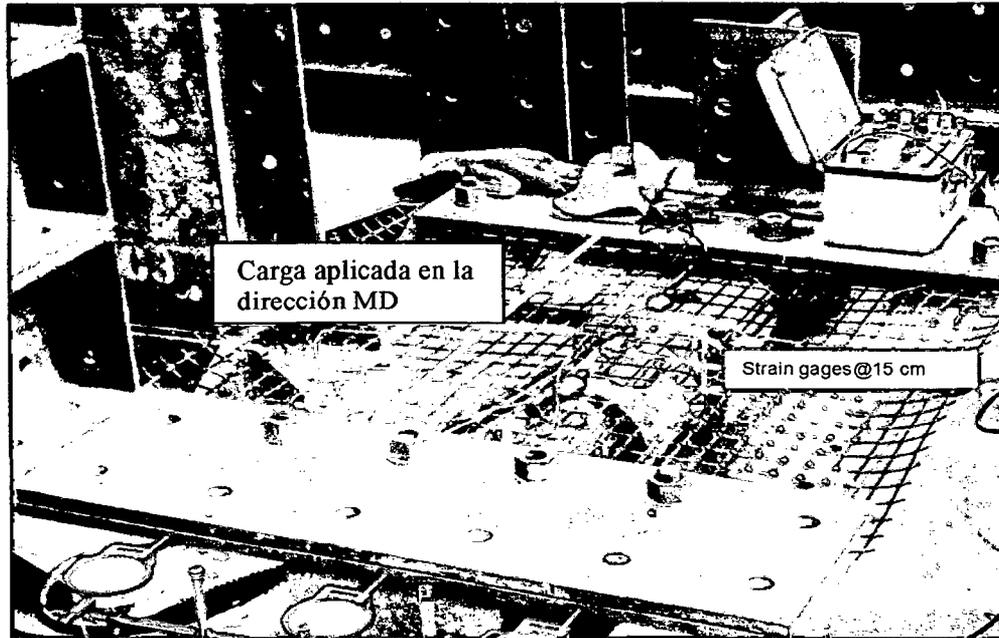


Figura 4.12. Disposición de las galgas de deformación a lo largo de la dirección al maquinado (MD) y dirección de aplicación de carga en un espécimen de geomalla de 0.60x0.90m.

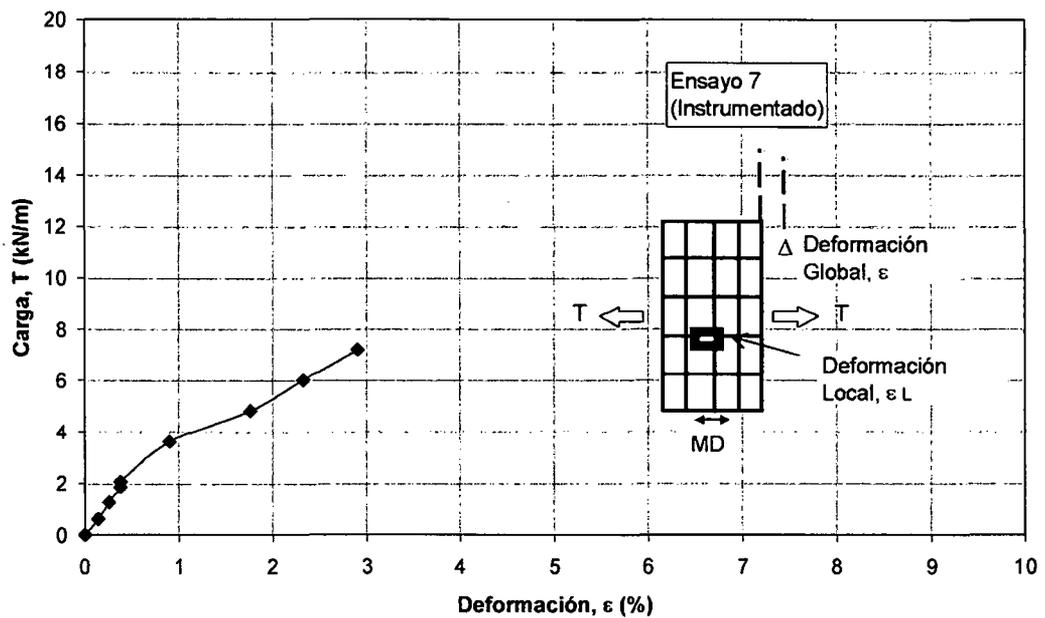


Figura 4.13. Tensión versus deformación global para un espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.60x0.90 m) en la dirección del maquinado (MD).

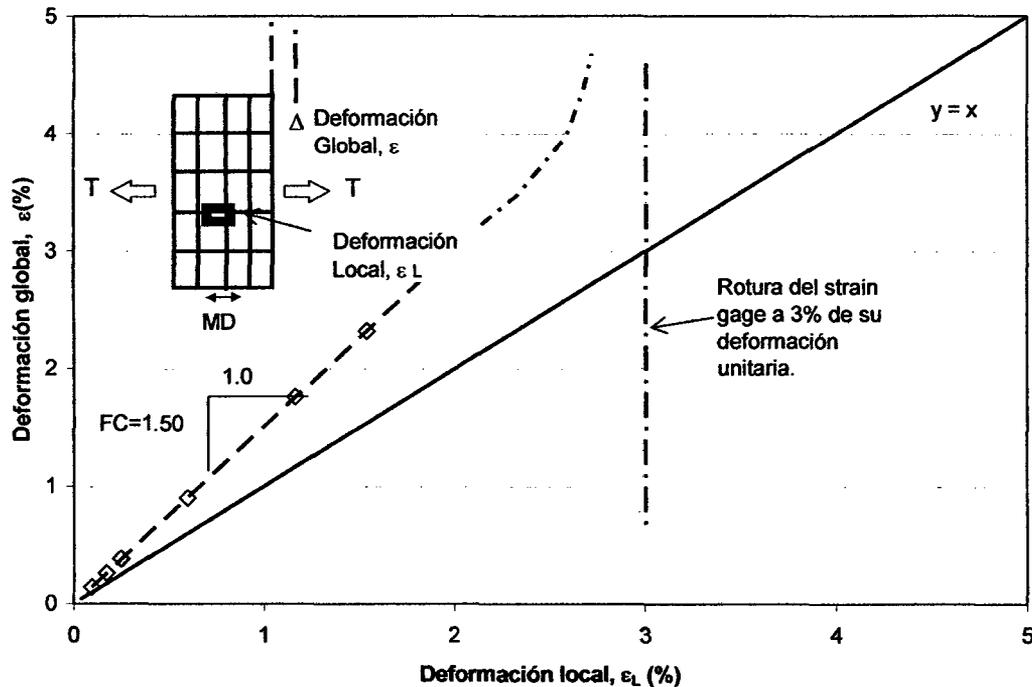


Figura 4.14. Relación de la deformación global y la deformación local para un espécimen de geomalla BX1100 instrumentada con galgas de deformación (0.60x0.90 m) en la dirección del maquinado (MD).

4.3.7 Protección de las galgas de deformación a condiciones de humedad.

Para este ensayo, una muestra de geomalla de 0.30 m x 0.60 m fue instrumentada con dos galgas de deformación adheridas en caras opuestas de la costilla de geomalla (una galga a cada cara) y haciendo un arreglo de las dos galgas en un Puente completo de Wheatstone para evitar lecturas incorrectas debido al pandeo de la geomalla y obtener lecturas de deformación en tensión pura (Bathurst et al., 2003; Bathurst et al., 2002; Bathurst et al., 2000). Las galgas de deformación adheridas a la geomalla fueron protegidas y cubiertas con una cinta SB TAPE y luego con la cinta VM TAPE para protegerlo contra las condiciones de humedad del suelo de relleno resultando adecuado este tipo de protección.

4.4 ENSAYOS EXPERIMENTALES EN LA ARENA DE REFUERZO.

4.4.1 Implementación de la estación experimental.

Implementación de un aparato esparcidor de arena.

A fin de obtener densidades uniformes y homogéneas se desarrolló un aparato sencillo para la formación de un estrado de arena mediante la deposición por caída en el aire a diferentes alturas de las partículas de arena basado en la información presentada por Vaid y Negusse (1984), Moroto (1985) y Passalacqua (1991) como el mostrado en la Figura 4.15. Usando este aparato podría ser alcanzado un rango de densidades relativas variando solamente la altura de caída de las partículas de arena. Este aparato esparcidor de arena implementado consta básicamente de dos componentes: a) un armazón metálico de 1.45 m x 1.45 m el cual puede desplazarse verticalmente a cualquier nivel de profundidad a través de unas ranuras guía adheridas a las paredes del pozo de ensayo y b) de un cajón metálico de 0.5m x 1.43m x 0.20 m de ancho x largo x alto respectivamente, que está apoyado sobre una guía del armazón metálico, éste puede desplazarse horizontalmente cubriendo todo el ancho del pozo de ensayo.

Para reproducir la deposición de la arena asemejando a la lluvia se colocó en la base del cajón metálico una malla de polietileno de 1.1 mm de abertura, con este tamaño de abertura de malla se aseguró que toda la muestra de arena pase a través de los espacios de la malla y así no variar la granulometría del material en uso. Adicionalmente se colocó una segunda malla metálica de 6.1 mm de abertura para evitar que la malla de polietileno forme estrías o bolsones debido al peso de la arena contenida en el cajón.

4.4.2 Características físicas y mecánicas de la arena de relleno.

El suelo de relleno usado en esta investigación fue una arena fina clasificada como una arena mal gradada SP (ASTM D422), ver la Tabla 4.3; G_s : 2.661 (ASTM D854); densidad máxima y mínima de 1.32 g/cm³ y 1.67 g/cm³ respectivamente. También se realizó el ensayo de corte directo (ASTM D3080) a

muestras remoldadas al 70% de la densidad relativa, obteniéndose valores de cohesión igual a cero y valores de ángulo de fricción efectivos pico y residual de $\phi'=33^\circ$ y $\phi'=26.5^\circ$ respectivamente. Los ensayos de caracterización física y mecánica de esta arena fueron realizados en el Laboratorio Geotécnico del CISMID.

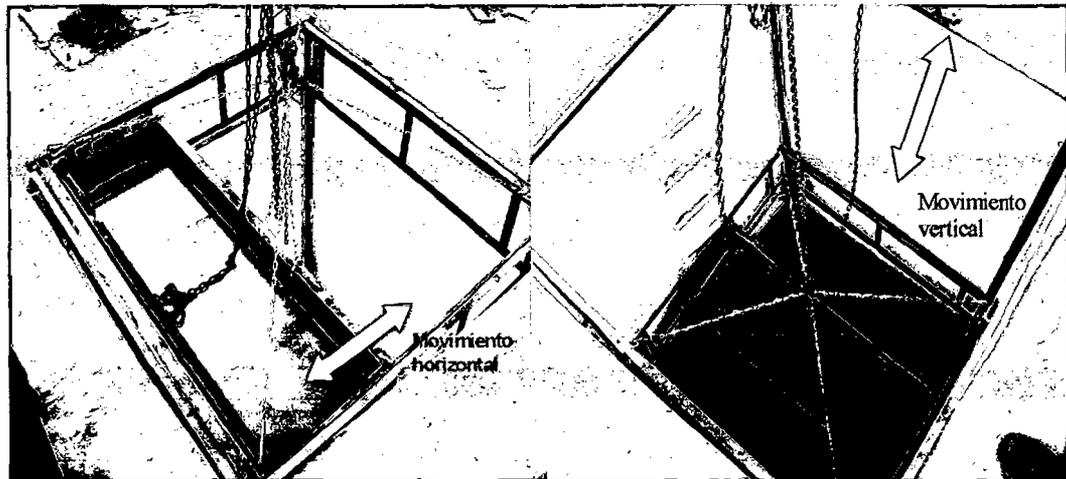


Figura 4.15. Vista general del aparato esparcidor de arena implementado.

Tabla 4.3. Caracterización física por tamizado (ASTM D422) del suelo de relleno usado en el experimento.

Características físicas de la arena	
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	1.8
Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.9
Material:	
Grava (%)	0.0
Arena (%)	96.9
Finos (%)	3.1
Clasificación SUCS	SP
Nombre de grupo:	Arena mal gradada

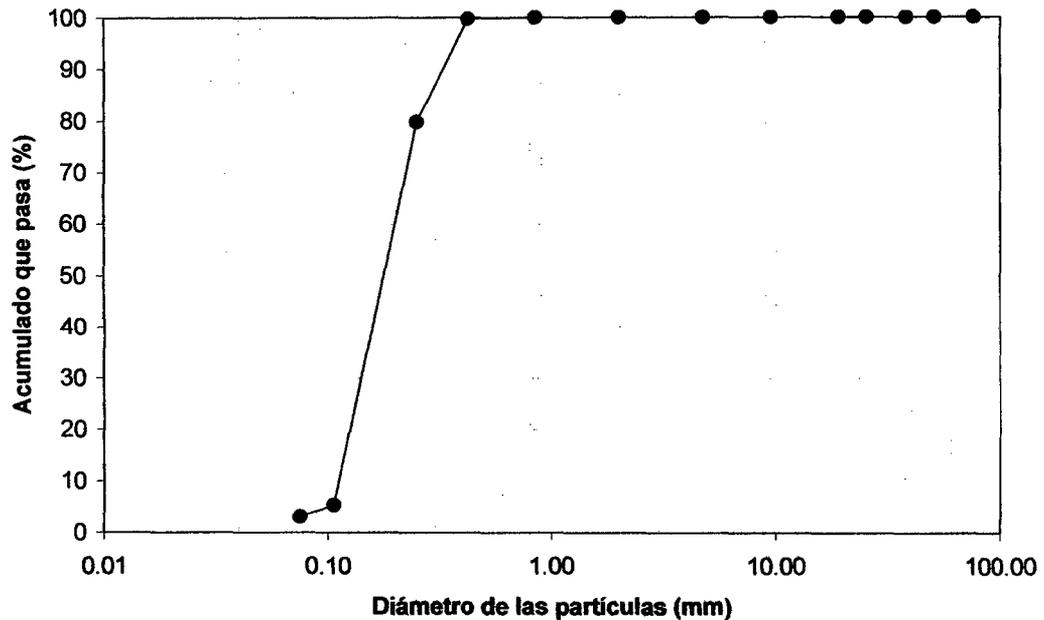


Figura 4.16. Curva granulométrica de la arena de relleno.

4.4.3 Formación del estrato de suelo arenoso

La literatura indica que existen diversos métodos para la conformación de estratos de suelos granulares en laboratorio, siendo los más comunes el método de la compactación o apisonamiento y el método de la pluviación en el aire. Se realizaron una serie de ensayos usando estos dos métodos teniendo como objetivo la obtención de la densidad deseada para conformar los dos estratos de suelo: un suelo suelto y un suelo medianamente denso.

4.4.4 Formación de un estrato de arena por compactación.

La conformación de un estrato de suelo también puede realizarse mediante el apisonamiento. El procedimiento seguido fue conformar cada sub estrato en alturas de 5.0 cm hasta alcanzar la potencia de material deseado, para esto se controló la cantidad de material en peso que ocuparía un volumen de 1.50 m x 1.50 m x 0.05 m, el contenido de humedad de la arena y la energía de compactación. Se realizaron varias pruebas para encontrar los valores adecuados de contenido de humedad y energía de compactación a fin de obtener la densidad objetivo. Una vez conformada cada sub estrato de 5cm de altura. Se tomaron muestras inalteradas a través de pequeños anillos de 6cm de

diámetro por 2cm de altura en diferentes posiciones del pozo para obtener las densidades; el cálculo de la densidad se realizó del peso de la arena contenida en el anillo dividido entre su respectivo volumen. De estos resultados, este método puede usarse para reproducir densidades de arena media.

4.4.5 Formación de un estrato de arena por caída de las partículas

El método de la pluviación es sugerido como un buen método para simular depósitos naturales. Esta técnica involucra la caída de las partículas de arena desde una altura conocida en el cual es principalmente la energía cinética de estas partículas que en el instante que impactan en la superficie controlan la densidad relativa del material que se está depositando (Vaid y Negussey, 1984).

A mayor altura de caída existe una mayor velocidad de las partículas por lo tanto una mayor energía cinética de impacto. Ha sido observado que la partícula de suelo alcanzará una velocidad terminal con el incremento de la altura desde la cual se le permite caer, esta velocidad terminal es función de las características del medio que atraviesa la partícula y de las características propias de la partícula. Una vez que la altura de caída excede la altura a la cual la velocidad terminal es alcanzada, este no tiene efecto la relación de vacíos alcanzada. Vaid y Negussey (1984) han reportado que partículas de mayor tamaño efectivo, requerirán una mayor altura de caída para alcanzar la condición de velocidad terminal. De las experiencias descritas en la literatura involucrada, han sido identificados varios factores los cuales afectan la densidad alcanzada a través del uso de este método, estos factores incluyen: la altura de caída, el tamaño de la partícula, la razón de deposición y la geometría del recipiente de recepción. Una de las desventajas de este método, es que la segregación de las partículas se presentará si el suelo es bien gradado o contiene un alto porcentaje de material fino.

4.4.6 Densidad de deposición y la altura de caída de las partículas.

El experimento consistió en hacer caer las partículas de arena desde diferentes alturas y relacionarlas con la densidad con que ésta se deposita; para esto se conservó de manera rigurosa las mismas condiciones durante todos los ensayos

a fin de obtener resultados comparables. La arena usada es la misma descrita en 4.4.2. La arena se dejó caer a partir de una altura inicial de 25 cm con respecto a la base del pozo de ensayos para luego incrementar esa altura cada 10 cm es decir desde alturas de 25, 35, 45, 55, 65 cm así sucesivamente hasta llegar a 135 cm como altura de caída máxima.

Para obtener la densidad de la arena depositada, se ubicaron en la base del pozo 8 recipientes, luego el cálculo de la densidad se hizo de manera sencilla por la medición del peso del material depositado en el recipiente y la división entre el volumen de dicho recipiente. Vaid y Negussey (1984) indican que la geometría del recipiente receptor puede influir en la densidad del material depositado; teniendo en cuenta esta consideración se usaron cuatro recipientes de tamaño pequeño (de volumen igual a 0.92 litros cada uno) y cuatro recipientes de tamaño grande (de volumen igual a 2.0 litros cada uno) además estos fueron ubicados de manera intercalada formando dos filas como se observa en las Figuras 4.17 y 4.18. La humedad de la arena de caída se mantuvo en el rango de 0.5% a 0.6%. Se obtuvieron 240 muestras para la obtención de la densidad para diferentes alturas de caída (desde 0.25m hasta 1.35m).

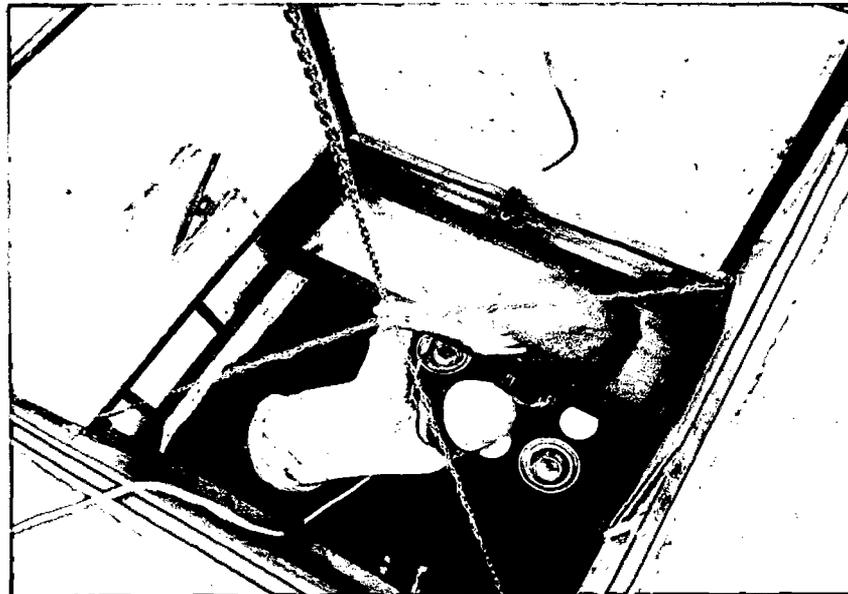


Figura 4.17. Ubicación de los recipientes en la base del pozo de ensayo.

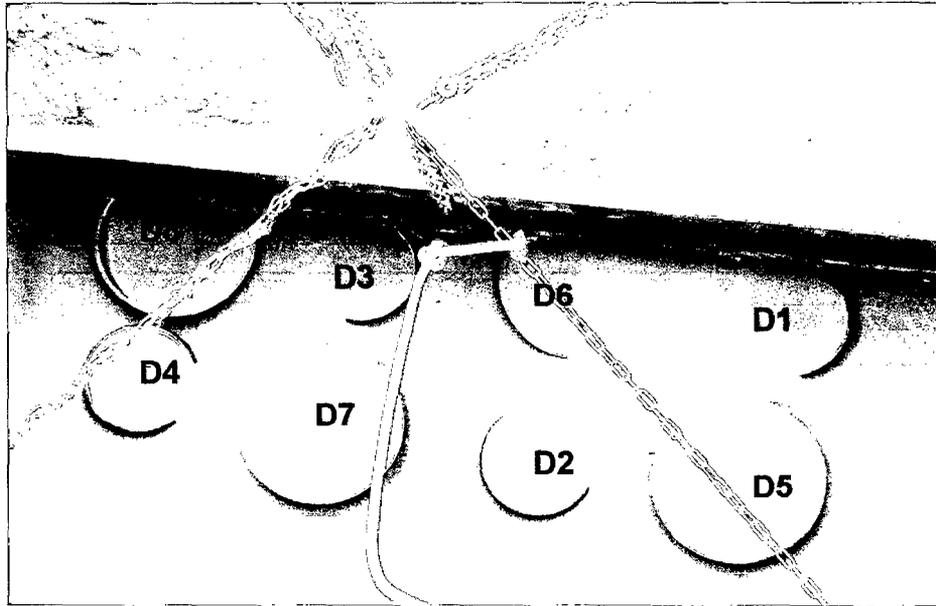


Figura 4.18. Vista de la disposición de los recipientes para la obtención de las densidades.

La densidad mínima de la arena encontrada fue de 1.30 g/cm^3 para una altura de caída mínima de aproximadamente igual a cero; este valor de densidad mínima es menor a aquel valor encontrado en el laboratorio de 1.32 g/cm^3 ; sin embargo, Martínez (1991) indica que la precisión para determinar la densidad de una arena varía en el rango de $\pm 0.02 \text{ g/cm}^3$ haciendo de este resultado aceptable. La densidad máxima obtenida de la arena fue de 1.41 g/cm^3 para una altura de caída de aproximadamente 1.35 m que corresponde a una densidad relativa (D_r) de 37%, es decir usando el aparato esparcidor desarrollado se pueden reproducir densidades relativas (D_r) hasta de 37% para una altura de caída de 1.35m que es la altura a la cual las partículas alcanzan su velocidad terminal, esto significa que más allá de esta altura de caída la densidad se mantendrá casi constante o el incremento será insignificante como se muestra en las Figuras 4.19 y 4.20. De estos resultados, este método puede usarse para reproducir densidades de arena suelta.

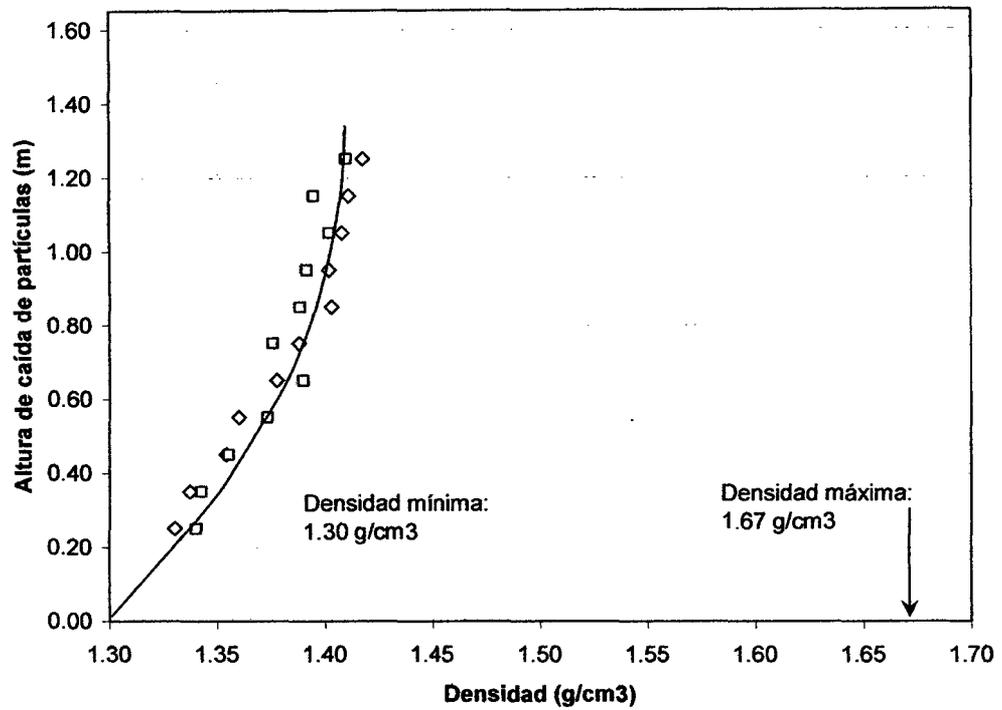


Figura 4.19. Densidades obtenidas usando el aparato esparcidor a distintas alturas de caída.

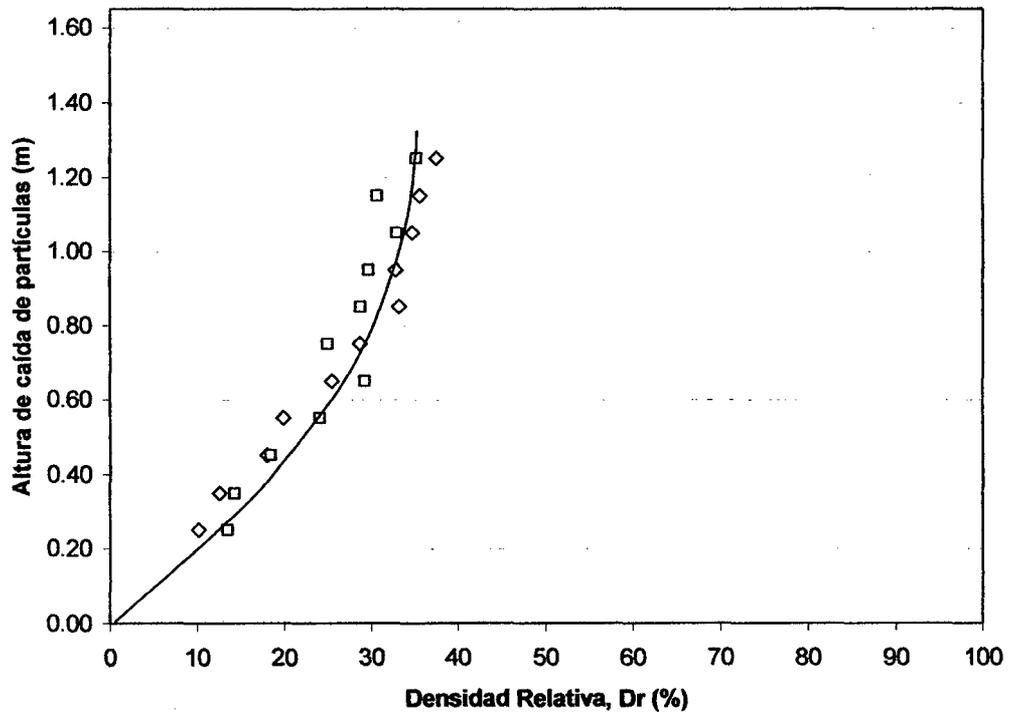


Figura 4.20. Densidades relativas obtenidas usando el aparato esparcidor a distintas alturas de caída.

4.5 ENSAYOS EXPERIMENTALES DE CAPACIDAD DE SOPORTE.

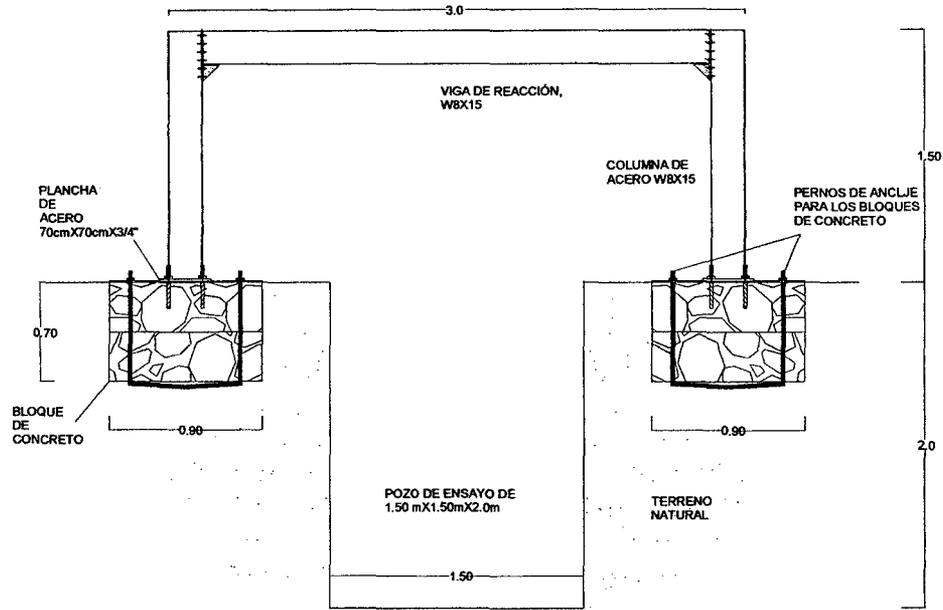
4.5.1 Implementación de la estación de ensayos.

Pozo de ensayos y marco de reacción.

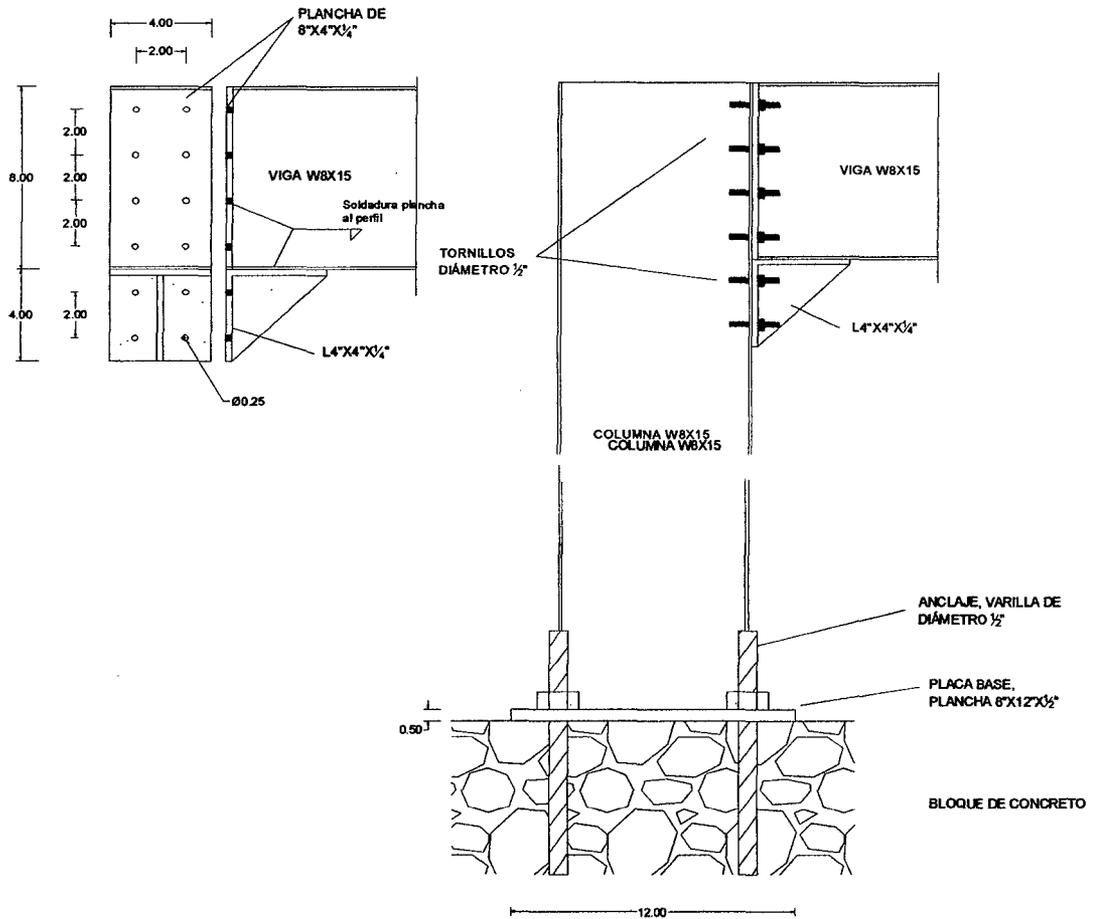
Para cumplir con los requerimientos referidos a la concepción de las dimensiones del modelo a escala se construyó un depósito de 1.5x1.5x2.0 m (10Bx10Bx13.3B) largo x ancho x profundidad respectivamente para contener a la arena de relleno. Este pozo se formó por excavación manual del terreno hasta alcanzar las dimensiones deseadas y luego adhiriendo sobre sus paredes una malla de acero. Finalmente, se conformó lados regulares mediante el revestimiento de las paredes con un mortero de cemento y arena.

También se diseñó y construyó un pórtico de perfil de acero para ser usada como reacción de capacidad de 10 toneladas. El procedimiento de diseño de este pórtico siguió las especificaciones LRFD (Load Resistance Factor Design) para el diseño de estructuras de acero. Debido a las dimensiones del pozo de ensayo, se adoptó construir un pórtico de medidas de 3.0 m de longitud y de 1.50 m de altura, como se muestra en la Figura 4.21. Del análisis estructural se obtuvo como perfil óptimo un perfil W8x15 (esfuerzo mínimo de fluencia: 36 ksi, área de la sección transversal: 4.44 pulg², peralte de la sección transversal: 8 1/8 pulg, ala del perfil: 4.0 pulg). Adicionalmente fueron diseñadas las placas de apoyo para las columnas del pórtico y del mismo modo los pernos de anclaje columna-placa de apoyo y los pernos de anclaje para sujetar los bloques de concreto.

Como zapata de cimentación y contrapeso para el pórtico de acero se usaron dos bloques de concreto a cada lado de este pórtico de peso suficiente para soportar las 10 toneladas de fuerza. Para evitar la interferencia del peso del equipo de aplicación de carga (sistema celda de carga, gato hidráulico y tubo de transmisión) como un peso adicional sobre la superficie de arena dentro del pozo de ensayos durante los ensayos de aplicación de carga, se desarrolló unos brazos mediante tuercas de fácil ajuste y graduación de altura para sostener todo el equipo en mención (ver Figuras 4.22 y 4.23).



(Unidades en metros)



(Unidades en pulgadas)

Figura 4.21. Esquema general de la implementación: del pozo de ensayos y de la viga de reacción.



Figura 4.22. Trabajos iniciales de implementación de la viga de reacción.

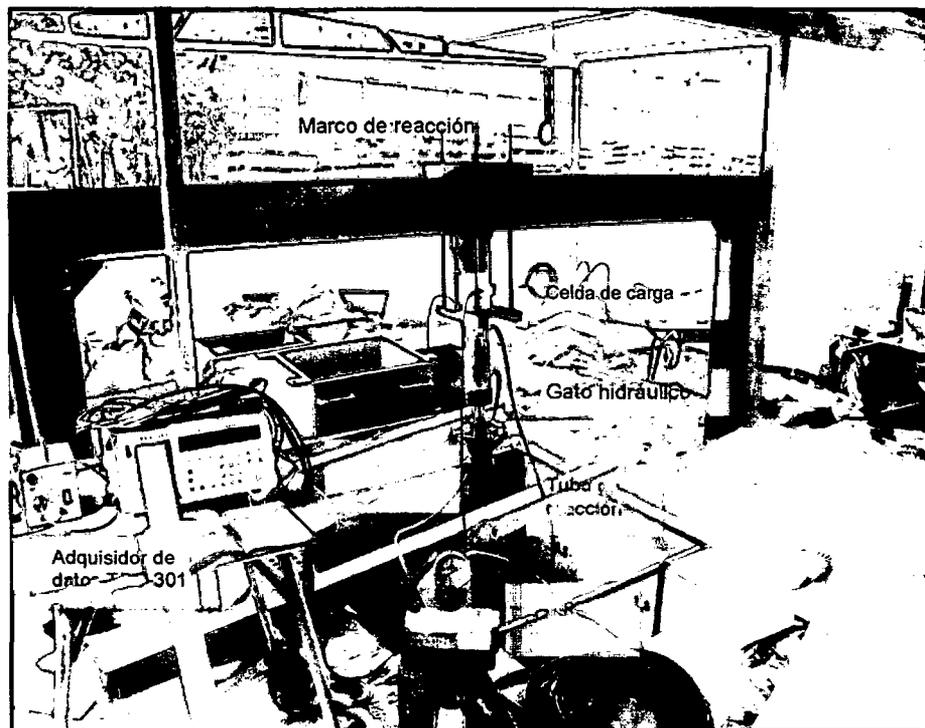


Figura 4.23. Vista general de la estación de ensayos implementado y disposición de equipos y dispositivos para realizar los ensayos de capacidad de soporte.

4.5.2 Programa de ensayos de capacidad de soporte a pequeña escala.

Se han realizado tres series de ensayos de capacidad de soporte que se resumen en la Tabla 4.4, que a continuación se detallan. La Figura 4.24 muestra un esquema general del arreglo de los ensayos de capacidad de soporte.

Ensayos Serie (A):

Ensayos de capacidad de soporte sobre un estrato de arena uniforme como suelo de relleno de densidad media (densidad: 1.48g/cm^3 , densidad relativa $D_r \sim 55\%$) reforzado con 1, 2 y 3 capas de geomallas instrumentadas. Los objetivos de los ensayos de la serie A fueron: i) evaluar la capacidad de soporte de la arena de densidad media reforzada con uno, dos y tres capas de geomallas y ii) evaluar la distribución de deformación por tensión a lo largo de cada capa de geomalla.

Ensayos Serie (B):

Ensayos de capacidad de soporte de un estrato de arena estratificada: un estrato de arena de densidad suelta (densidad: 1.39g/cm^3 , densidad relativa $D_r \sim 29\%$) reforzado con una capa de geomalla instrumentada que yace sobre una arena de densidad muy suelta de gran potencia (densidad: 1.34g/cm^3 , densidad relativa $D_r \sim 15\%$). Los objetivos de los ensayos de la serie B fueron: i) evaluación la capacidad de soporte de una arena de densidad suelta reforzada con una capa de geomalla y ii) evaluar la distribución de deformación por tensión a lo largo de cada capa de geomalla, iii) evaluar el efecto de la densidad en la capacidad de soporte de una arena reforzada.

Ensayos Serie (C):

Ensayos de capacidad de soporte de una arena estratificada: un estrato de arena de densidad media (densidad: 1.48g/cm^3 , densidad relativa $D_r \sim 55\%$) reforzado con una y dos capas de geomallas instrumentadas que yace sobre un estrato de suelo arenoso de densidad media (densidad: 1.34g/cm^3 , densidad relativa $D_r \sim 15\%$). Los objetivos de los ensayos de la serie C fueron: i) evaluar la

capacidad de soporte de una arena de densidad media reforzado con una capa de geomalla (variando la ubicación vertical respecto de la base de la zapata modelo) y dos capas de geomallas, ii) evaluar la distribución de deformación por tensión a lo largo de cada capa de geomalla y iii) Evaluar la influencia del espesor del estrato de arena de densidad media en la capacidad de soporte de la arena reforzada y sin reforzar.

Tabla 4.4. Resumen de los ensayos de capacidad de soporte (B es el ancho de la zapata modelo B= 150 mm).

Serie		Profundidad de estrato	Densidad Relativa de estrato (%)	Parámetros geométricos del arreglo del refuerzo			Geomalla instrumentada
				u	h	n	
A	A1 (No reforzado)	4B	55	---	---	---	---
	A2	4B	55	1/3 B	---	1	si
	A3	4B	55	1/3 B	1/3 B	2	si
	A4	4B	55	1/3 B	1/3 B	3	si
B	B1 (No reforzado)	6B	2B (29) 4B (15)	---	---	---	---
	B2 (No reforzado)	6B	2B (29) 4B (15)	---	---	---	---
	B3	6B	2B (29) 4B (15)	1/3 B	---	1	si
	B4	6B	2B (29) 4B (15)	1/3 B	---	1	si
C	C1 (No reforzado)	6B	2B (55) 4B (15)	---	---	---	---
	C2 (No reforzado)	6B	3B (55) 4B (15)	---	---	---	---
	C3	6B	2B (55) 4B (15)	1/3 B	---	1	si
	C4	6B	2B (55) 4B (15)	2/3 B	---	1	si
	C5	6B	2B (55) 4B (15)	B	---	1	---
	C6	6B	2B (55) 4B (15)	1/3 B	1/3 B	2	si

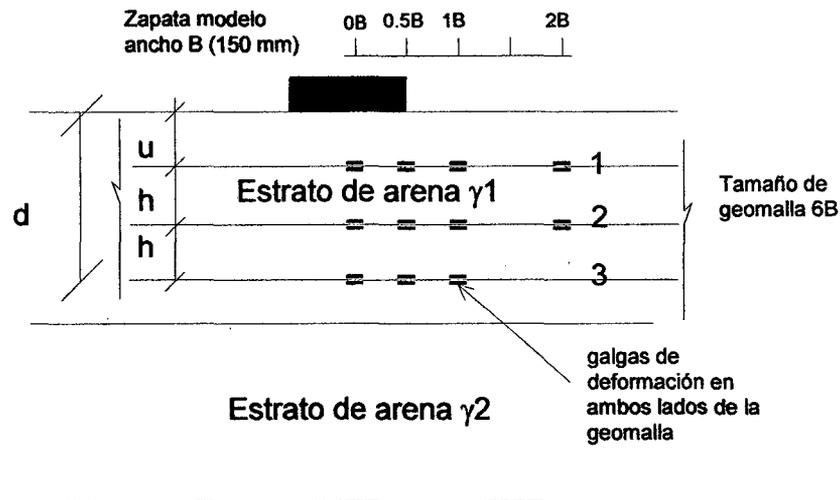


Figura 4.24. Esquema general de los ensayos de capacidad de soporte de una arena reforzada con geomallas instrumentadas.

4.6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS.

El principal objetivo de esta investigación fue investigar el beneficio potencial de usar cimentaciones reforzadas con geomallas para mejorar la capacidad de soporte y reducir el asentamiento de cimentaciones superficiales en arenas. Para implementar los objetivos de esta investigación, 3 series de ensayos fueron desarrollados. Los ensayos incluyen ensayos de capacidad de soporte a pequeña escala en laboratorio sobre una arena. El estudio experimental también incluye la investigación de la distribución de deformaciones por tensión de la geomalla de refuerzo registrada usando strain gages o galgas de deformación ubicadas a distintos puntos a lo largo de la geomalla de refuerzo.

Para la formación del estrato densidad suelta (1.39 g/cm^3 , $D_r \sim 29\%$) y del estrato de densidad media (1.48 g/cm^3 , $D_r \sim 55\%$), la arena de relleno fue depositada y compactada usando un pisón metálico dentro del pozo de ensayos en capas de espesores de 5 cm aproximadamente hasta alcanzar la potencia de estrato objetivo. La cantidad de arena necesaria para conformar cada capa de 5 cm fue previamente pesada en seco y mezclada con agua (humedad promedio 3%). La calidad del control de compactación fue adecuada aplicando un número

establecido de golpes del pisón. Los valores de densidad fueron obtenidos para cada capa de 5 cm usando un anillo de 6 cm de diámetro por 2cm de altura ubicado a distintos lugares del pozo de ensayo, el cálculo de la densidad se realizó de dividir el peso de la arena en el anillo entre el volumen del mismo. Los resultados de las densidades obtenidas se muestran en las Figuras 4.25 y 4.26, para los diversos ensayos de capacidad de soporte.

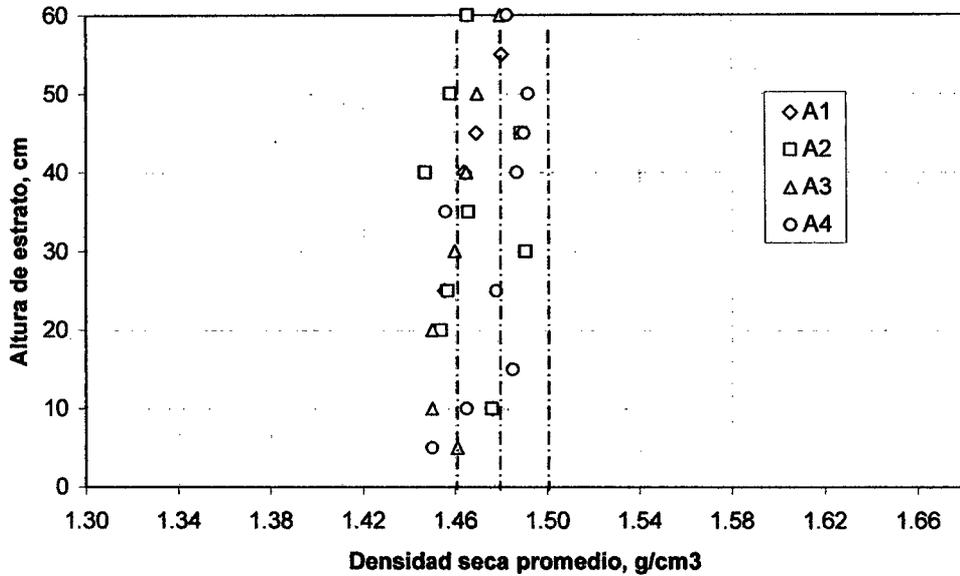


Figura 4.25. Densidades secas obtenidas para la serie de ensayos A.

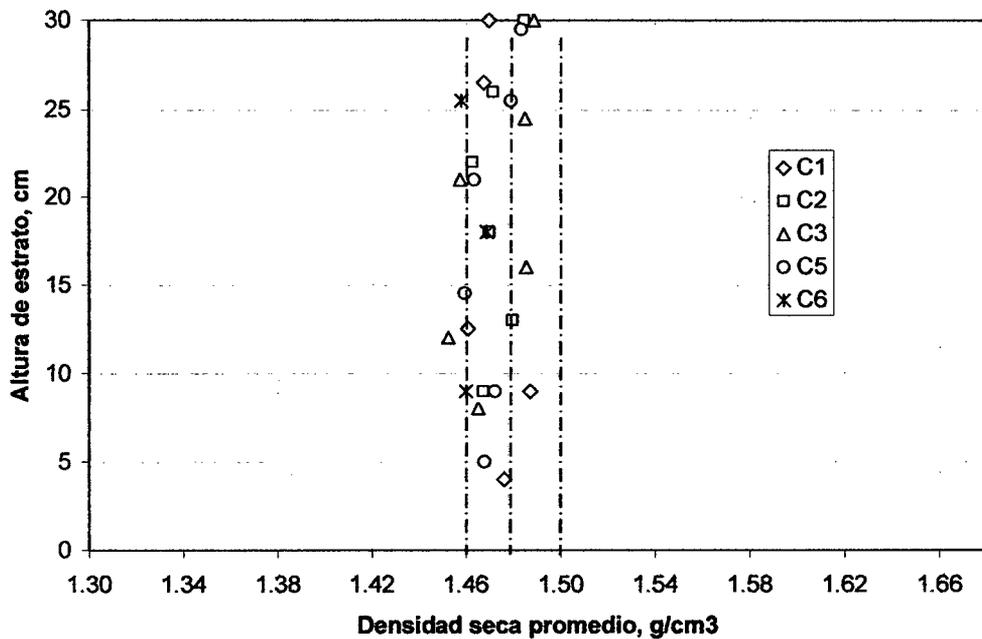


Figura 4.26. Densidades secas obtenidas para la serie de ensayos C.

Para la formación del estrato de densidad suelta (1.34 g/cm^3 , $D_r \sim 15\%$) se ha usado el método de la pluviación. El método ha consistido en hacer caer la arena desde una altura de 0.30 m en promedio para la obtención de una densidad promedio relativa de $D_r \sim 15\%$ como se muestra en la Figura 4.20.

Los ensayos de carga fueron llevados a cabo en la estación experimental implementada, usando una zapata cuadrada modelo de acero, de 150 mm de lado ($B=150\text{mm}$). La zapata modelo fue cargada usando un gato hidráulico y usando como reacción el marco de carga de 10 toneladas de capacidad implementado, el asentamiento de la zapata y la carga aplicada fueron registrados usando el adquisidor de datos TDS-301 (ver Figura 4.23). El procedimiento de aplicación de carga estuvo de acuerdo con las especificaciones dictadas por la norma ASTM D 1194 (Método estándar para la capacidad de soporte para cargas estáticas y zapatas corridas). La longitud de la geomalla de refuerzo ha sido tomada como $b \times b = 6B \times 6B$ ($0.90\text{m} \times 0.90\text{m}$) para todos los ensayos en la arena reforzada; esta longitud es suficientemente larga para asegurar la formación del mecanismo de falla de platea ancha propuesto por Schlosser y Elias (1978) y evitar el tipo de falla por zapata profunda propuesto por Huang y Tatsuoka (1988, 1990).

La deformación a lo largo de la geomalla de refuerzo fue registrado usando strain gages o galgas de deformación adheridos a diferentes puntos a lo largo de la geomalla. Las galgas fueron adheridas a ambas caras de la costilla de la geomalla con la finalidad de formar un puente completo de Wheatstone con la ayuda de potenciómetros, con este tipo de arreglo se obtendría el registro de las deformaciones por tensión pura eliminado cualquier deformación por flexión (Bathurst et al., 2002). La lectura de las deformaciones por tensión en la geomalla fue registrada por el adquisidor de datos TDS-301. Se realizaron pruebas de flexión en el aire de la geomalla instrumentada para acreditar el funcionamiento de las galgas de deformación antes de cada ensayo de capacidad de soporte (ver Figura 4.27).

En el presente estudio el término de Relación de Capacidad de Soporte (BCR) es usado para evaluar los beneficios del suelo reforzado con geomallas. La Relación de Capacidad de Soporte (BCR) está definido como la relación del

valor de capacidad de soporte de un suelo reforzado dividido entre la capacidad de soporte de un suelo sin reforzar. En general, del comportamiento de la curva carga-asentamiento de los ensayos de capacidad de soporte realizados, ha sido observado que el punto de falla no se encuentra bien definido. La carga aplicada ha sido normalizada usando la Ecuación 4.14 y el asentamiento inducido ha sido normalizado al dividir dicho asentamiento entre el ancho de la zapata modelo (s/B , $B= 150\text{mm}$). Por lo tanto, los beneficios del suelo reforzado han sido evaluados en términos de la relación de capacidad de soporte a un determinado asentamiento BCR_s , a una específica carga aplicada tal como se muestra en la Tabla 4.5.

$$N = \frac{2q}{\gamma B} \quad (4.14)$$

Donde: N es el valor de la carga normalizada, q es la carga aplicada, γ es el peso específico seco de la arena y B es el ancho de la zapata modelo.

Strain gages o galgas de deformación fueron adheridos en diversos puntos a lo largo de la geomalla de refuerzo direccionados en el eje de la dirección transversal al maquinado (XMD) como se muestra en las Figuras 4.28 y 4.29. Los valores de la deformación por tensión en la geomalla de refuerzo registrada por los strain gages a través del adquirente de datos TDS-301, producto de la aplicación de carga a la zapata modelo, son deformaciones locales (ϵ_L). La discusión de resultados presentadas en este estudio se ha realizado en base a los valores de deformaciones globales o simplemente denominadas como deformaciones por tensión de aquí en adelante, que ha sido obtenida de multiplicar el valor de las deformaciones locales (ϵ_L) por un factor de calibración (FC), como se indica en la Ecuación 4.15, encontrado de los ensayos de tensión en el laboratorio fuera de la masa de suelo realizados previamente.

$$\text{Deformación por tensión} = (FC)\epsilon_L \quad (4.15)$$

Donde: FC es el factor de calibración encontrado de los ensayos de tensión de la geomalla fuera de la masa de suelo e igual a 1.12 en la dirección transversal al

maquinado (XMD), ε_L es la deformación por tensión local registrada por las galgas de deformación.

Las discusiones presentadas en esta tesis están limitadas a la discusión de resultados de los ensayos experimentales y no incluye la discusión analítica de los resultados; este último se propone como un estudio para futuras investigaciones.

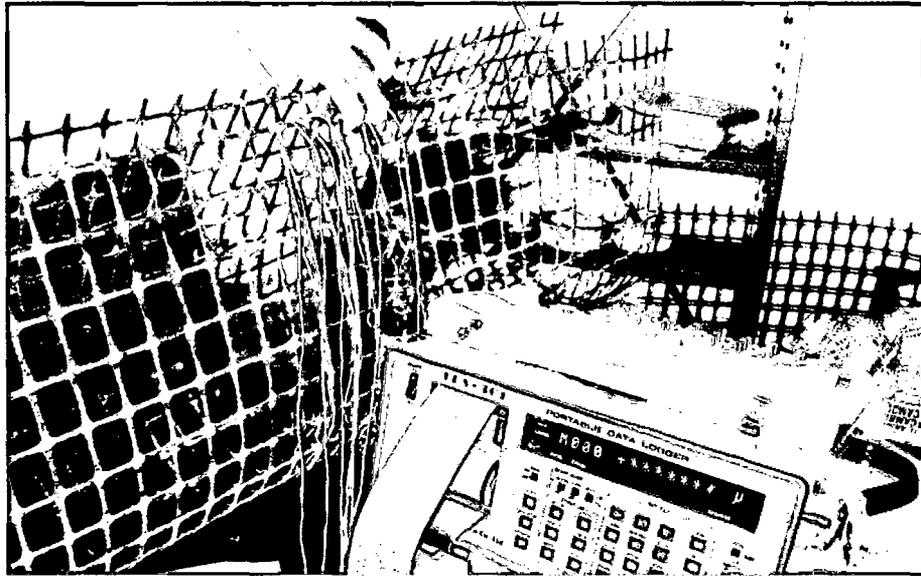


Figura 4.27. Ensayo de funcionamiento de las galgas de deformación.

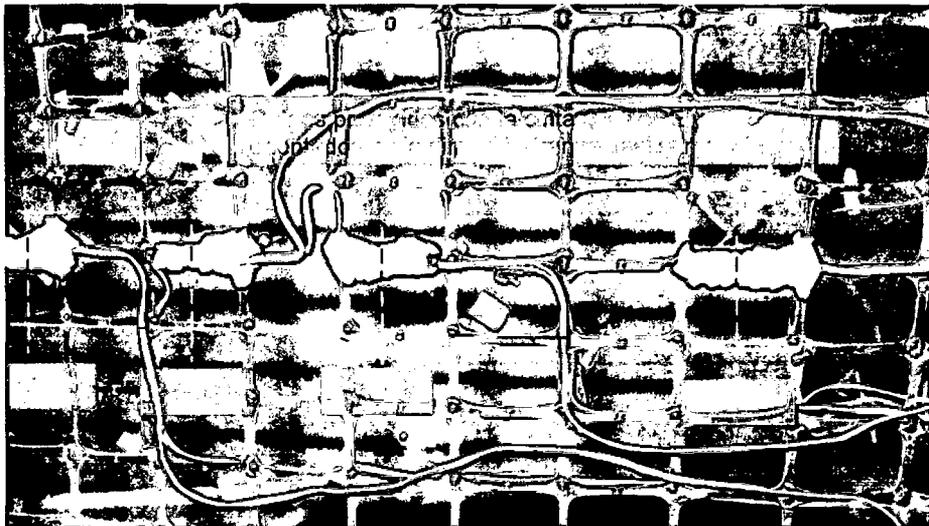


Figura 4.28. Geomalla instrumentada con galgas de deformación a lo la largo de la dirección transversal al maquinado (XMD) y ubicación de los mismos.

Tabla 4.5. Valores de carga normalizada (N) y valores de relación de capacidad de soporte a un asentamiento dado (BCRs) para diversos valores de asentamientos normalizados (s/B) para los ensayos de capacidad de soporte.

Serie	s/B (%)	Carga Normalizada, $N = 2q/(\gamma B)$				Relación de Capacidad de Soporte a un asentamiento dado BCRs				
		A1	A2	A3	A4	A2/A1	A3/A1	A4/A1		
A	1	100	100	100	100	---	1.00	1.00	1.00	
	2	250	275	325	325	---	1.10	1.30	1.30	
	4	375	455	525	600	---	1.21	1.40	1.60	
	6	410	550	625	775	---	1.34	1.52	1.89	
	8	425	560	650	800	---	1.32	1.53	1.88	
	10	425	575	660	800	---	1.35	1.55	1.88	
	12	425	595	675	820	---	1.40	1.59	1.93	
	14	420	600	695	825	---	1.43	1.65	1.96	
	16	410	600	700	840	---	1.46	1.71	2.05	
	18	410	600	740	845	---	1.46	1.80	2.06	
	20	405	610	775	875	---	1.51	1.91	2.16	
22	405	640	825	925	---	1.58	2.04	2.28		
B		B1	B2	B3	B4			B3/B1	B4/B1	
	1	50	50	50	50	---	---	1.00	1.00	
	2	75	100	80	90	---	---	1.07	0.90	
	4	110	125	110	140	---	---	1.00	1.12	
	6	125	140	130	150	---	---	1.04	1.07	
	8	135	150	150	160	---	---	1.11	1.07	
	10	140	150	160	175	---	---	1.14	1.17	
	14	150	150	162	180	---	---	1.08	1.20	
	18	162	162	180	205	---	---	1.11	1.27	
	20	162	162	185	205	---	---	1.14	1.27	
	22	162	162	200	212	---	---	1.23	1.31	
C		C1	C3	C4	C5	C6	C3/C1	C4/C1	C5/C1	C6/C1
	1	150	175	100	150	150	1.17	0.67	1.00	1.00
	2	225	280	225	260	300	1.24	1.00	1.16	1.33
	4	340	425	380	360	500	1.25	1.12	1.06	1.47
	6	400	500	470	400	575	1.25	1.18	1.00	1.44
	8	400	525	500	410	610	1.31	1.25	1.03	1.53
	10	400	550	500	425	640	1.38	1.25	1.06	1.60
	12	400	560	510	440	650	1.40	1.28	1.10	1.63
	14	400	575	510	440	660	1.44	1.28	1.10	1.65
	16	400	590	510	440	690	1.48	1.28	1.10	1.73
	18	400	600	525	440	700	1.50	1.31	1.10	1.75
20	400	625	525	445	720	1.56	1.31	1.11	1.80	
22	400	640	525	450	740	1.60	1.31	1.13	1.85	

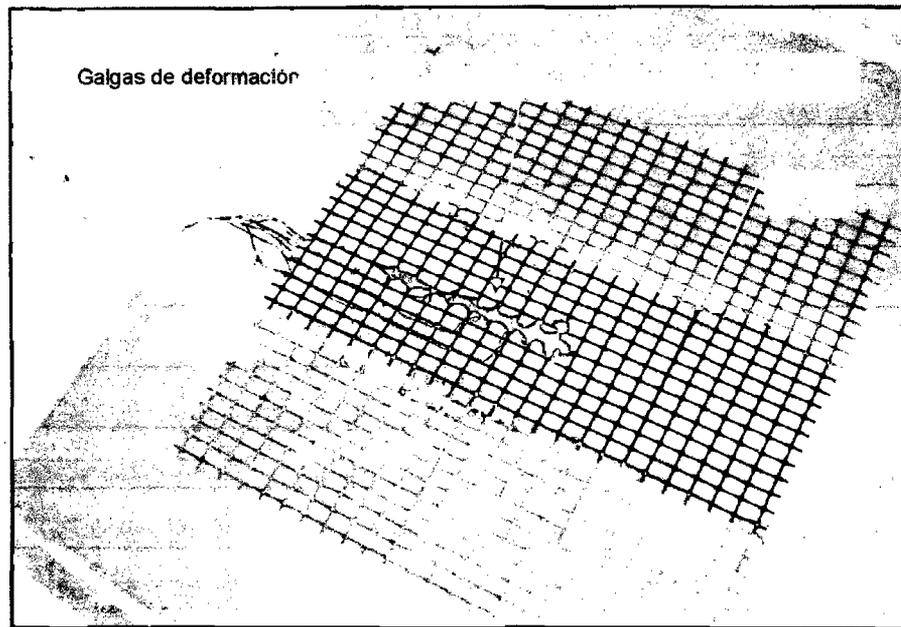


Figura 4.29. Colocación de la geomalla de refuerzo instrumentada antes del ensayo de capacidad de soporte.

4.6.1 Efecto del número de capas de refuerzo en una masa de arena uniforme.

Para evaluar el incremento de la capacidad de soporte con el incremento del número de capas de geomallas, se han analizado los resultados de los ensayos de la serie A los cuales han consistido en la aplicación de carga sobre una arena de densidad relativa promedio de 55% (1.48 g/cm^3) sin reforzar y reforzada con múltiples capas de geomallas $n= 1, 2$ y 3 espaciadas a $u=h=1/3B$, la Figura 4.30 muestra el patrón de deformación del sistema arena-geomalla para la arena reforzada con una capa de geomalla $n=1$. La configuración geométrica adoptada se ha basado en los valores óptimos de reforzamiento indicado en la literatura involucrada en el reforzamiento de arenas con geomallas. Así por ejemplo, Chen (2007) indica que la profundidad de la primera capa de refuerzo debe estar ubicada a una profundidad de $u/B= 0.33$; Shin y Das (1999) concluyen que para propósitos prácticos la relación separación relativa entre capas de geomalla h/B debería estar en un rango de 0.25 a 0.4.

La Figura 4.31 muestra el diagrama de carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para esta serie de ensayos: A1 (no reforzado), A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$). Como es de esperar la capacidad de soporte se incrementa con el incremento del número de capas de geomallas de refuerzo y por lo tanto con el incremento de la profundidad de reforzamiento (d) para un mismo espaciamiento ($u=h=1/3B$); ese incremento de la capacidad es reflejado mediante el término relación de capacidad de soporte a un asentamiento dado BCRs que se muestra en la Figura 4.32. Este efecto en la masa de suelo reforzado con geomallas de resistir mayores cargas comparado con un suelo sin refuerzo se debe al incremento en el confinamiento en masa de suelo reforzada (Vidal, 1969; Yang, 1974; etc). La arena de relleno se expande lateralmente con la geomalla y activa las fuerzas de tensión en ésta a través de la fricción entre la arena de relleno y la geomalla, este esfuerzo de tensión inducido en la geomalla restringe el movimiento lateral de la arena reduciendo la deformación vertical. En adición, las Figuras 4.33 y 4.34 muestran los diagramas de variación de la relación de capacidad de soporte a un asentamiento dado BCRs versus el número de capas de geomallas y versus el incremento de la profundidad relativa de reforzamiento (d/B) para diversos asentamientos relativos s/B desde 1% hasta 22% los cuales han sido obtenidos a partir de la Tabla 4.5. Por ejemplo, para el conjunto de suelo reforzado con 3 capas de geomallas se tiene $s/B= 1\%$ le corresponde el valor de BCRs=1.00, $s/B= 4\%$ le corresponde el valor de BCRs=1.60 y $s/B= 22\%$ le corresponde el valor de BCRs= 2.28.

Es interesante notar que a pequeños valores de asentamiento relativo (s/B) por ejemplo, para $s/B=1\%$ le corresponden valores de BCRs de 1.00, 1.00, 1.00 y para $s/B=2\%$ le corresponden valores de BCRs de 1.10, 1.30, 1.30 para una arena reforzada con una, dos y tres capas de geomallas respectivamente (ver Tabla 4.5). Esto indicaría que a asentamientos pequeños el incremento de la capacidad de soporte es insignificante independiente del número de capas de geomallas de refuerzo. Este tipo de fenómeno fue explicado por Gray y Al-refeai (1987) de sus resultados de ensayos de compresión triaxial realizados en elementos de suelo sin reforzar y reforzados, mostrando que la rigidez o el módulo tangente de especímenes no reforzados y reforzados son casi de igual valor hasta 1.5% de deformación axial; en otras palabras el efecto de restricción

interna otorgada por el reforzamiento (geosintético) es insignificante para pequeñas deformaciones, esto último debido a que el geosintético de refuerzo requiere algún nivel de deformación para activar suficiente tensión en el reforzamiento.

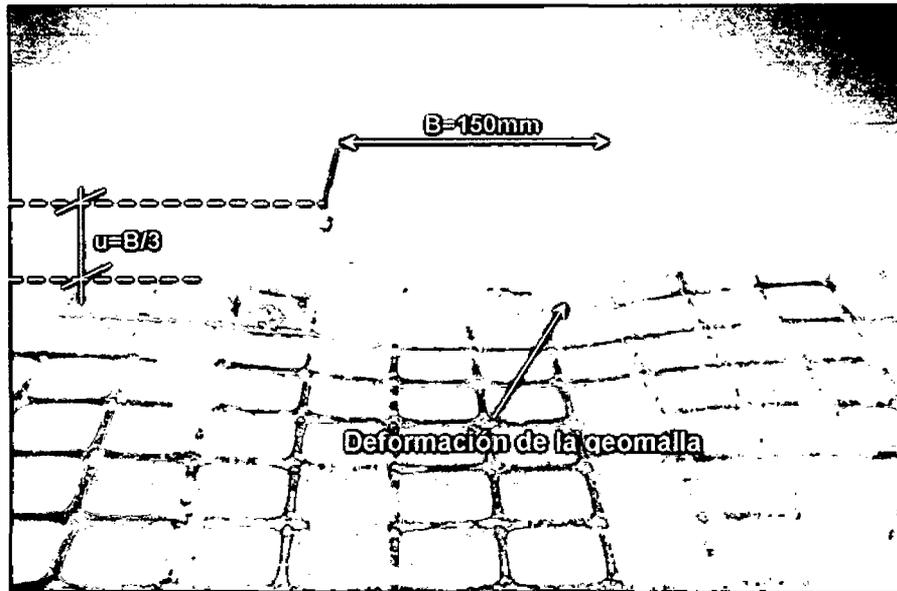


Figura 4.30. Patrón de deformación para una arena reforzada con una capa de geomalla (ensayo A2: $u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo.

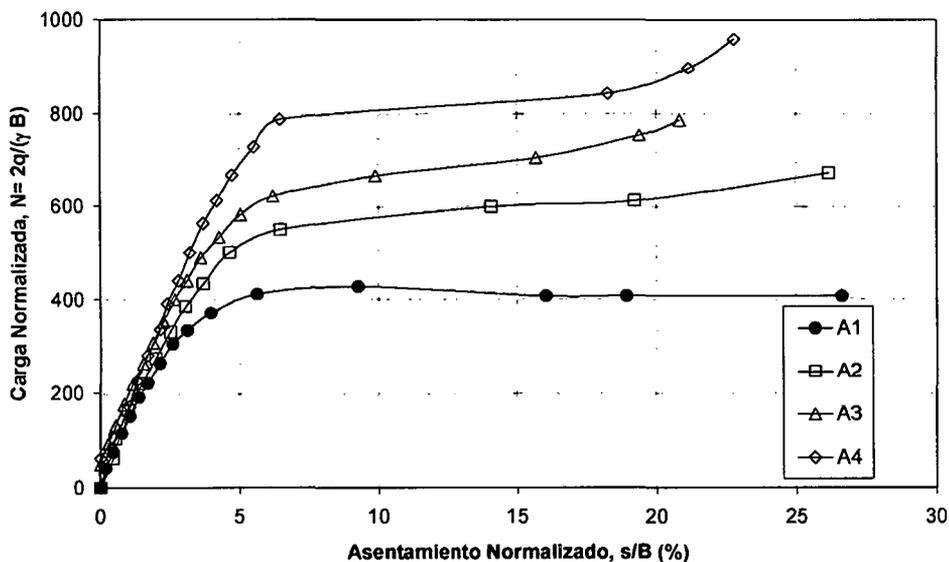


Figura 4.31. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos A: A1 (no reforzado), A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).

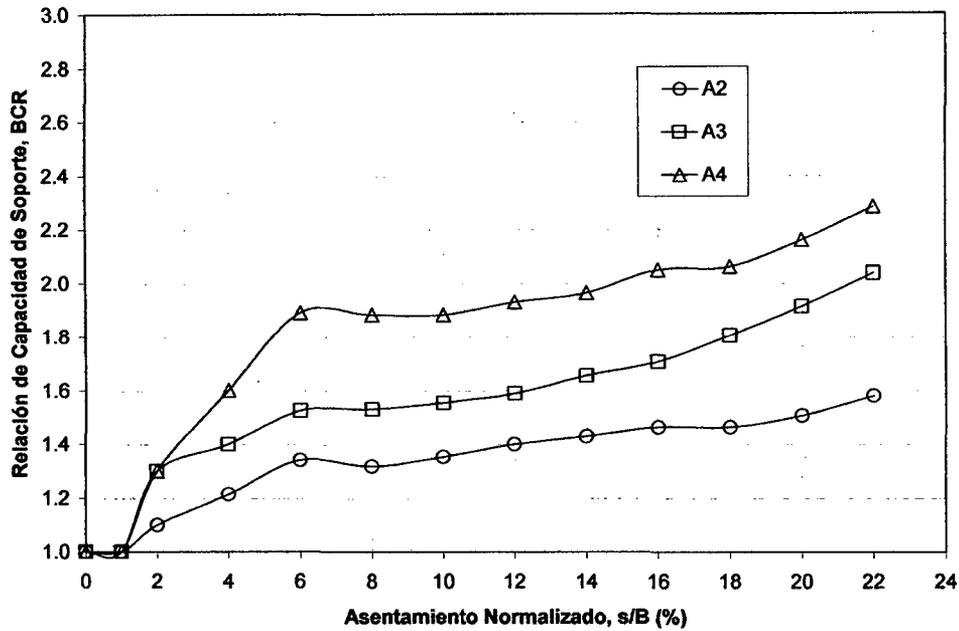


Figura 4.32. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos A: A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).

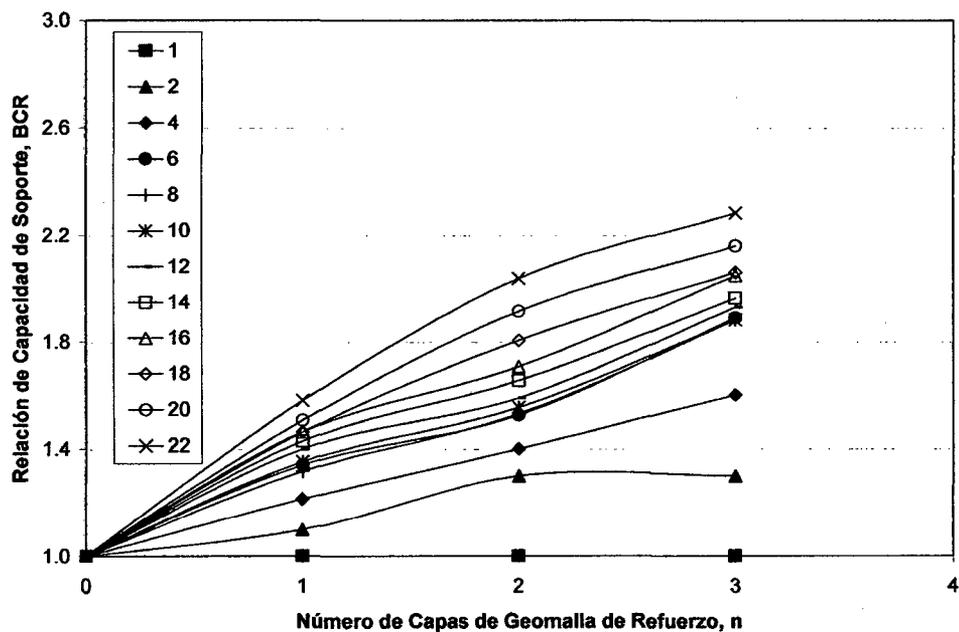


Figura 4.33. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus número de capas de geomalla de refuerzo n para diversos valores de asentamiento relativo ($s/B=1\%$ hasta 22%).

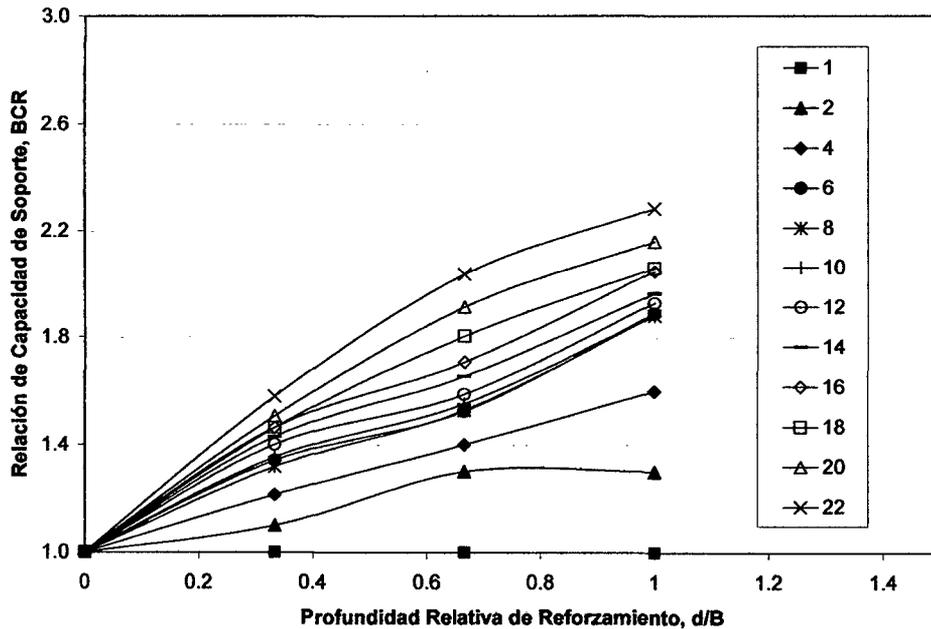


Figura 4.34. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus profundidad relativa de reforzamiento d/B para diversos valores de asentamiento relativo ($s/B=1\%$ hasta 22%).

4.6.2 Efecto de la densidad en la capacidad de soporte de una arena reforzada.

El incremento de la capacidad de soporte de los suelos reforzados con geomallas está relacionado a parámetros tales como: i) las relaciones geométricas relativas (u/B , h/B , d/B , n , b/B y l/B), ii) la dureza relativa de la geomalla, iii) el grado de consolidación del suelo, por lo tanto la densidad del suelo de relleno y las propiedades mecánicas de éste y iv) el coeficiente de interacción entre el suelo y la geomalla. Al respecto, los ensayos de capacidad de soporte de la serie B se han realizado con la finalidad de investigar la intervención de la densidad de la arena de relleno y de manera indirecta la interacción entre la arena y el refuerzo en el incremento de la capacidad de soporte. Los ensayos se han realizado sobre una arena de densidad suelta (1.39g/cm^3 , Densidad relativa $D_r \sim 29\%$) reforzado con una capa de geomalla que descansa sobre un suelo de densidad suelta (1.34g/cm^3 , Densidad relativa $D_r \sim 15\%$), ver Figuras 4.35 y 4.36. Del diagrama carga normalizada versus asentamiento normalizado de la Figura 4.37 se puede notar que para los

ensayos sobre la arena no reforzada (B1 y B2) y reforzada (B3 y B4) las curvas son prácticamente iguales. Además de la Tabla 4.5 y de la Figura 4.38 se puede notar que para relaciones de asentamiento relativo s/B menores a 18% el incremento de la capacidad de soporte es insignificante (relaciones de capacidad de soporte $BCRs \sim 1.11$) y para relaciones de asentamiento relativo s/B mayores a 18% la relación de capacidad de soporte es $BCRs \sim 1.27$. Sin embargo, dado que el diseño del sistema de cimentación está usualmente controlado por el asentamiento y no por la capacidad de carga última, estos pequeños incrementos de capacidad de soporte a excesivas deformaciones resultan no tener un significado práctico para fines de cimentación.

Estos resultados indican que la arena de relleno debería tener algún grado de compactación adecuado para activar las fuerzas de tensión en el geosintético a través de la fricción entre el suelo y la geomalla. Adams y Collin (1997) mostraron que para una capa de refuerzo hay un mejoramiento en la capacidad de soporte si la arena de relleno está compactada a una densidad relativa alta, así la transferencia de esfuerzos al refuerzo ocurre antes de que ocurra grandes asentamientos en la superficie de la arena de relleno.

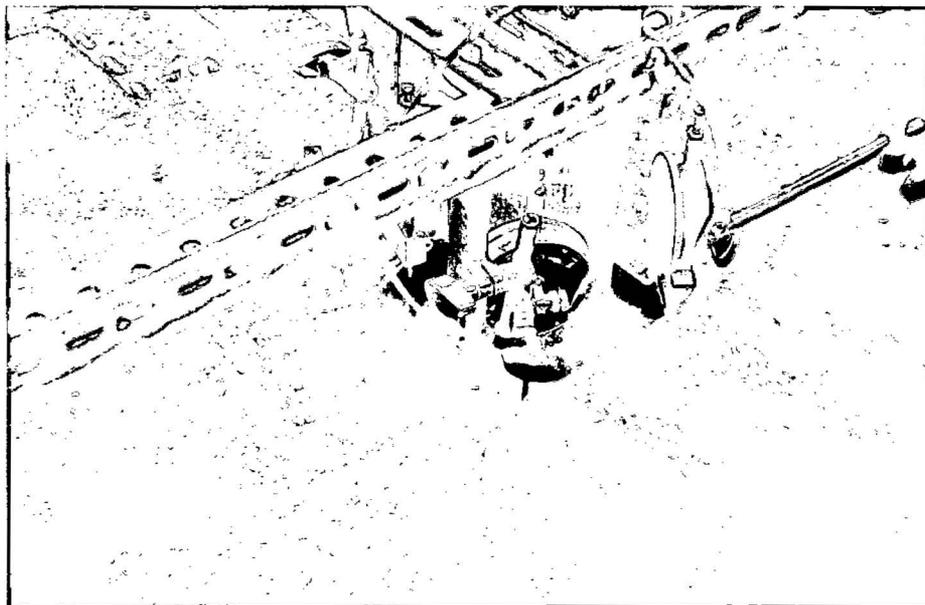


Figura 4.35. Asentamiento inducido por la aplicación de carga a través de la zapata modelo para el ensayo B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

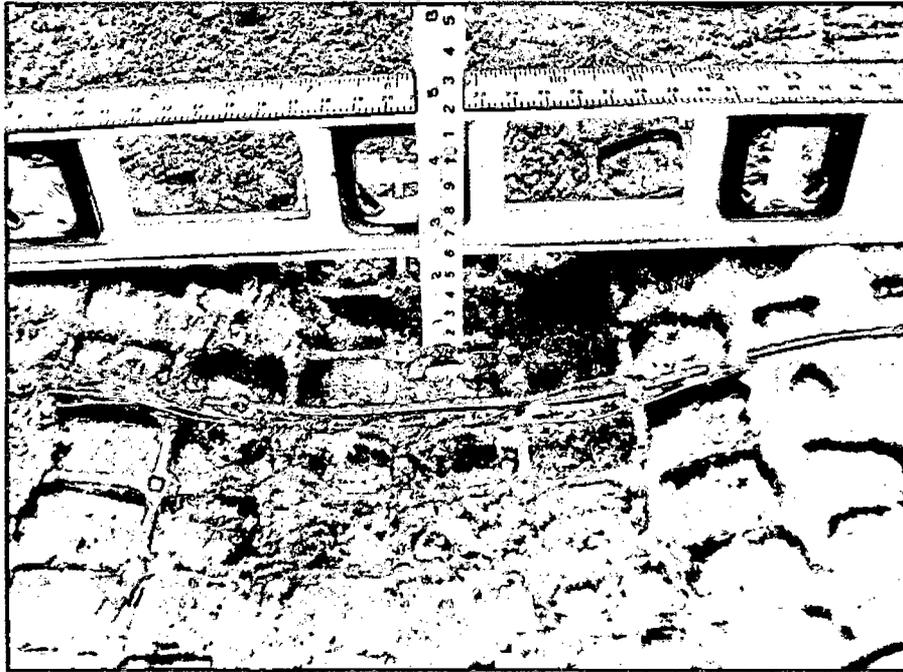


Figura 4.36. Geomalla deformada generado por la aplicación de carga a través de la zapata modelo para el ensayo B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

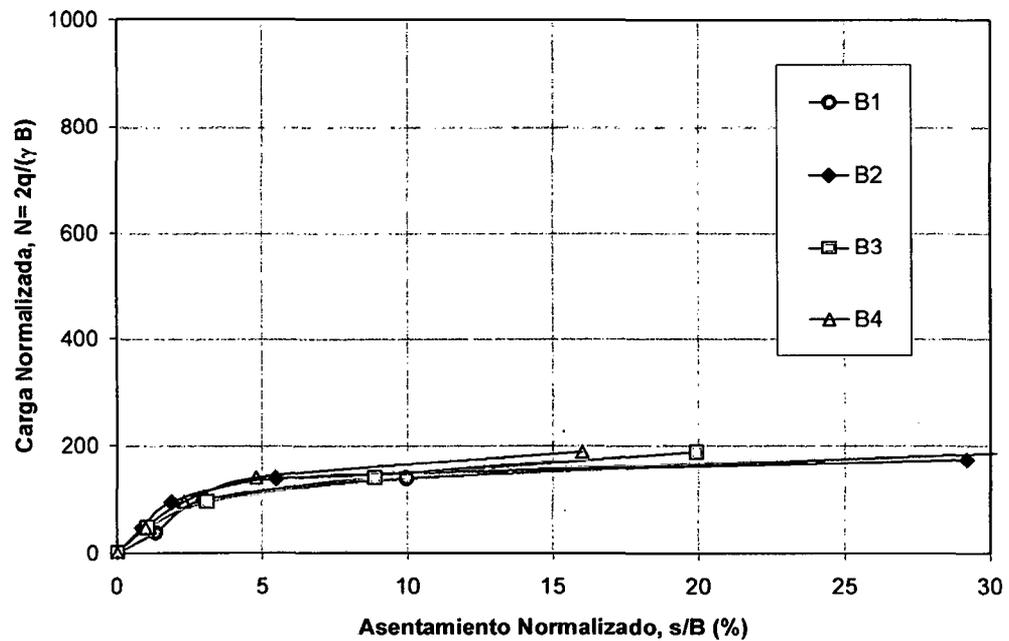


Figura 4.37. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos B: B1 (no reforzado), B2 (no reforzado), B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

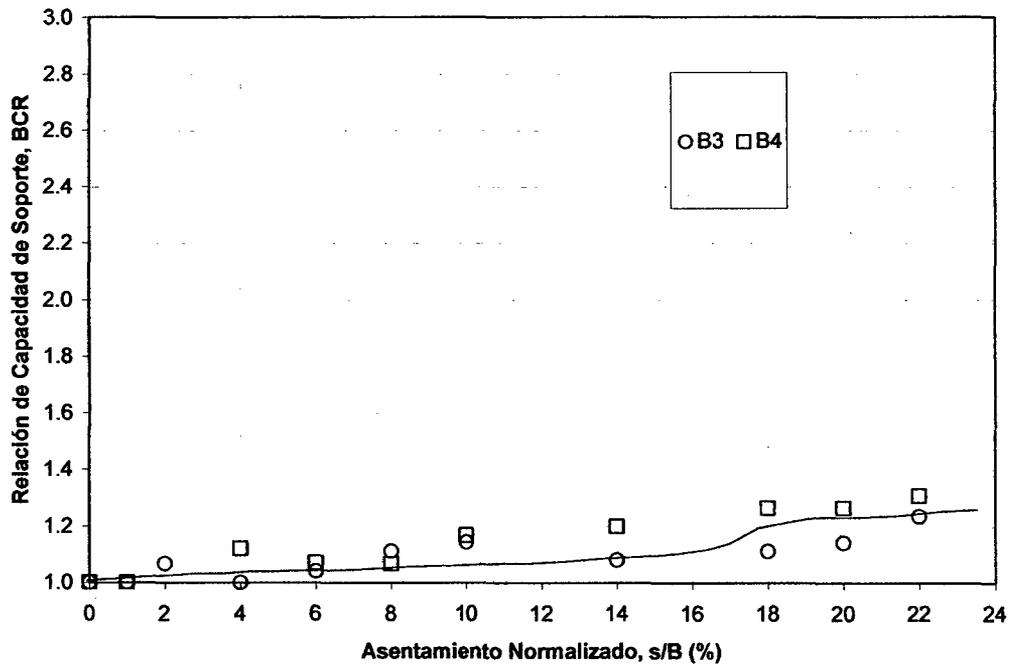


Figura 4.38. Relación de Capacidad de soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos B: B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

4.6.3 Efecto de la presencia de dos estratos de arena en la capacidad de soporte.

En la práctica, debido a la formación natural de los suelos, es común encontrar suelos estratificados. Para este caso la determinación de la capacidad de soporte ha sido estudiada teniendo en consideración las propiedades mecánicas como también la potencia de los estratos. Estudios analíticos de capacidad de soporte de suelos estratificados han sido desarrollados por Meyerhof (1974) y Meyerhof y Hanna (1978) quienes muestran que, por ejemplo, para una cimentación superficial corrida soportada por un estrato de suelo fuerte sobre un estrato de suelo débil de gran profundidad i) si la potencia del estrato fuerte es relativamente pequeña comparada con el ancho de la cimentación B, entonces ocurriría una falla por punzonamiento en esta capa superior de suelo seguida de una falla por corte general del estrato inferior y ii) si la potencia del estrato superior es relativamente grande, entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada dentro del estrato superior de suelo fuerte. Las

fórmulas para el cálculo de la capacidad de soporte de suelos estratificados han sido descritas en el Capítulo I.

En esta tesis, para determinar la influencia de la estratificación en la capacidad de soporte de arenas no reforzadas y reforzadas, se ha comparado los diagramas de carga normalizada (N) y asentamiento normalizado (s/B) correspondientes a los ensayos A1, C1, C2 (no reforzado). La masa de suelo del ensayo tipo A1 corresponde a un estrato de arena uniforme de densidad relativa $D_r \sim 55\%$ (1.48g/cm^3), de potencia 4B; la masa de suelo del ensayo C1 corresponde a un estrato de arena de densidad relativa $D_r \sim 55\%$ (1.48g/cm^3) de potencia 2B que descansa sobre una estrato de arena de densidad relativa $D_r \sim 15\%$ (1.34g/cm^3) de potencia 4B y la masa de suelo del ensayo C2 corresponde a un estrato de arena densidad relativa $D_r \sim 55\%$ (1.48g/cm^3) de potencia 3B que descansa sobre una estrato de arena de densidad relativa $D_r \sim 15\%$ (1.34g/cm^3) de potencia 4B. La Figura 4.39 muestra que las curvas del diagrama carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para los ensayos A1, C1 y C2 son prácticamente iguales; esto indicaría que las superficies de falla de capacidad de soporte deberían ser prácticamente idénticas y que éstas se desarrollarían libremente dentro de la masa de arena de $D_r \sim 55\%$ y de potencias 2B, 3B y 4B, además indicaría que el tipo de suelo ubicado debajo de una profundidad de 2B medida desde la superficie no tendría implicancia en la capacidad de soporte. Este resultado también puede deducirse de la Figura 4.40 que muestra las líneas de falla por corte que corresponde al ensayo A1. De esta Figura se puede observar que la profundidad de la zona de corte se ha desarrollado aproximadamente hasta una profundidad máxima de $4/3B \sim 5/3B$ (20 cm). Estos resultados concuerdan con los postulados de Vesic (1973) y Pfeifle y Das (1979). Según Vesic (1973) la profundidad de la zona de corte puede ser aproximada asumiendo que la máxima profundidad de la falla por corte ocurre debajo de la zapata y es igual a $B \tan(45 + \phi/2)$ donde ϕ es el ángulo de fricción efectiva del suelo; entonces para propósitos prácticos la profundidad de la zona de corte no excedería 2B. Pfeifle y Das (1979) realizaron estudios experimentales para la determinación de la capacidad de soporte última de zapatas rectangulares descansando sobre la superficie de una arena densa uniforme ($D_r: 78\%$, $\phi: 43^\circ$) que descansa sobre una base rígida. Pfeifle y Das (1979) determinaron que la capacidad de soporte es sensitiva a la profundidad

de ubicación de la base rígida y que esta capacidad permanece aproximadamente constante para valores en los cuales la base rígida se encuentra a profundidades mayores a 1.9 veces el ancho de la zapata (1.9B).

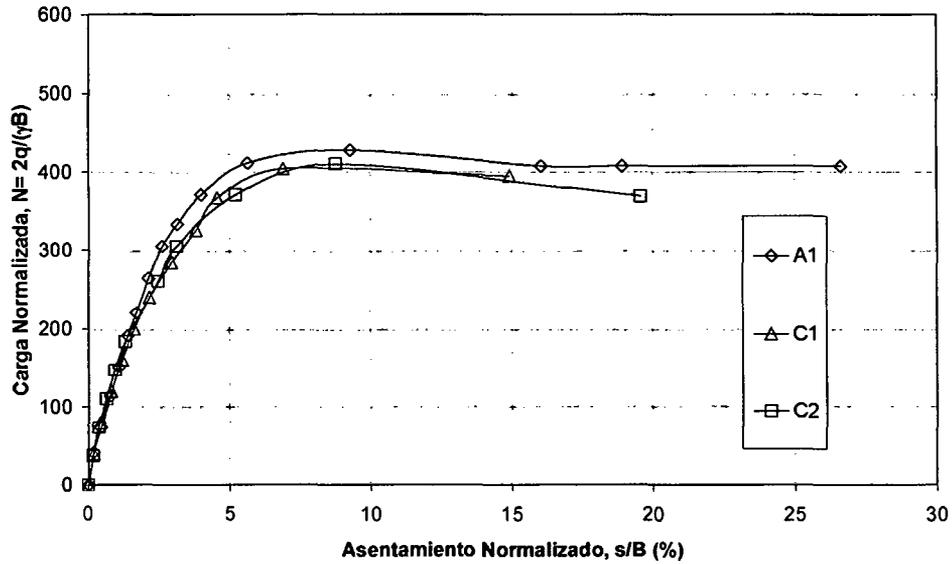


Figura 4.39. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para estratos de arena no reforzada. A1: arena uniforme. C1 y C2: arena estratificada.

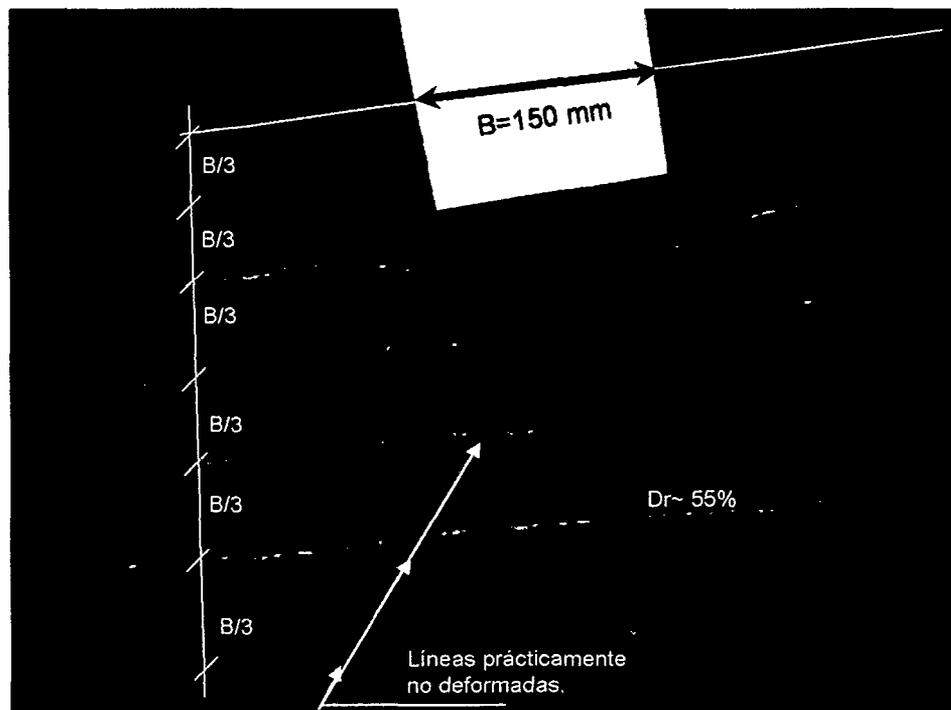


Figura 4.40. Extensión de la superficie de falla obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo para un suelo no reforzado (ensayo A1).

En adición, para el caso de una arena reforzada con geomallas es esperado que la profundidad de la zona de corte sea menor que para el caso de una arena no reforzada. La Figura 4.41 muestra que las líneas de falla por corte correspondiente a un estrato de arena densidad relativa $D_r \sim 55\%$ (1.48g/cm^3) de potencia $2B$ reforzado con una capa de geomalla ($u=1/3B$), que descansa sobre una estrato de arena de densidad relativa $D_r \sim 15\%$ (1.34g/cm^3) de potencia $4B$ (ensayo C3), se han desarrollado aproximadamente hasta una profundidad máxima de $4/3B$ (20cm). Este hecho indicaría que el estrato de suelo debajo de $4/3B \sim 5/3B$ desde la superficie no debería tener influencia en la capacidad de soporte del suelo reforzado.

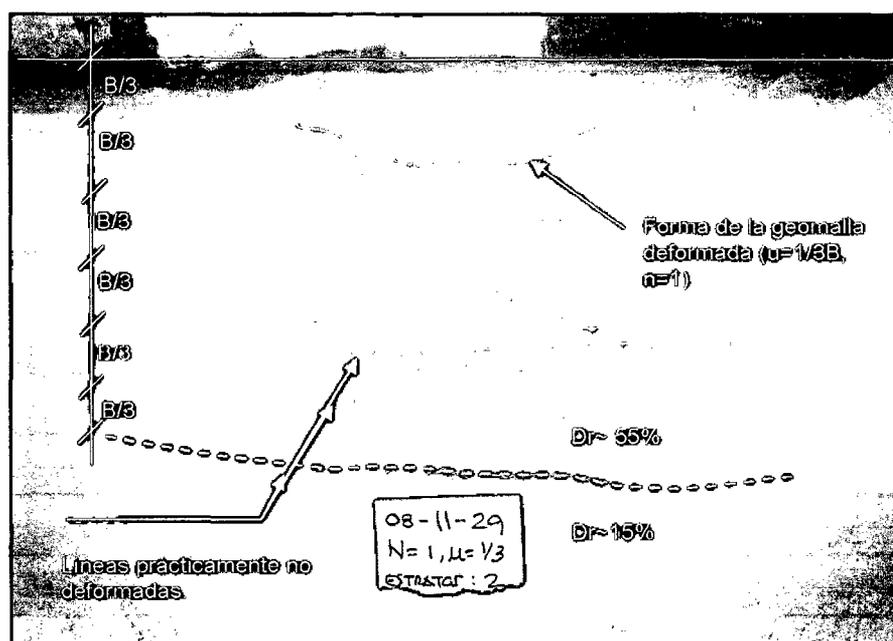


Figura 4.41. Extensión de la superficie de falla obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo para un suelo reforzado con una capa de geomalla (ensayo C3).

4.6.4 Efecto del espaciamento de la primera capa de geomalla en una masa de arena de dos estratos.

Los ensayos de capacidad de soporte C1 (no reforzado), C3 ($u=1/3B, h=0, n=1$), C4 ($u=2/3B, h=0, n=1$) y C5 ($u=B, h=0, n=1$) se han realizado para estudiar la influencia de la ubicación de la primera capa de geomalla así como también la

influencia de dos estratos de arena de propiedades mecánicas diferentes en la capacidad de soporte. La arena de relleno para los ensayos C1, C3, C4 y C5 contiene 2 estratos los cuales consisten de una arena de $D_r \sim 55\%$ de potencia 2B que yace sobre un estrato de arena de densidad $D_r \sim 15\%$ de potencia 4B. La influencia de la estratificación de la arena no reforzada y reforzada ha sido discutido en el ítem 4.6.3 concluyendo que el estrato de suelo debajo de $4/3B \sim 5/3B$ desde la superficie no debería tener influencia en la capacidad de soporte del suelo reforzado.

El efecto de la ubicación de la primera capa de la geomalla de refuerzo con respecto a la superficie de la masa de arena estratificada en la capacidad de soporte fue estudiada haciendo variar el parámetro u a valores de $u = 1/3B$, $2/3B$ y B . De acuerdo al diagrama de carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) mostrado en la Figura 4.42 se puede concluir que mientras la primera capa de geomalla se ubique más cerca de la base de la zapata la capacidad de soporte tiende a incrementarse, este resultado también puede ser evaluado a partir de la Figura 4.43 la cual muestra que la Relación de capacidad de soporte BCRs es mayor para la arena reforzada con la capa de geomalla localizada a $u=1/3B$ con respecto a la de $u=2/3B$ y $u=B$; por ejemplo, para el valor de $u/B=1/3$ y s/B de 2% y 6% le corresponden valores de BCRs de 1.24 y 1.25 respectivamente, mientras que para que para el valor de $u/B=1$ y s/B de 2% y 6% le corresponden valores de BCRs de 1.16 y 1.00 respectivamente. De estos resultados se concluye que ubicando la primera capa de geomalla a $u=1/3B$ se obtiene mejores beneficios en la capacidad de soporte. Esta conclusión concuerda con los resultados encontrados por Chen (2007) quien establece que la profundidad de la primera capa de refuerzo debe ser de $u/B=0.33$.

Las Figuras 4.44 y 4.45 muestran los patrones de deformación de la arena y geomalla de refuerzo para una arena reforzada con una capa de geomalla ($n=1$) ubicada a una distancia de $u=1/3B$ y $2/3B$ desde la base de la zapata modelo respectivamente.

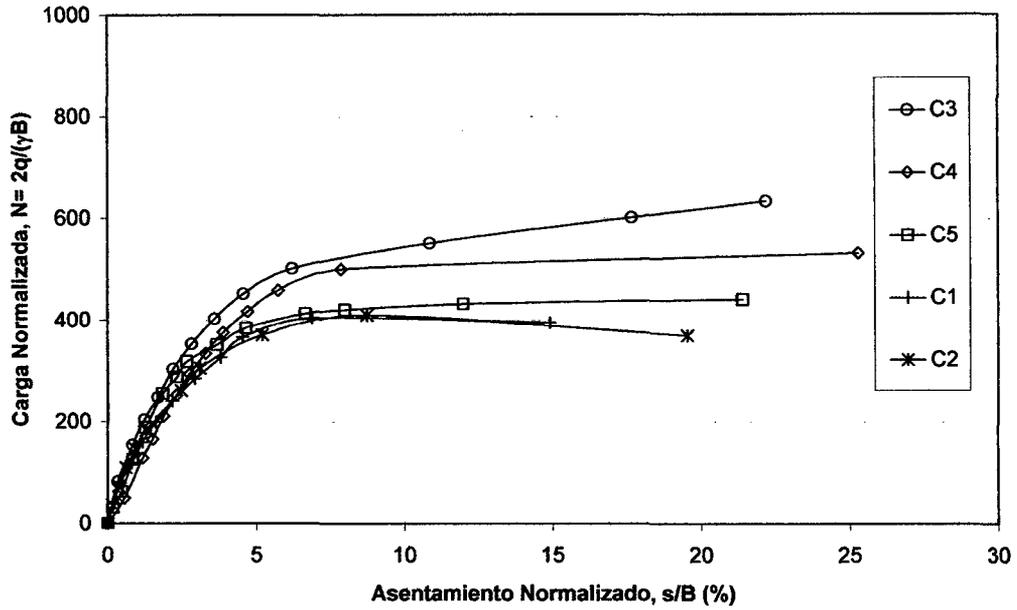


Figura 4.42. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C1 (no reforzado), C2 (no reforzado), C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$) y C5 ($u=B$, $h=0$, $n=1$).

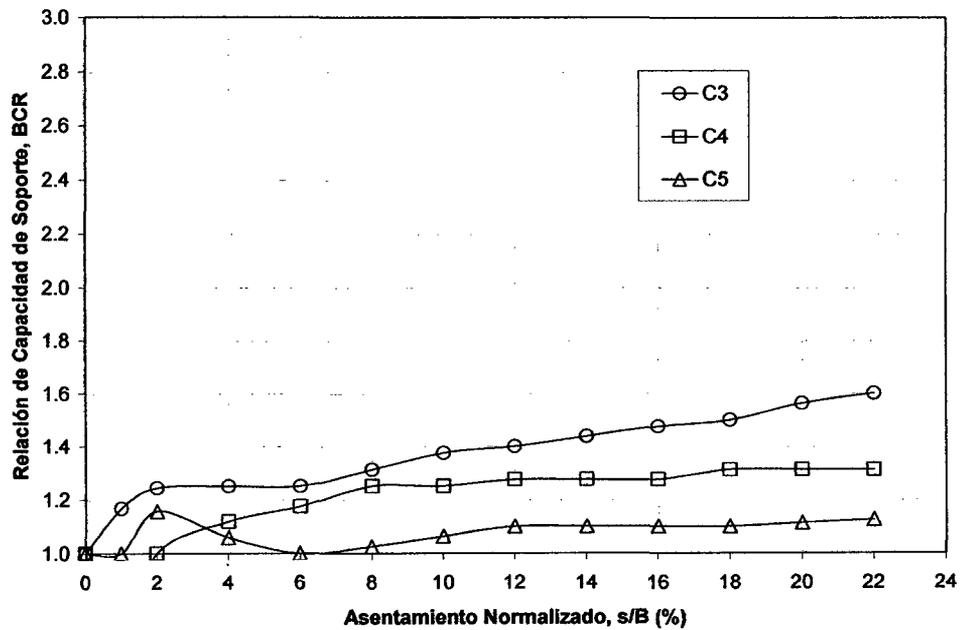


Figura 4.43. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$) y C5 ($u=B$, $h=0$, $n=1$).

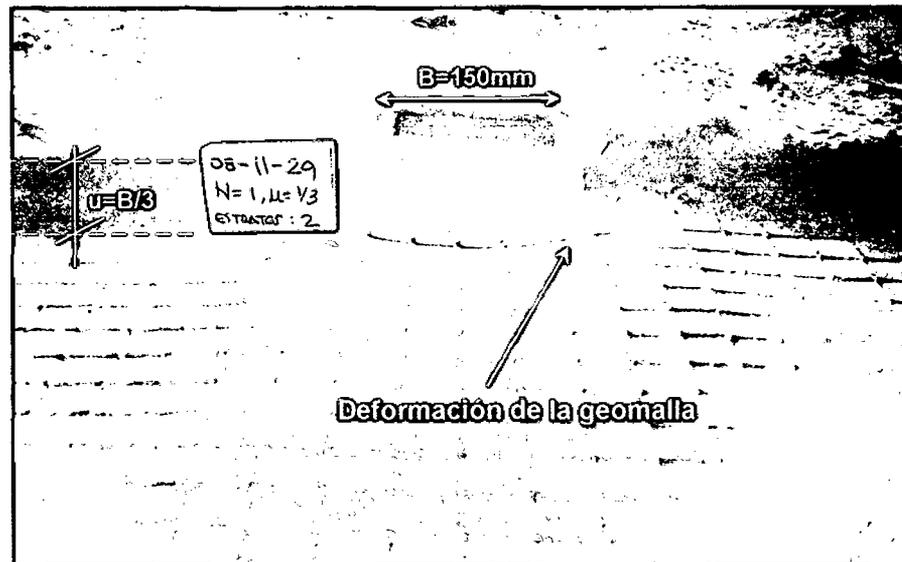


Figura 4.44. Patrón de deformación para una arena reforzada con una capa de geomalla (ensayo C3: $u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo.

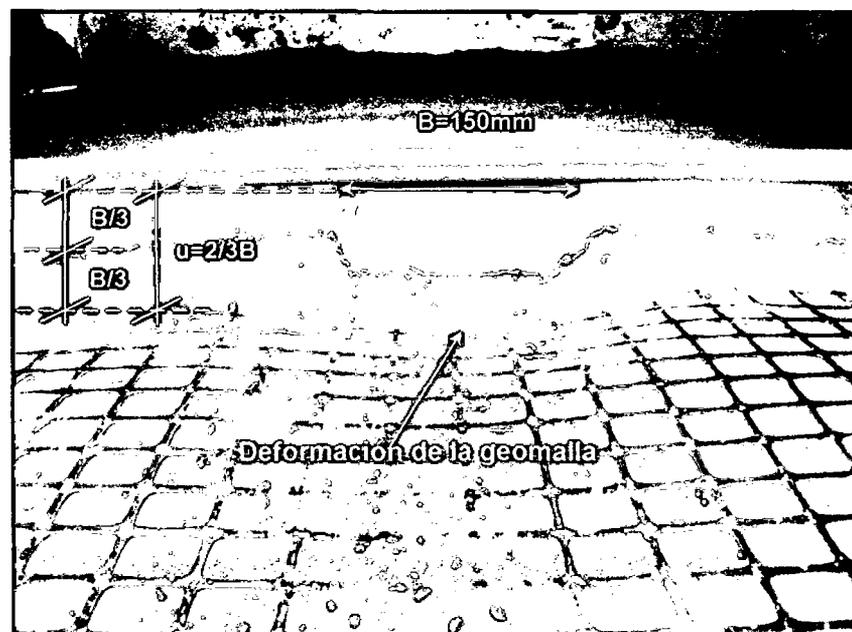


Figura 4.45. Patrón de deformación para una arena reforzada con una capa de geomalla (ensayo C4: $u=2/3B$, $h=0$, $n=1$) obtenida en la sección central debajo de la zapata modelo.

4.6.5 Efecto del número de capas de refuerzo en una masa de arena de dos estratos.

Los ensayos de capacidad de soporte C1 (no reforzado), C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) se han realizado para estudiar la influencia del incremento del número de capas de geomallas así como también la influencia de dos estratos de arena de propiedades mecánicas diferentes en la capacidad de soporte. La influencia de la estratificación de la arena no reforzada y reforzada ha sido discutido en el ítem 4.6.3 concluyendo que el estrato de suelo debajo de $4/3B \sim 5/3B$ desde la superficie no debería tener influencia en la capacidad de soporte del suelo reforzado.

De acuerdo al diagrama de carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) de la Figura 4.46 la capacidad de soporte se incrementa con el incremento del número de capas de geomallas de refuerzo y por lo tanto con el incremento de la profundidad de reforzamiento (d) para un mismo espaciamiento ($u=h=1/3B$). Dado que la potencia de estrato igual a $2B$ ($D_r \sim 55\%$) es suficiente para asegurar que cualquier tipo de suelo ubicado debajo de $2B$ no influirá en la capacidad de soporte, los resultados de los ensayos C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) deberían asemejarse a los resultados de la serie A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$, arena uniforme de potencia $4B$) y A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$, arena uniforme de potencia $4B$) respectivamente.

De hecho la discrepancia de valores de BCRs para los ensayos mencionados puede considerarse como insignificantes (discrepancia desde $0.0 \sim 0.09$ en valores de BCRs) excepto para los valores de BCRs para $s/B = 22\%$ de los ensayos A3 y C6 (discrepancia de 0.19 en el valor de BCRs) como se muestra en la Tabla 4.5 y pueden ser observados a través de las Figuras 4.47, 4.48 y 4.49. Por lo tanto, el comportamiento del suelo reforzado estratificado debe ser semejante al comportamiento del suelo reforzado de estrato uniforme discutido en el ítem 4.6.1.

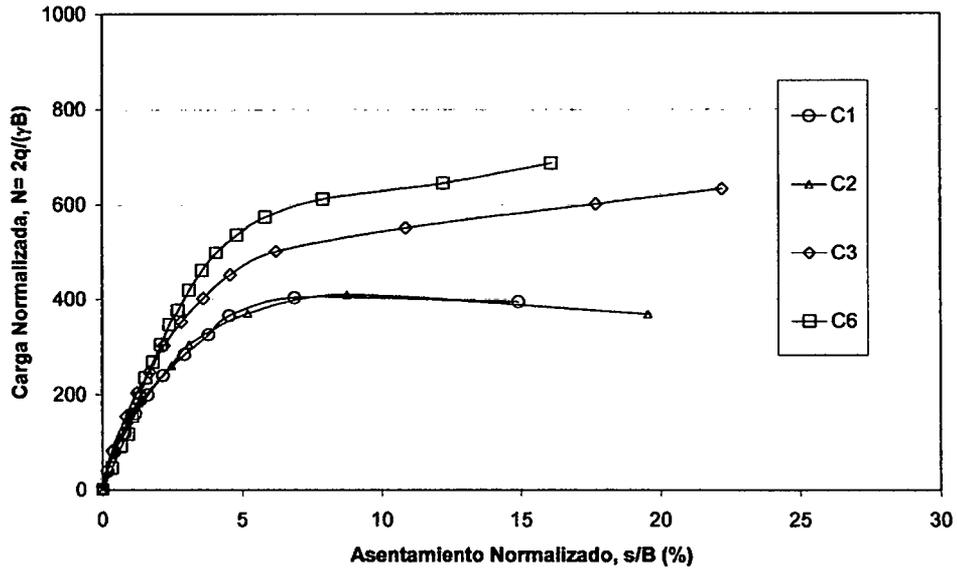


Figura 4.46. Carga normalizada (N) versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C1 (no reforzado), C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

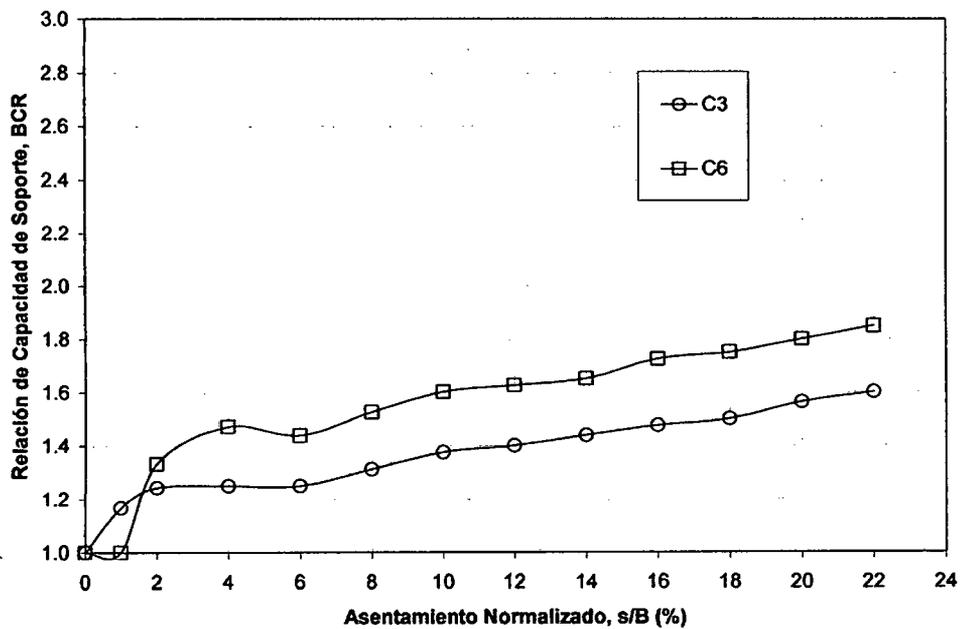


Figura 4.47. Relación de Capacidad de Soporte BCRs versus asentamiento normalizado (s/B) para la serie de ensayos C: C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

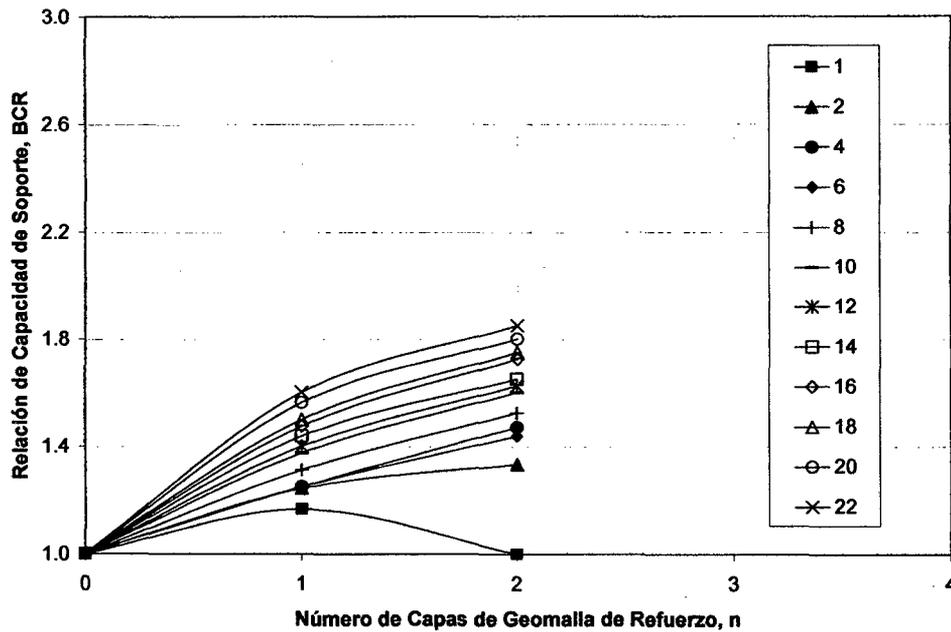


Figura 4.48. Relación de Capacidad de soporte BCRs versus número de capas de geomalla de refuerzo n para diversos valores de asentamiento relativo ($s/B=1\%$ hasta 22%) para el ensayo C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

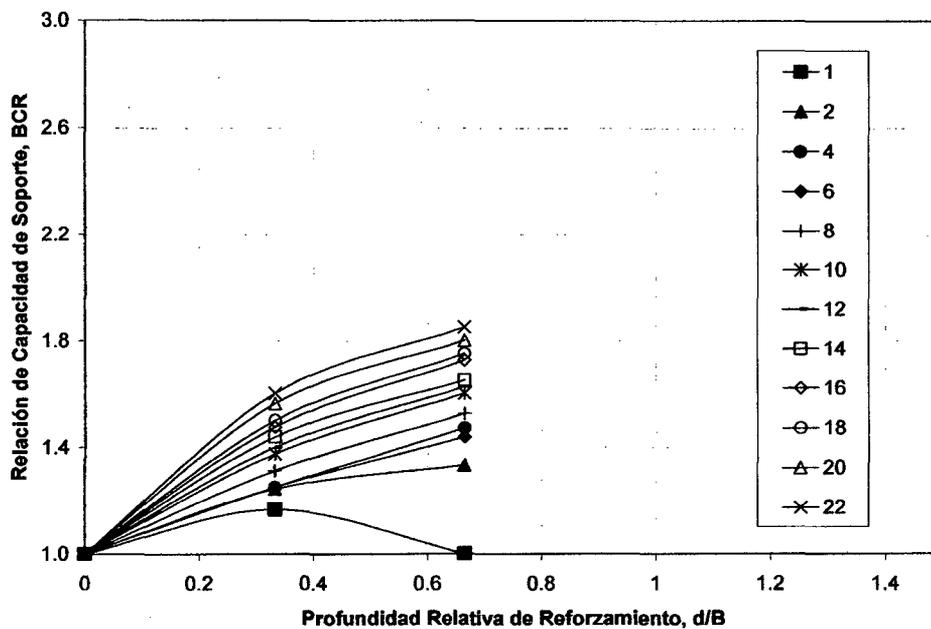


Figura No. 4.49. Diagrama Relación de Capacidad de soporte BCRs versus profundidad relativa de reforzamiento d/B para diversos valores de asentamiento relativo ($s/B=1\%$ hasta 22%) para el ensayo C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

4.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES POR TENSIÓN A LO LARGO DE LA GEOMALLA DE REFUERZO.

Los ensayos de capacidad de soporte a pequeña escala fueron realizados también con la finalidad de evaluar la distribución de esfuerzos a lo largo de la geomalla de refuerzo; para esto las geomallas fueron instrumentadas con strain gages o galgas de deformación. A través de las deformaciones por tensión registradas por las galgas de deformación se puede obtener de manera indirecta el valor del esfuerzo en un determinado punto, esto es de multiplicar la deformación unitaria por el valor del módulo elástico de la geomalla. La deformación por tensión registrada en la geomalla debido a la aplicación de carga sobre la zapata modelo ha variado de punto a punto a lo largo del eje de las capas de geomalla para las diversas configuraciones de reforzamiento.

Antes de iniciar con la discusión de resultados es necesario definir el parámetro geométrico x/B . El parámetro x es la distancia medida en la dirección axial desde el punto central de la capa de geomalla que es también el punto central de la zapata modelo, hasta el extremo final de la capa de geomalla. De aquí x/B expresa el valor de una distancia relativa; por ejemplo $x/B=0$ es punto central de la capa de geomalla y $x/B=3$ es el extremo de la capa de geomalla como se muestra en la Figura 4.50.

4.7.1 Distribución de deformaciones en la geomalla de refuerzo dentro de una masa de arena de densidad media.

SERIE A.

De los ensayos experimentales se ha observado que para un sistema de arena reforzada con una capa de geomalla tal como es el ensayo A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), la geomalla de refuerzo experimenta una gran deformación por tensión. Si bien para el ensayo A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) se ha desarrollado grandes deformaciones de la geomalla y por lo tanto se ha producido una mayor activación de los esfuerzos de tensión comparado con los ensayos A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$), ver Tabla 4.6, esta activación de esfuerzos debido a la aplicación directa de la carga sobre la zapata modelo

(Figura 4.51) se ha producido después de generar un excesivo asentamiento de la superficie (Figura 4.52); además se ha observado que la máxima deformación por tensión se produce justo debajo del punto central de la zapata ($x/B=0.0$) disminuyendo para los puntos situados a distancias relativas de $x/B=0.5$, $x/B=1$ y $x/B=2$, por ejemplo para un valor de carga normalizada $N= 611$ ($s/B= 19.2\%$) la deformación de la geomalla a distancias relativas de $x/B= 0.0$, 0.5 , 1 y 2 es de 1.68% , 1.20% , 0.23% y 0.18% respectivamente tal como se muestra en la Figura 4.53 que ha sido elaborado a partir de la Tabla 4.6. Para pequeñas deformaciones tales como $s/B=0.6\%$, 1.5% y 2.5% ($N= 103$, 220 y 330 respectivamente) la máxima deformación por tensión producida debajo del centro de la zapata ($x/B=0$) es de 0.11% , 0.25% y 0.35% respectivamente lo que lleva a valores de la relación de capacidad de soporte BCRs de 1.0 , 1.05 y 1.14 (Ver Figura 4.32). Estos resultados indican que a pequeños asentamientos y por lo tanto a pequeñas deformaciones de la geomalla el incremento de la capacidad de soporte es mínimo, poniendo en evidencia que la geomalla de refuerzo requiere un cierto nivel de deformación para contribuir al incremento de la capacidad de soporte.

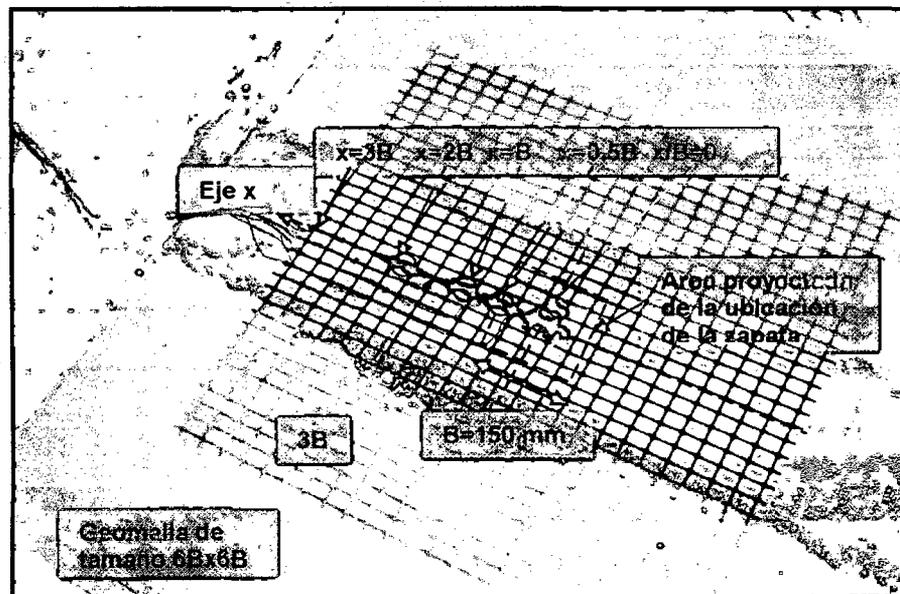


Figura 4.50. Vista general de la ubicación de las galgas de deformación y definición de la distancia relativa x/B desde el punto central de la geomalla.

Tabla 4.6. Valores de carga normalizada (N) y valores de deformación por tensión en la geomalla de refuerzo para la serie de ensayos A: A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).

Serie	Carga Normalizada $N=2q/(\gamma B)$	Deformación por Tensión (%) para una distancia relativa desde el centro de la zapata x/B									
		n=1				n=2			n=3		
		0.0	0.5	1.0	2.0	0	0.5	1	0.0	0.50	
A2	103	0.11	0.12	0.02	0.01						
	220	0.25	0.23	0.00	0.01						
	330	0.35	0.32	0.03	0.00						
	433	0.48	0.40	0.06	0.00						
	550	0.65	0.54	0.09	0.02						
	599	1.14	0.88	0.16	0.08						
	611	1.68	1.20	0.23	0.11						
	672	2.23	1.73	0.30	0.18						
	787	—	—	—	—						
	898	—	—	—	—						
959	—	—	—	—							
A3	103	0.00	0.07	0.00	0.00	0.05	0.05	0.00			
	220	0.08	0.15	0.05	0.00	0.04	0.05	0.00			
	330	0.18	0.22	0.09	0.02	0.08	0.08	0.00			
	433	0.24	0.26	0.13	0.04	0.12	0.10	0.01			
	550	0.33	0.33	0.19	0.09	0.20	0.13	0.01			
	599	0.38	0.37	0.20	0.10	0.21	0.14	0.00			
	611	0.44	0.39	0.22	0.11	0.22	0.14	0.00			
	672	0.95	0.55	0.35	0.20	0.35	0.20	0.05			
	787	1.88	1.01	0.59	0.33	0.76	0.31	0.13			
	898	—	—	—	—	—	—	—			
959	—	—	—	—	—	—	—				
A4	103	0.00	0.01	0.02		0.04	0.01		0.00	0.00	
	220	0.06	0.02	0.03		0.07	0.03		0.01	0.01	
	330	0.10	0.05	0.04		0.09	0.06		0.03	0.02	
	433	0.15	0.08	0.04		0.09	0.08		0.05	0.03	
	550	0.18	0.12	0.04		0.10	0.11		0.07	0.04	
	599	0.20	0.14	0.04		0.11	0.13		0.08	0.05	
	611	0.20	0.14	0.04		0.10	0.13		0.08	0.05	
	672	0.23	0.17	0.05		0.17	0.17		0.09	0.06	
	788	0.26	0.26	0.07		0.10	0.24		0.12	0.09	
	898	0.70	0.76	0.09		0.46			0.16	0.18	
959	0.81	0.82	0.15		0.58			0.17	0.20		

Las deformaciones por tensión en un sistema de arena reforzada con dos o tres capas de geomallas indican una disminución de la deformación de la geomalla conforme estas se ubican por debajo de la superficie (ver Tabla 4.6), esto es un indicador indirecto de la atenuación de esfuerzos en la masa de arena reforzada.

La disminución de la deformación de la geomalla en función de la profundidad se puede observar a través de las Figuras 4.54 hasta 4.62. Por ejemplo, para la arena reforzada con tres capas de geomalla se tiene que para un valor de carga normalizada $N=959$ la deformación de la primera, segunda y tercera capa de geomalla en $x/B=0.0$ es de 0.81%, 0.58% y 0.17% (ver Tabla 4.6 y Figuras 4.60, 4.61 y 4.62). Esto indicaría que las deformaciones para una cuarta o quinta capa de geomalla tomarían valores muy pequeños (menores a 0.17%), por lo que la contribución de estas capas de geomallas al incremento de la capacidad de soporte de la arena reforzada sería mínima, es decir la profundidad de reforzamiento (d) debería estar limitada a $4/3B \sim 5/3B$. En adición, para $N=959$, la deformación de la primera capa de geomalla en $x/B=1.0$ alcanza el valor de 0.15%; este resultado indicaría que para $x/B > 1.0$ la deformación de la primera capa de geomalla debería ser menor a 0.15% es decir más allá de $x/B > 1.0$ las deformaciones por tensión serían insignificantes y proporcionarían un incremento insignificante en la capacidad de soporte, ver Figura 4.60. Chen (2007) indica que la deformación por tensión es insignificante a una distancia desde el centro de la zapata de $2.5B \sim 3.0B$, donde B es el ancho de la zapata modelo.

Para el caso de un arena reforzada con un sistema de 3 capas de geomalla tal como es el ensayo A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$) la capacidad de soporte ha sido incrementada considerablemente con respecto al suelo sin refuerzo y a los ensayos A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) como se muestra en la Figura 4.31. Esto se debe a que cada capa de geomalla contribuye a restringir la deformación lateral del suelo debido al efecto de fricción entre la arena de relleno y cada capa de geomalla, formando una masa global confinada y reduciendo la deformación vertical. De las Figuras 4.60, 4.61 y 4.62 que han sido obtenidas de la Tabla 4.6 se tiene, por ejemplo, que para un valor de carga normalizada $N=611$ ($s/B=4.2\%$) la deformación por tensión a distancias relativas de $X/B=0.0$, 0.5 y 1.0 en la primera geomalla es 0.20%, 0.14% y 0.04% respectivamente; la deformación por tensión a distancias relativas de $X/B=0.0$ y 0.5 en la segunda geomalla es 0.10% y 0.13% respectivamente y la deformación por tensión a distancias relativas de $X/B=0.0$ y 0.5 en la tercera geomalla es 0.08% y 0.05 respectivamente.

Si se comparan los valores de deformación por tensión y los beneficios del reforzamiento en el incremento de la capacidad de soporte para los ensayos A2($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), A3($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$) y A4($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$) se tiene que por ejemplo para un asentamiento relativo $s/B=4\%$ los valores de la deformación por tensión máxima (en $x/B=0.0$) en la primera capa de geomalla son de $\sim 0.48\%$, $\sim 0.29\%$ y $\sim 0.19\%$ respectivamente (ver Figuras 4.52, 4.55 y 4.59) y los valores de la relación de capacidad de soporte BCRs son de 1.21 y 1.40 y 1.60 respectivamente (ver Tabla 4.5). A pesar que para el ensayo A2($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) se ha desarrollado una mayor deformación y por lo tanto una mayor activación de los esfuerzos de tensión en la primera capa de geomalla ($\sim 0.48\% > \sim 0.29\% > \sim 0.19\%$) el incremento de la capacidad de soporte ha resultado menor (BCRs: $1.21 < 1.40 < 1.60$) siendo el mayor incremento de la capacidad de soporte para el sistema de arena reforzada con 3 capas de geomallas. De estos resultados se concluye que en un sistema de arena reforzada con varias capas de geomallas, parte de la carga aplicada es tomada y redistribuida en cada una de estas capas, produciéndose una menor activación de las deformaciones de tensión en cada capa de geomalla y un mayor incremento de la capacidad de soporte.

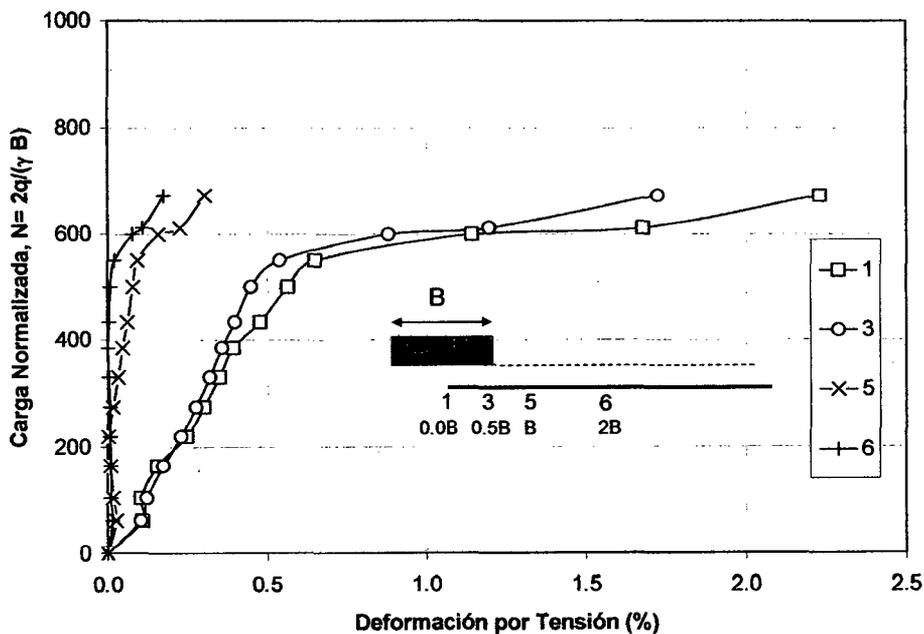


Figura 4.51. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

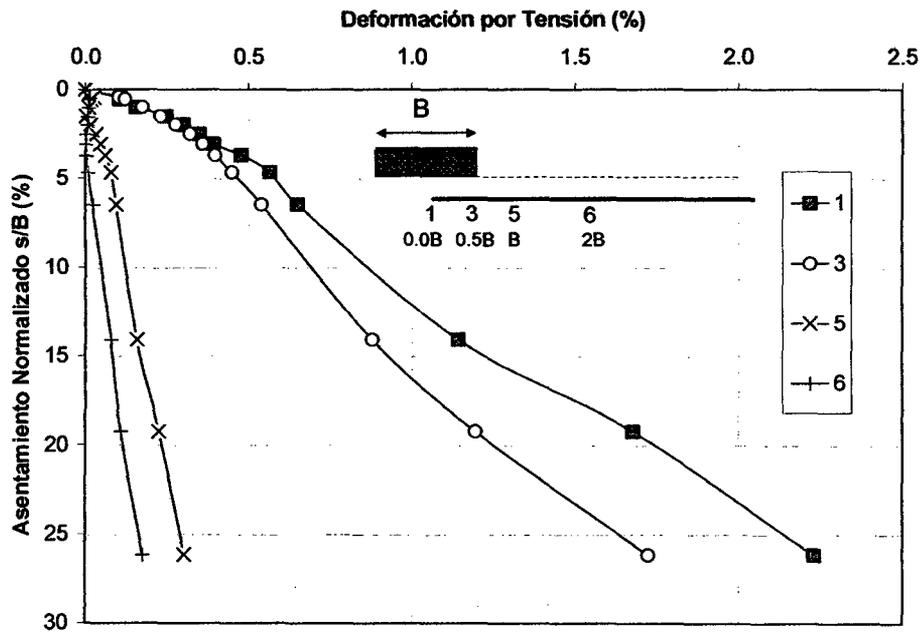


Figura 4.52. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

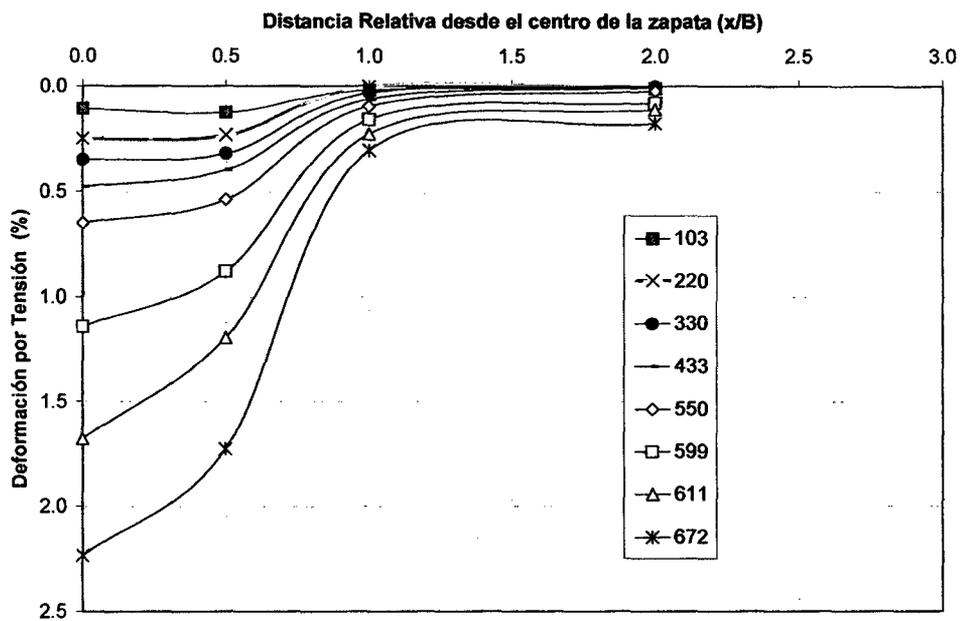


Figura 4.53. Deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A2 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

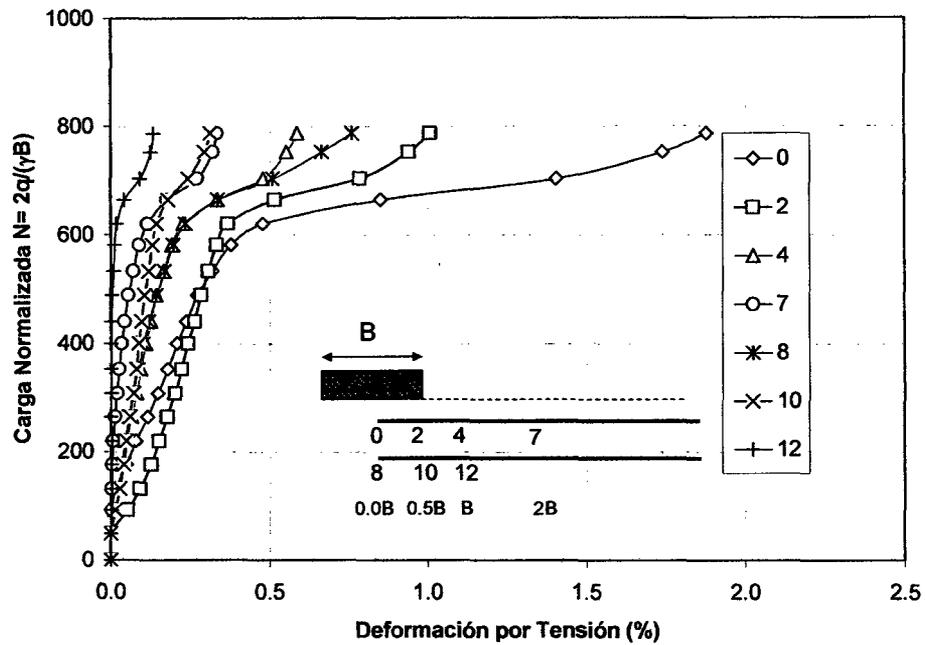


Figura 4.54. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

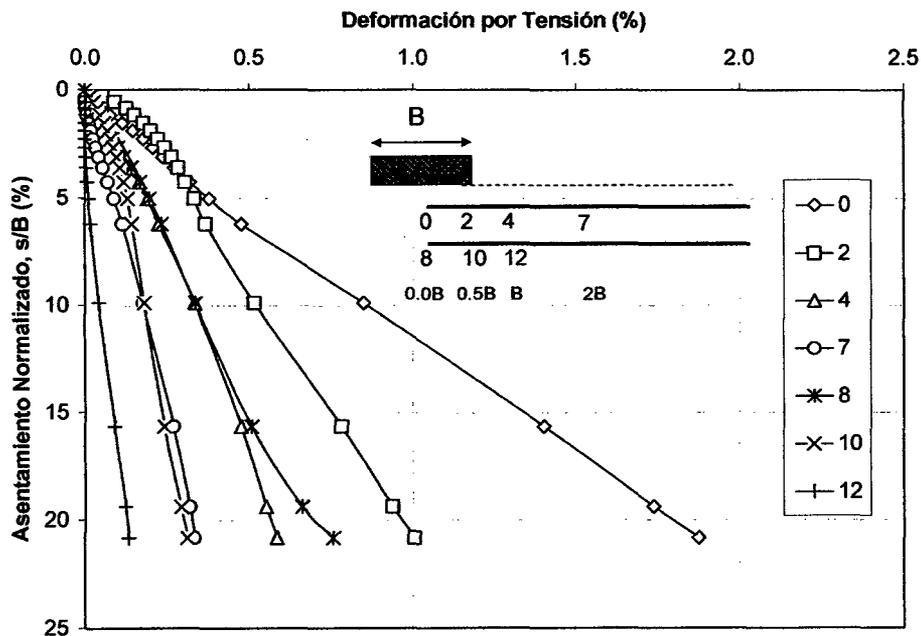


Figura 4.55. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

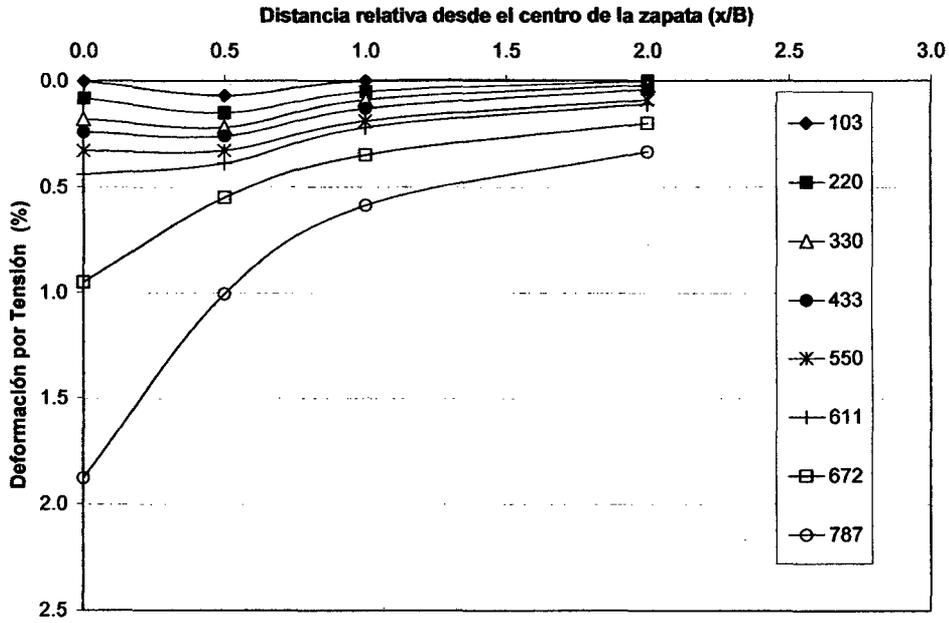


Figura 4.56. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

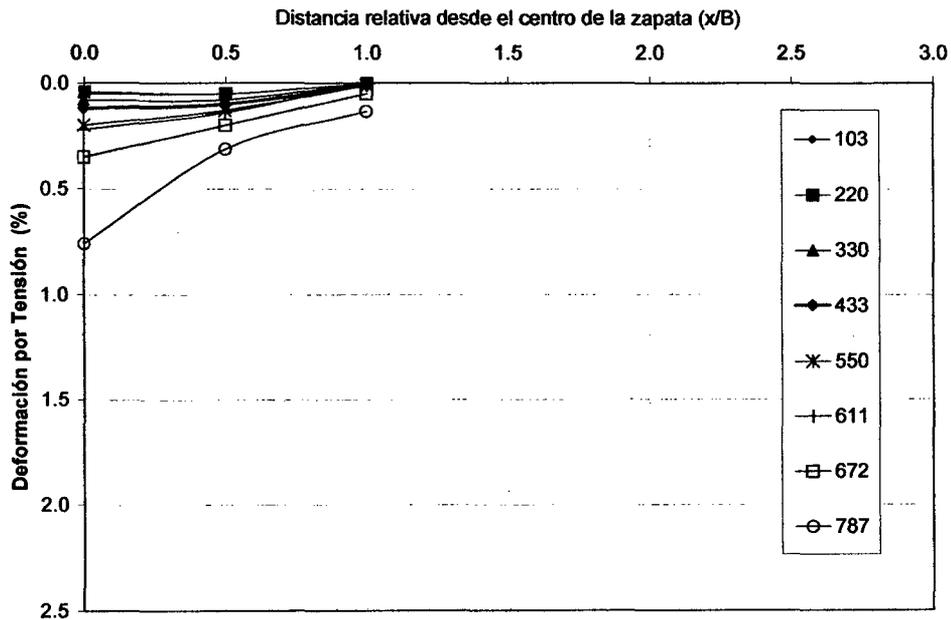


Figura 4.57. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A3 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

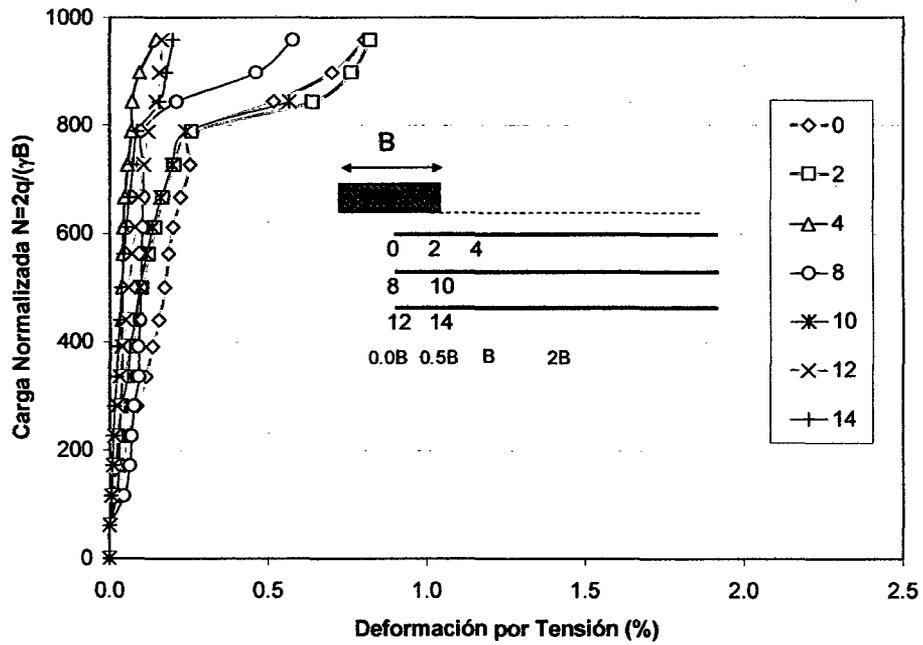


Figura 4.58. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).

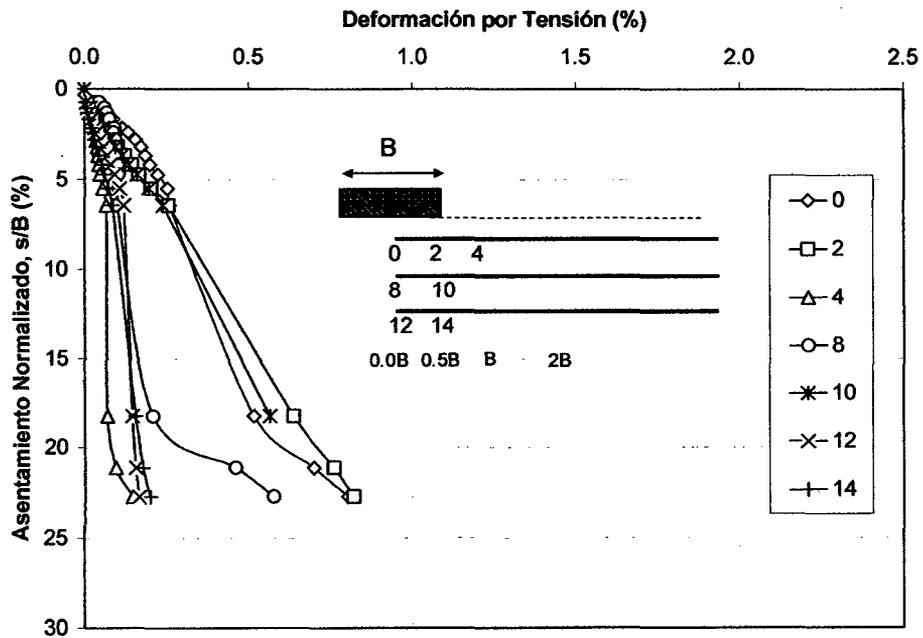


Figura 4.59. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).

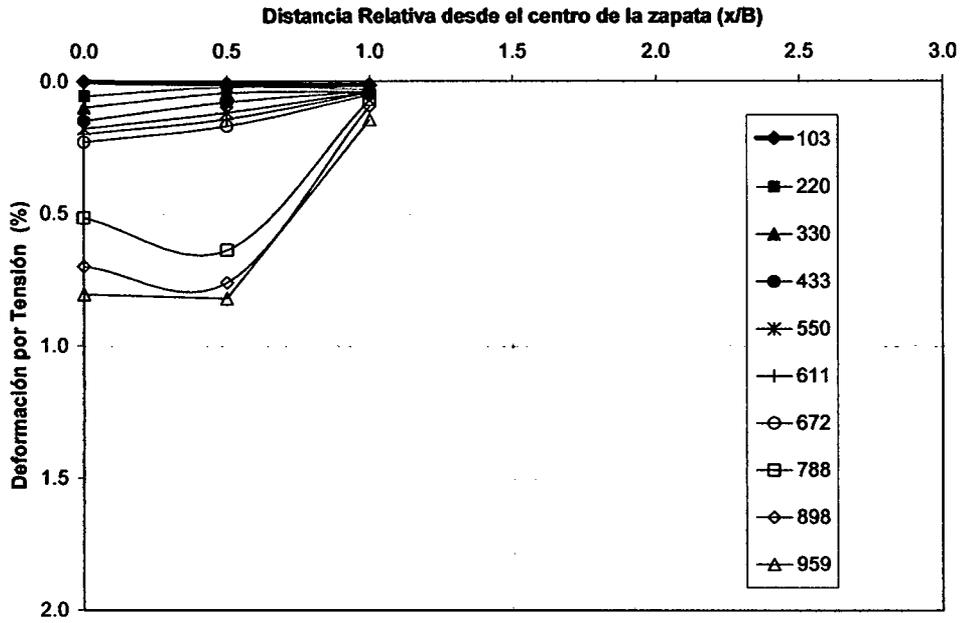


Figura 4.60. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).

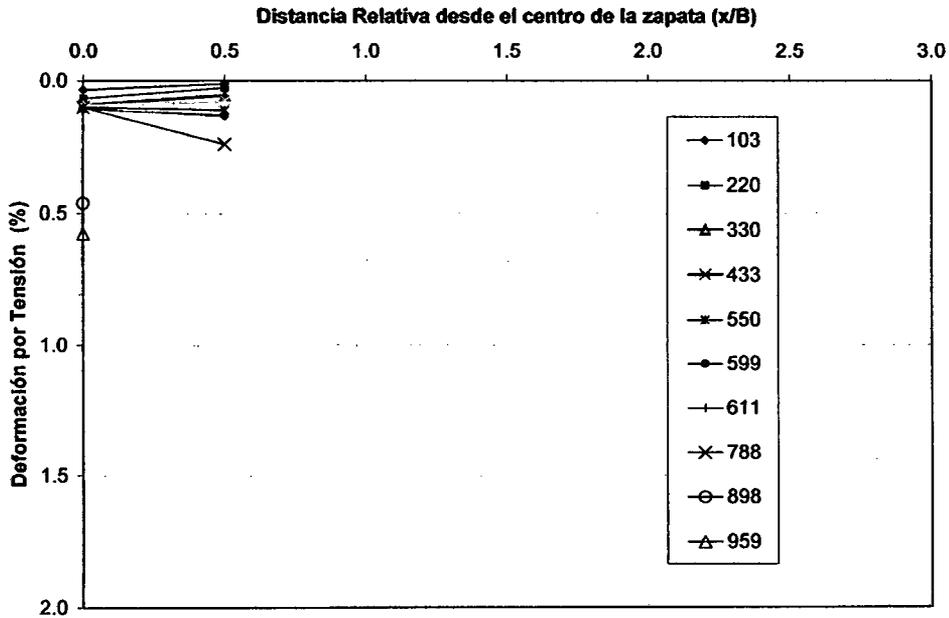


Figura 4.61. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$).

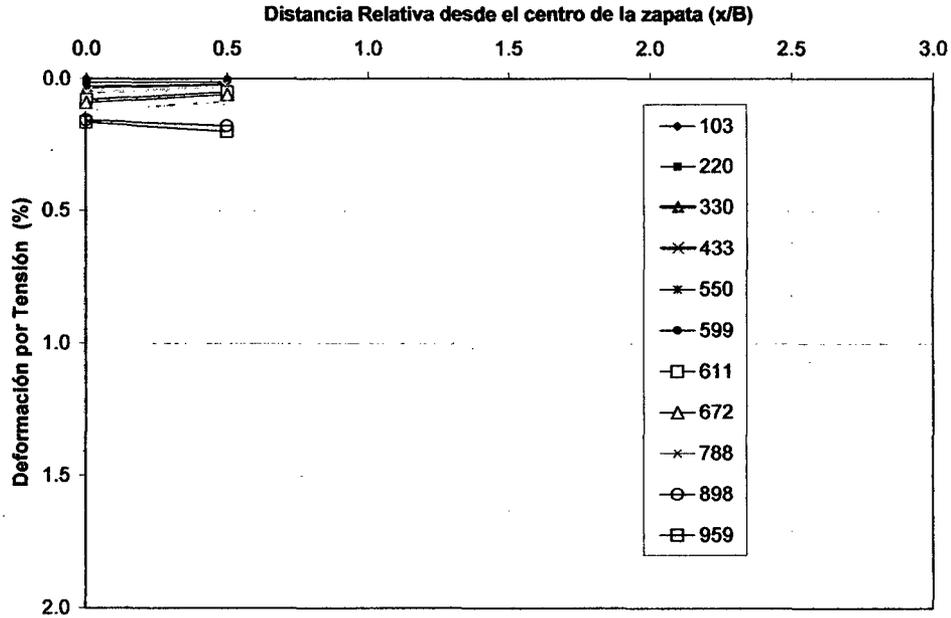


Figura 4.62. Deformación por tensión a lo largo de la tercera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie A4 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=3$)

SERIE C

Es de esperar que las deformaciones por tensión obtenidas de esta serie de ensayos resulten semejantes o iguales a los resultados obtenidos de la serie de ensayos A correspondiente a un estrato homogéneo de arena de densidad relativa de 55% ($\sim 1.48\text{g/cm}^3$). La Tabla 4.7 muestra la deformación por tensión para los ensayos C3, C4 y C6. La Tabla 4.8 se ha elaborado a partir de las Tablas 4.6 y 4.7 para tratar de observar la diferencia entre las deformaciones de los ensayos A y C. Se puede notar que esta diferencia es mínima cuyo valor máximo es de -0.13% .

La deformación por tensión para una sola capa de geomalla de refuerzo con respecto de su ubicación desde la superficie ($u=1/3B$ y $u=2/3B$) ha sido estudiada comparando los resultados de los ensayos C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$). De los resultados de estos ensayos se tiene por ejemplo que para un mismo valor de carga normalizada $N=433$ y en $x/B=0$ el valor de deformación por tensión para la capa de geomalla ubicada a $u=1/3B$ es de 0.52% y para la capa de geomalla ubicada a $u=2/3B$ es de 0.29% . Este resultado

es esperado ya que el esfuerzo en la masa de arena decrece con la profundidad, por lo tanto el esfuerzo sobre la malla a mayor profundidad activa menos la deformación de ésta.

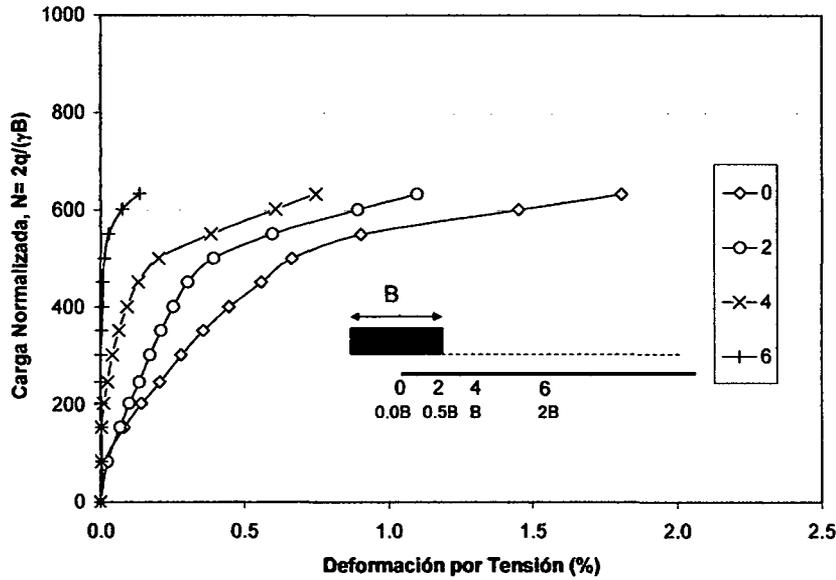


Figura 4.63. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

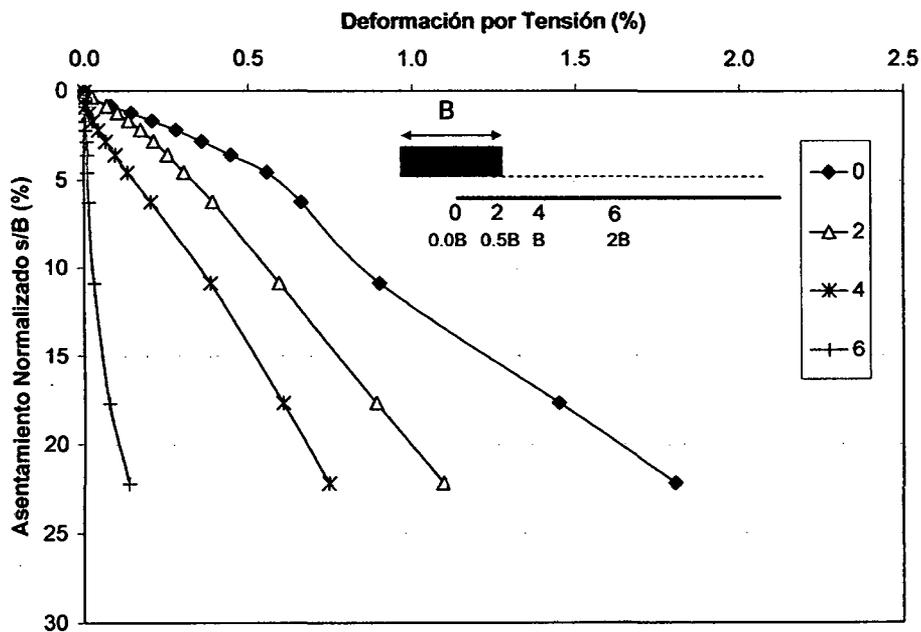


Figura 4.64. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

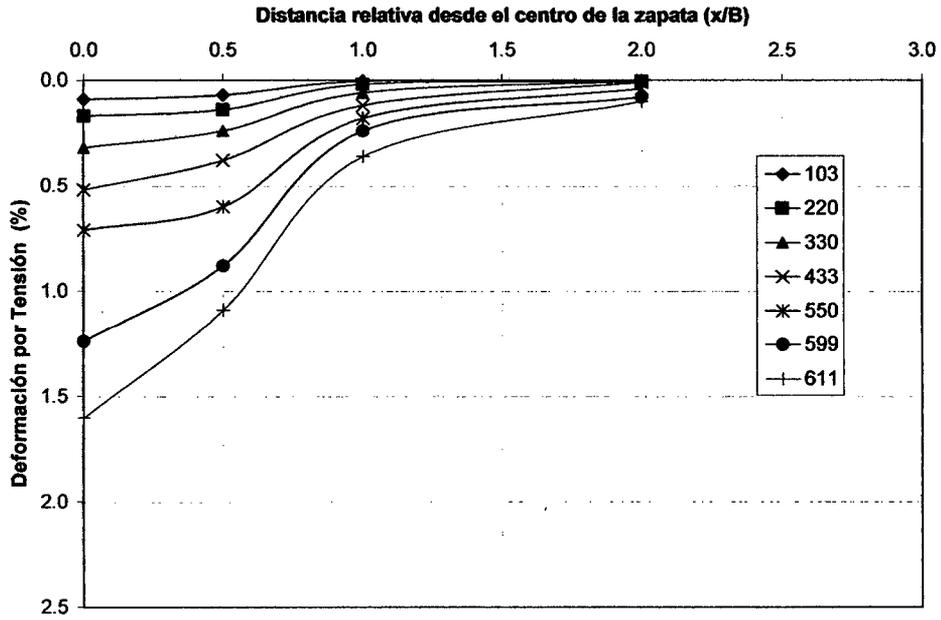


Figura 4.65. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

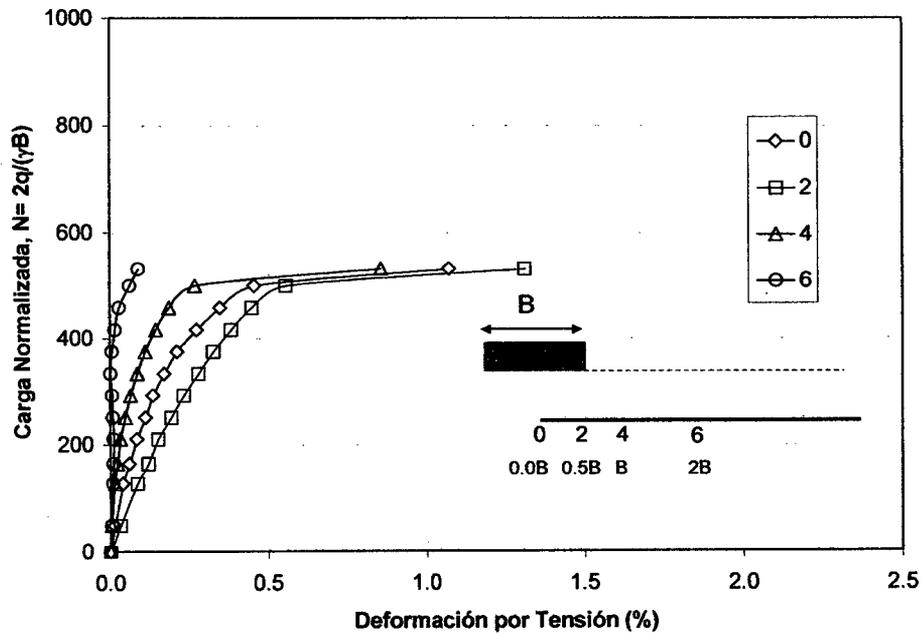


Figura 4.66. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$).

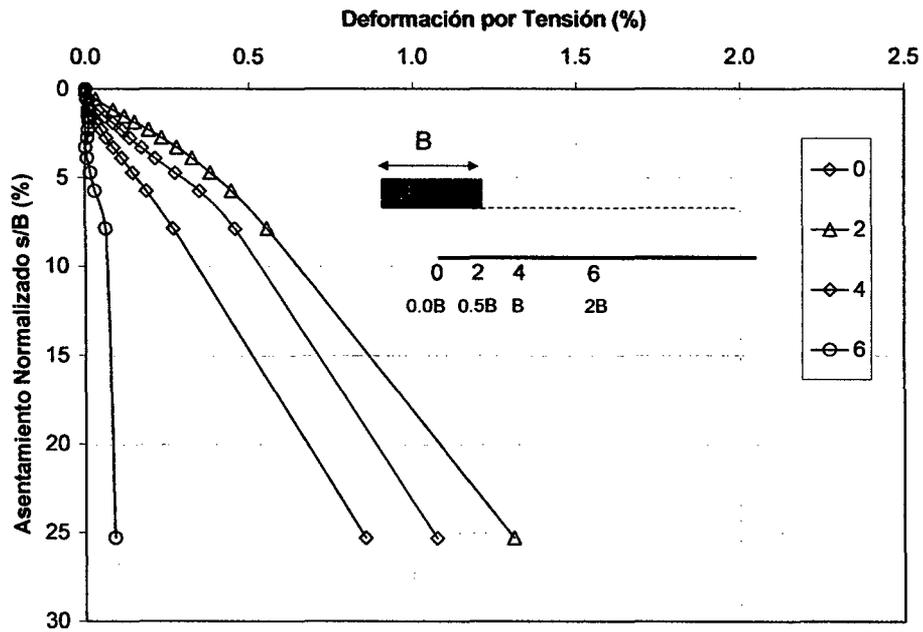


Figura 4.67. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=3$).

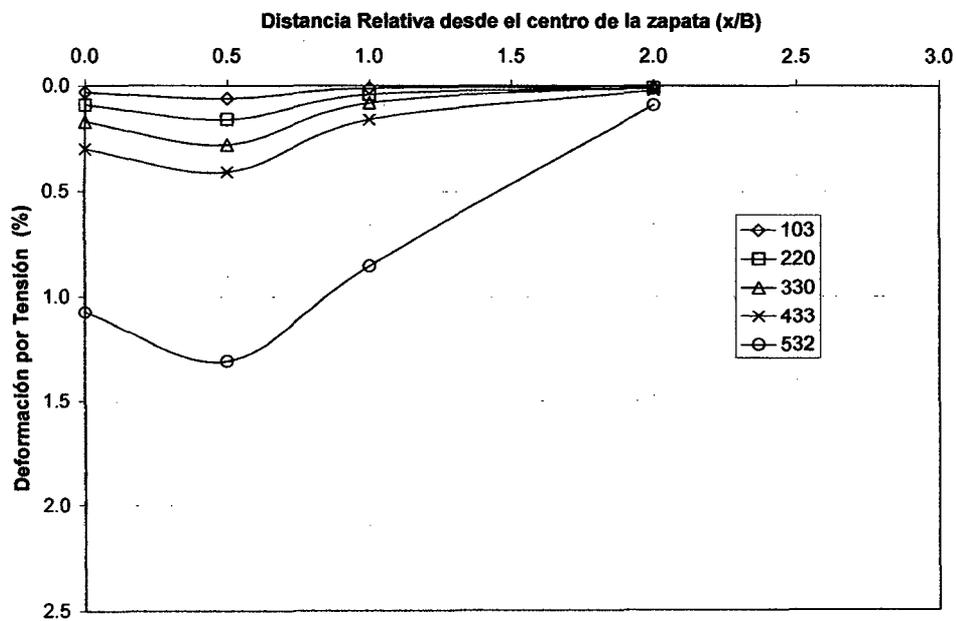


Figura 4.68. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$).

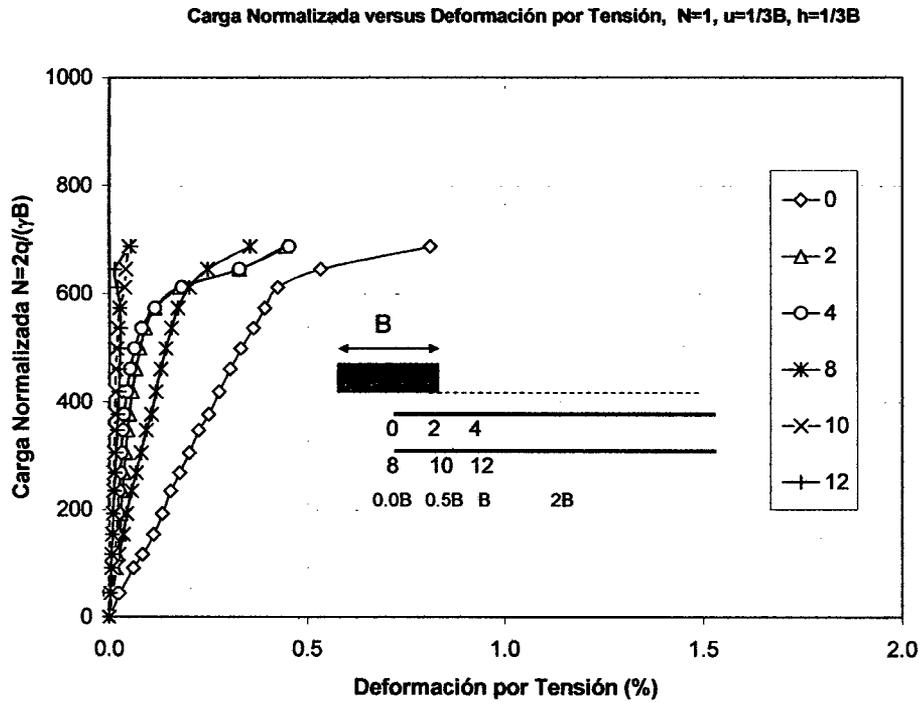


Figura 4.69. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C6 ($u=1/3B, h=1/3B, n=2$).

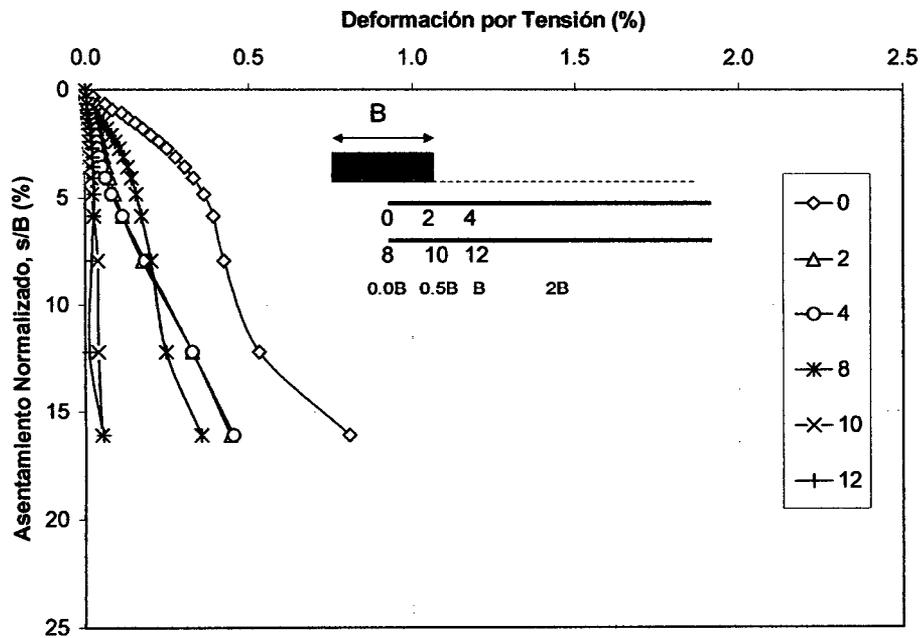


Figura 4.70. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie C6 ($u=1/3B, h=1/3B, n=2$).

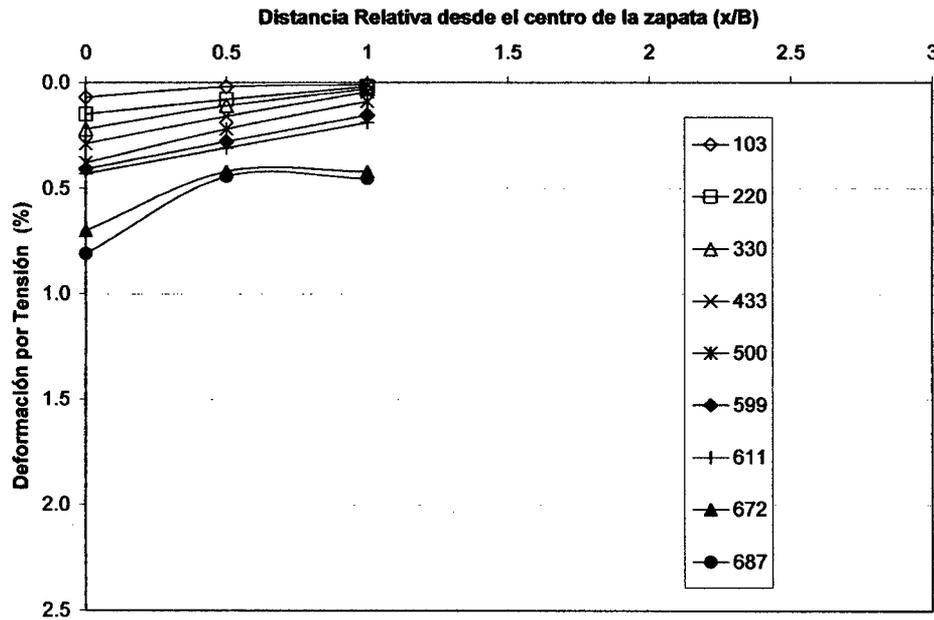


Figura 4.71. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

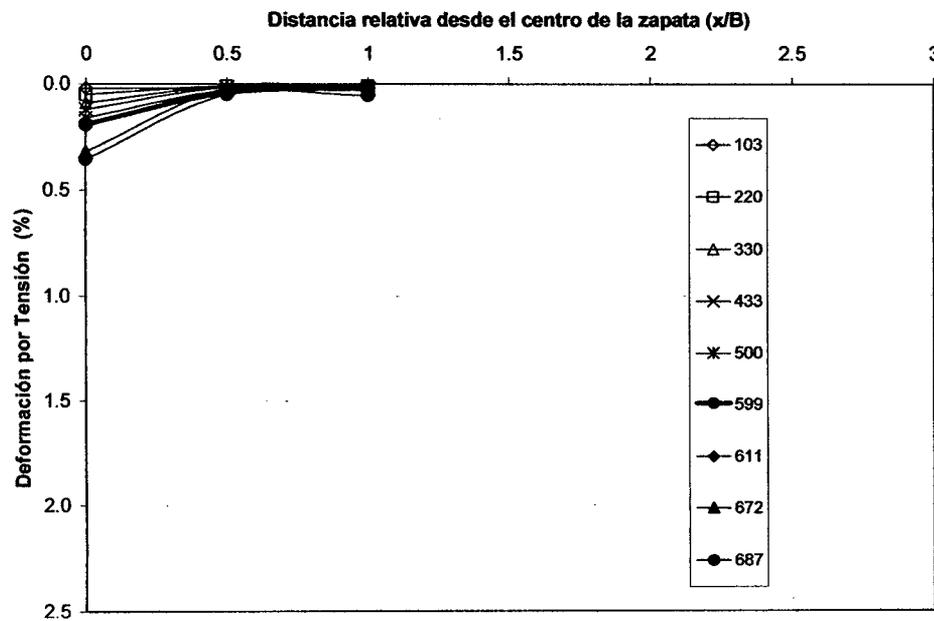


Figura 4.72. Deformación por tensión a lo largo de la segunda capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

Tabla 4.7. Valores de carga normalizada (N) y valores de deformación por tensión en la geomalla de refuerzo para la serie de ensayos C: C3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$), C4 ($u=2/3B$, $h=0$, $n=1$) y C6 ($u=1/3B$, $h=1/3B$, $n=2$).

Serie	Carga Normalizada $N=2q/(\gamma B)$	Deformación por Tensión (%) para una distancia relativa desde el centro de la zapata X/B						
		n=1				n=2		
		0.0	0.5	1.0	2.0	0.00	0.50	1.00
C3	103	0.09	0.07	0.01	0.01			
	220	0.17	0.14	0.02	0.01			
	330	0.32	0.24	0.06	0.01			
	433	0.52	0.38	0.12	0.01			
	550	0.71	0.60	0.18	0.04			
	599	1.24	0.88	0.24	0.08			
	611	1.60	1.09	0.36	0.10			
	672	---	---	---	---			
	898	---	---	---	---			
	959	---	---	---	---			
C4	103	0.03	0.06	0.01	0.01			
	220	0.09	0.16	0.04	0.01			
	330	0.17	0.28	0.08	0			
	433	0.29	0.41	0.16	0.02			
	532	1.07	1.31	0.86	0.09			
	611	---	---	---	---			
	672	---	---	---	---			
	898	---	---	---	---			
	959	---	---	---	---			
	C6	103	0.07	0.02	0.01		0.02	0.02
220		0.15	0.08	0.02		0.05	0.01	0.01
330		0.22	0.11	0.03		0.09	0.01	0.01
433		0.29	0.16	0.05		0.12	0.02	0.03
500		0.38	0.22	0.09		0.16	0.03	0.03
599		0.41	0.28	0.16		0.19	0.04	0.02
611		0.43	0.31	0.19		0.20	0.04	0.02
672		0.70	0.42	0.42		0.32	0.02	0.02
687		0.81	0.44	0.45		0.36	0.05	0.05
898		---	---	---	---	---	---	---
959		---	---	---	---	---	---	---

4.7.2 Distribución de deformaciones en la geomalla de refuerzo dentro de una masa de arena de densidad suelta.

SERIE B:

La distribución de deformaciones por tensión se muestra en la Tabla 4.9 para distintos valores de carga normalizada N. Los ensayos B3 y B4 han sido

desarrollados bajo las mismas condiciones: conformación del estrato de suelo arenoso ($D_r \sim 29\%$, etc), el reforzamiento con una capa de geomalla ($u=1/3B$) y las mismas condiciones de aplicación de carga. Los valores de deformación por tensión para ambos ensayos son semejantes (ver Figuras 4.73 y 4.74), por ejemplo en $x/B=-1.0$ y $x/B=1.0$ para un valor de carga normalizada $N=94$, se tiene para el ensayo B3 los valores de 0.04% y 0.07% y para el ensayo B4 los valores de 0.04% y 0.07%. De la Tabla 4.9 se puede observar que la diferencia entre resultados es casi insignificante. Esto indicaría como aceptable la repetición de ensayos pues se obtienen resultados iguales.

Tabla 4.8. Comparación de las deformaciones por tensión en la geomalla de refuerzo obtenidas para los de la serie de ensayos A y C.

Carga Normalizada $N= 2q/(\gamma B)$	Deformación por Tensión (%) para una distancia relativa desde el centro de la zapata X/B							
	0.0	0.5	1.0	2.0	0	0.5	1	2
	Diferencia de deformaciones por tensión							
	A2-C3				A3-C6			
103	0.02	0.05	0.01	0.01	-0.07	0.05	-0.01	
220	0.08	0.09	-0.02	0.00	-0.07	0.07	0.03	
330	0.03	0.08	-0.03	0.00	-0.04	0.11	0.06	
433	-0.04	0.02	-0.06	-0.01	-0.05	0.10	0.09	
599	-0.10	0.00	-0.08	0.00	-0.03	0.09	0.05	
611	0.08	0.11	-0.13	0.01	0.01	0.08	0.03	

La Figura 4.75 muestra la distribución de deformaciones a distancias relativas $x/B = -1.0, 0.0$ y 1.0 en la geomalla de refuerzo para diversos valores de carga normalizada. Así por ejemplo, para un valor de carga normalizada $N= 189$ ($s/B= 19\%$) se tiene una deformación de la geomalla de 1.7% en $x/B=0.0$. Este nivel de deformación producido por la aplicación de un valor pequeño de carga puede ser atribuido a la densidad suelta de la arena de relleno ($D_r \sim 29\%$) la cual no produce el confinamiento necesario para inhibir el desplazamiento vertical excesivo. Adams y Collin (1997) mostraron que para una capa de refuerzo hay un mejoramiento si la arena de relleno está compactada a una densidad relativa alta, así la transferencia de esfuerzos al refuerzo ocurre antes de que ocurra grandes deformaciones del suelo.

Tabla 4.9. Valores de carga normalizada (N) y valores de deformación por tensión en la geomalla de refuerzo para la serie de ensayos B: B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$) y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

Serie	Carga Normalizada $N= 2q/(\gamma B)$	Deformación por Tensión (%) para una distancia relativa desde el centro de la zapata X/B		
		n=1		
		-1.0	0.0	1.00
B3	47	-0.01	0.14	0.03
	94	0.04	0.36	0.07
	141	0.23	0.91	0.19
	189	0.48	1.70	0.37
B4	47	0.01	---	0.02
	94	0.04	---	0.07
	141	0.16	---	0.17
	189	0.40	---	0.32

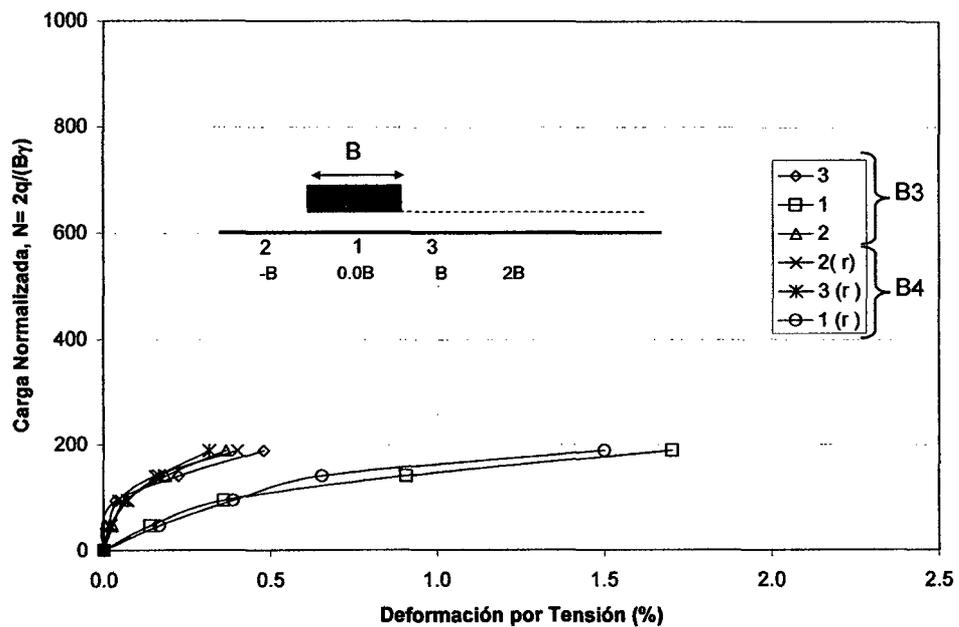


Figura 4.73. Carga normalizada (N) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie B3 y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

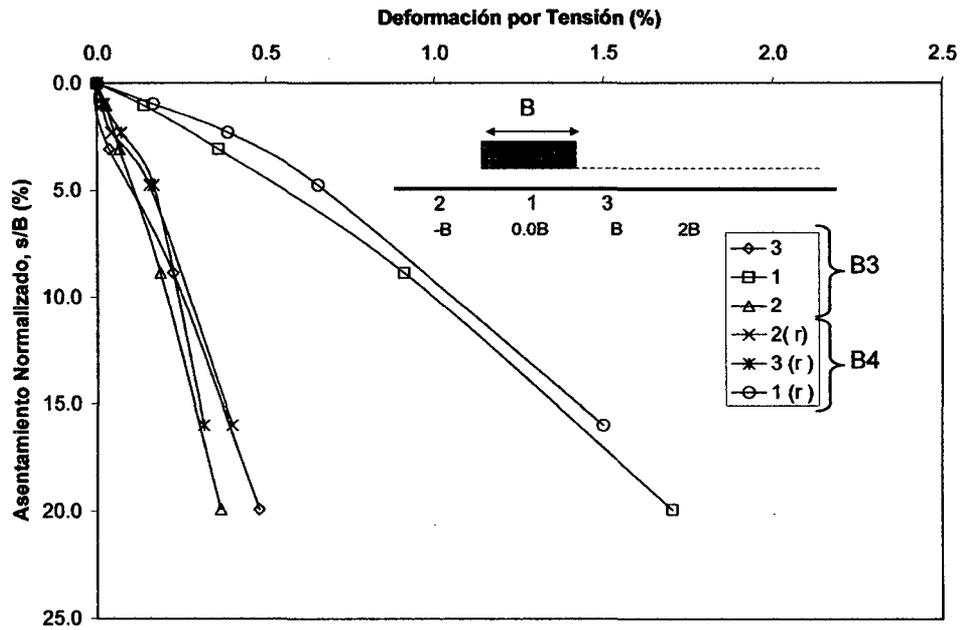


Figura 4.74. Asentamiento normalizado (s/B) versus deformación por tensión a lo largo de la geomalla de refuerzo para la serie B3 y B4 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

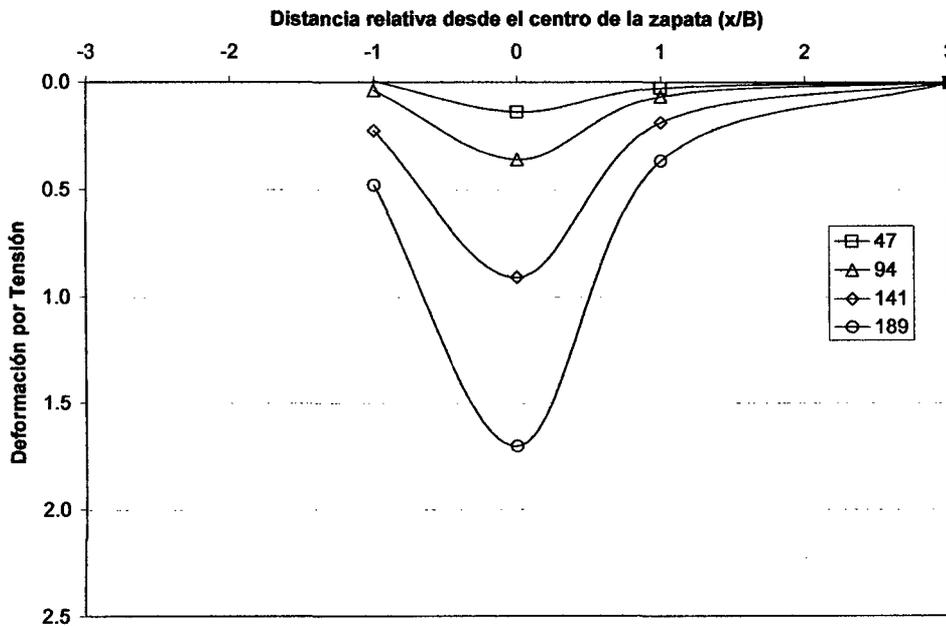


Figura 4.75. Deformación por tensión a lo largo de la primera capa de geomalla de refuerzo para varios valores de carga normalizada (N) para la serie B3 ($u=1/3B$, $h=0$, $n=1$).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En esta tesis se han realizado diversos ensayos en laboratorio los cuales han comprendido: ensayos en laboratorio de la geomalla de refuerzo, de la arena de relleno y los ensayos de capacidad de soporte a pequeña escala. De los resultados encontrados se puede concluir lo siguiente.

1. La inclusión de la geomalla como material de refuerzo en una masa de arena contribuye al incremento de la capacidad de soporte y a la disminución del asentamiento comparado con una masa de arena sin refuerzo.
2. Ubicando la primera capa de geomalla a $u=1/3B$ debajo de la zapata se obtiene mejores beneficios en la capacidad de soporte arena de densidad media (densidad relativa $\sim 55\%$).
3. La capacidad de soporte de la arena reforzada se incrementa con el incremento del número de capas de geomallas y por lo tanto con el incremento de la profundidad de reforzamiento (d) para un mismo espaciamiento ($u=h=1/3B$). La profundidad de reforzamiento relativa (d/B) alcanzada en los ensayos de esta tesis fue de 1.0 B.
4. A pequeños valores de asentamiento relativo ($s/B < \sim 1.5\%$) el incremento de la capacidad de soporte es insignificante independiente del número de capas de geomallas de refuerzo.
5. El incremento de la capacidad de soporte para una arena de densidad suelta ($D_r \sim 29\%$) reforzado con una capa de geomalla es insignificante. Este resultado indica que la densidad suelta de la arena de relleno no produce el confinamiento necesario para inhibir el desplazamiento vertical excesivo y que la arena de relleno debería tener un grado de compacidad

- adecuado (densidad relativa alta) para activar las fuerzas de tensión en la geomalla antes de que se produzca grandes asentamientos.
6. Para una masa de arena no reforzada de densidad relativa de ~55%, se ha observado que la profundidad de la zona de corte se desarrolla aproximadamente hasta una profundidad máxima de $4/3B \sim 5/3B$, por lo tanto es esperado que la profundidad de la zona de corte para el caso de la misma arena reforzada con capas de geomallas sea menor que $4/3B \sim 5/3B$. Este hecho indicaría que el estrato de suelo debajo de $4/3B \sim 5/3B$ desde la superficie no debería tener influencia en la capacidad de soporte del suelo no reforzado y reforzado.
 7. Las deformaciones desarrolladas a lo largo de la geomalla de refuerzo están directamente relacionadas con el asentamiento inducido debido a la aplicación de carga.
 8. Para un sistema reforzado con 3 capas de geomalla, la distribución de deformación por tensión con la profundidad indica una disminución de la deformación de la geomallas conforme estas se ubican por debajo de la superficie. Esto indicaría que el incremento de la capacidad de soporte sería mínima para capas adicionales de refuerzo.

Finalmente, se recomienda que: los ensayos experimentales (geomalla de refuerzo, arena de relleno, capacidad de soporte, etc.) deben ser realizados bajo las mismas condiciones a fin de obtener resultados comparables y discutibles. Además, en lo que respecta la instrumentación electrónica, los principios de operación de cualquier tipo de sensor deben ser bien entendidos para optimizar las mediciones para condiciones específicas de operación; la selección de sus características pueden ser muy importantes para obtener la precisión adecuada en las mediciones y contribuir a una fácil instrumentación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. Adams, M. T. y Collin, J.G. (1997) "Large model spread footing load test on geosynthetic reinforced soil foundation". *Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, ASCE*, 123 (1): 66-72.
2. Al-refeai, T. (1993) "Model test on strip footing on reinforced sand". *King Saud. University, Eng. Sci.*, 4(2): 155-169.
3. Bathurst, R.J., Allen, T.M., y Walters, D.L. (2002) "Short-term strain and deformation behavior of geosynthetic walls at working stress conditions", *Geosynthetics International*, 9 (5-6): 451-482.
4. Bathurst, R. J., Blatz, J. A. y Burger, M. H. (2003) "Performance of instrument large scale unreinforced and reinforced embankment loaded by strip footings to failure". *Canadian Geotechnical Journal*, 40: 1067-1083.
5. Bathurst, R.J., Walters, D., Vlachopoulos, N., Burgess, P., y Allen, T.M. (2000) "Full scale testing of geosynthetic reinforced walls", Keynote paper, *Advances in transportation and geoenvironmental systems using geosynthetics*, Zornberg, J.G. and Christopher, B.R., Editors, ASCE Special Publication No. 103, Proceedings of sessions of GeoDenver 2000 Conference, Denver, Colorado, USA, August 2000, pp. 201-217.
6. Bovolenta, R. y Berard, R. (2005) "Prediction of shallow foundation settlements by stiffness-strain factors". 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, Japan.
7. Bowles J. (2000) "Foundation and Design". Wiley and Sons, Inc. New York.
8. Briaud J. L. (2004) "Load settlement curve approach". Department. of Civil Engineering, Texas, A&M University, College Station, Texas, USA.

21. Elvidge C. B. (1999) "Effect of reinforced length on the bearing capacity footings on shallow granular layer". Thesis submitted for degree of Master of Science. Queen University, Kingston, Ontario, Canada.
22. Fakher A., y Jones C. J. F (1996) "Discussion of 'Bearing capacity of rectangular footings on geogrid reinforced sand' by Yetimoglu T., Wu H., Saglamer A. " Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(12), 326-327.
23. Farrag, K. y Morvant, M. (2004) "Evaluation of interaction properties of geosynthetics in cohesive soils: LTRC Reinforced-Soil Test Wall". Technical Report, Louisiana Department of Transportation and Development.
24. Fellenius y Altaee (1994) "Stress y settlement of footings in sand". Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Conference on Vertical and Horizontal Deformations for Foundations and Embankments, Geotechnical Special Publication, GSP, No. 40, College Station, TX, June 16 - 18, 1994, 2: 1760 - 1773.
25. Fragasy, R. J. y Lawton, E. (1984) "Bearing capacity of reinforced sand subgrades". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110 (10): 1500-1507.
26. Gabr, M. A., Dodson, R. y Collin, J. G. (1998) "A study of stress distribution in geogrid reinforced sand". Geosynthetic in Foundation Reinforcement and Erosion Control System. ASCE, 76: 1-18.
27. Gualco, D. y Berardi, R. (2005) "Effects of geosynthetics reinforcement on bearing capacity and settlement of shallow Foundations". 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, Japan.
28. Huang C. C. y Hong, L. (2000) "Ultimate bearing capacity and settlement of footing on reinforced sandy ground". Soils and Foundations, 40 (5): 65-73.
29. Huang, C. C., y Tatsuoka, F. (1990) "Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground." Geotextile and Geomembrane, 9(1): 51-82.
30. Hettler y Gudehus (1988) "Influence of the foundation width on the bearing capacity factor". Soils and Foundations, 28(4): 81-92.

9. Briaud J. L. y Gibbens R. (1999) "Behavior of five large spread footings in sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125 (9):164-172.
10. Cernica, J. N. (1995) "Geotechnical Engineering: Soil Mechanics". Wiley and Sons, Inc. New York.
11. Chen, Q. (2007) "An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation". Submitted to the Louisiana State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
12. Consoli, N. C., Casagrande M. D. T, Prietto P. D. M., y Thome, A. (2003) "Plate load test on fiber-reinforced soil" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 129(10): 24-32.
13. Daigle L. y zhao, J. Q. (2004) "The influence of temperature on earth pressure cells readings". *Canadian Geotechnical Journal*, 41: 551-559.
14. Das, B. M. (1998) "Dynamic loading in foundation on reinforced sand". *Geosynthetic in Foundation Reinforcement and Erosion Control System*. ASCE, 76: 19-33.
15. Das, B. M. (2001) "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". Cuarta Edición. International Thomson Editores.
16. Das, B. M., Omar, M. T. y Shin E. C. (2004) "Developments on the bearing capacity of shallow foundation on geogrid reinforced soil. A Review". California State University Sacramento USA.
17. Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers (1992) "Engineering and design: Bearing Capacity of Soils". Engineer manual EM 1110-1-1905.
18. Duca, V. (2001) "Étude expérimentale des composantes normales des contraintes totales en laboratoire et in situ". Thèse présentée pour l'obtention du diplôme de Docteur, de L'école Nationale des Ponts et Chaussées.
19. Dunncliff, J. y Gordon E. G. (1998) "Geotechnical instrumentation for monitoring field performance". John Wiley and Sons, New York.
20. Dyer, M. R. (1985) "Observation of stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement". Thesis Submitted for Degree of Doctor of Philosophy. University of Oxford.

31. Ketchart K. y Wu J. T. H. (2001) "Performance of geosynthetic reinforced soil under preloading conditions". Federal Highway Administration, Report No.FHWA-RD-01-018.
32. Kotake, N., Tatsuoka, F., Tanaka, T., Siddiquee, M.S.A., y Huang, C.C. (2001) "FEM simulation of the bearing capacity of reinforced sand ground subjected to footing load", *Geosynthetics International*, 8(6): 501-549.
33. Lee J. y Salgado R. (2001) "Estimation of footing settlement in sand". *The International Journal of Geomechanics*, 2(1): 1-28
34. Li, C., Merry, S. M. y Lawton, E. C. (2005) "Performance of spread footings on subgrades reinforced with geogrids and geojacks". Report, Civil Engineering. Dept., University of Utah.
35. Love, J. P. (1984) "Model testing of geogrids in in paved roads". Thesis Submitted for Degree of Doctor of Philosophy. University of Oxford, Oxford, U.K.
36. Martínez, J. A. (1991) "Mecánica de Suelos". Editorial Universidad San Martín de Porres.
37. Merifield, R. S., Sloan, S. W. y Yu, H. S. (1999) "Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays". *Geotechnique*, 49(4): 471-490.
38. Michalowski, R. L. (2004) "Limit loads on reinforced foundation soils". *Journal Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130(4): 1090-0241.
39. Michalowski, R. L., y Zhao, A. (1995) "Continuum versus structural approach to stability of reinforced soil." ". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 121(2): 152-162.
40. Omar, M. T., Das, B. M., Puri, V. K., y Yen, S. C. (1993) "Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement." *Canadian Geotechnical Journal*, 30: 545-549.
41. Palmeira, E. M. (1987) "The study of soil reinforced interaction by means of large scale laboratory test". Thesis Submitted for Degree of Doctor of Philosophy. University of Oxford.
42. Patra, C .R., Mandal, J. N. y Das, B. M. (2005) "Ultimate bearing capacity of shallow foundation on geogrid-reinforced sand". 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, Japan.

43. Passalacqua, R. (1991) "A sand spreader used for the reconstitution of granular soil models". *Soils and Foundations*, 31(2): 175-180.
44. Pfeifle T. W. y Das, B. (1979) "Bearing capacity of surface footings on sand layer resting on a rigid surface". *Soils and Foundations*, 19(1): 1-11.
45. Perkins, S.W y Lapeyre, J.A., (1997) "In-Isolation strain measurement of geosynthetics in Wide-Width Strip Tension Test", *Geosynthetics International*, 4(1): 11-32.
46. Pitchumani, N.K. y Madhav, M.R., 1999, "Elastic Settlements of Circular Footings on Geosynthetic-Reinforced Soil", *Geosynthetics International*, 6(2): 145-155.
47. Ranadive, M. S. y Jadhav, N. N. (2004) "Improvement in Bearing Capacity of soil by Geotextiles an experimental Approach".
48. Schmertmann, J. H. (2005) "Stress Diffusion Experimental in Sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131 (1): 1-20.
49. Siddiquee, M. S. A., Tanaka, T., Tatsuoka, T., Tani, K. y Morimoto, T. (1999) "Numerical simulation of bearing capacity characteristics of strip footings on sand". *Soils and Foundations*, 39(4): 93-109.
50. Siddiquee, M. S. A., Tatsuoka, T., Tanaka, T., Tani, K., Yoshida, K. y Morimoto, T. (2001) "Model test and FEM simulation of some factors affecting the bearing capacity of a footing on sand". *Soils and Foundations*, 41(2): pp. 53-76.
51. Shin, E.C. y Das, B.M. (2000) "Experimental Study of Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", *Geosynthetics International*, 7(1): 59-71.
52. Shiraishi, S. (1990) "Variation on bearing capacity factors of dense sand assessed by model test loading test". *Soils and Foundations*, 30(1): 17-26.
53. Som, N. y Sahu, R.B. (1999) "Bearing Capacity of a Geotextile-Reinforced Unpaved Road as a Function of Deformation: A Model Study", *Geosynthetics International*, 6(1): 1-17.
54. Szpycio, Z., Dolzyk, K. (2006) "The bearing capacity of layered subsoil". *Studia Geotechnica et Mechanica*, 28(1): 45-60.

55. Take, W. A. (1998) " Lateral Earth Pressure Behind Rigid Fascia Retain Walls". Thesis Submitted for Degree of Master of Science in Engineering. University of Brunswick.
56. Take, W. A. y Valsangkar A. J. (2001) "Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width". Canadian Geotechnical Journal, 38: 1220–1230.
57. Tatsuoka F. (2007) "Deformation and strength of granular materials". Lecture at the Department of Civil Engineering, Tokyo University of Science.
58. Tatsuoka, F., Tani, K., Okahara, M., Morimoto, T., Tatsuoka, M., Takagi, M. y Mori H. (1989) "Discussion of Influence of the foundation width on the bearing capacity factor by Hettler y Gudehus (1988)". Soils and Foundations, 29(4): 146-154.
59. Vaid Y. P. y Negussey D. (1984) "Relative density of pluviated sand samples". Soils and Foundations, 24(2): 101-105.
60. Wayne, M., Han J. y Akins K. (1998) "The Design of Geosynthetic Reinforced Foundations". Geosynthetic in Foundation Reinforcement and Erosion Control System. ASCE, 76: 1-18.
61. Xuan, Y. (2005) "Three-Dimensional Characterization of Inherent And Induced Sand Microstructure". Thesis Submitted for Doctor of Philosophy. Georgia Institute of Technology.
62. Yamaguchi, H., Kimura, T. y Fuji-I, N. (1976) "On the foundation od progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand". Soils and Foundations, 16(4): 11-22.
63. Yetimoglu, T. (1998) "Discussion of 'Large Model Spread Footing Load Test on Geosynthetic Reinforced Soil Foundation' by Adams, M. T. and Collin, J.G.". Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, ASCE, 123 (1): 1157-1158
64. Zarnani, S., Scott, J. D, y Sego D.C. (1999) "Long term performance of geogrid strain gauges". 57th Canadian geotechnical conference.
65. Zhan, C. y Yin, J.H., 2001, "Elastic Analysis of Soil-Geosynthetic Interaction", Geosynthetics International, 8(1): 27-48.

ANEXOS.

A1. Hoja de especificaciones técnicas de la geomalla biaxial Tensar BX1100.



Tensar Earth Technologies, Inc.
5883 Glenridge Drive, Suite 200
Atlanta, Georgia 30328-5363
Phone: (800) 836-7271
www.tensarcorp.com

Product Specification - Biaxial Geogrid BX1100

Tensar Earth Technologies, Inc. reserves the right to change its product specifications at any time. It is the responsibility of the specifier and purchaser to ensure that product specifications used for design and procurement purposes are current and consistent with the products used in each instance. Please contact Tensar Earth Technologies, Inc. at 800-836-7271 for assistance.

Product Type: Integrally Formed Biaxial Geogrid
Polymer: Polypropylene
Load Transfer Mechanism: Positive Mechanical Interlock
Primary Applications: Spectra System (Base Reinforcement, Subgrade Improvement)

Product Properties

Index Properties	Units	MD Values ¹	XMD Values ¹
• Aperture Dimensions ²	mm (in)	25 (1.0)	33 (1.3)
• Minimum Rib Thickness ²	mm (in)	0.76 (0.03)	0.76 (0.03)
• Tensile Strength @ 2% Strain ³	kN/m (lb/ft)	4.1 (280)	6.6 (450)
• Tensile Strength @ 5% Strain ³	kN/m (lb/ft)	8.5 (580)	13.4 (920)
• Ultimate Tensile Strength ³	kN/m (lb/ft)	12.4 (850)	19.0 (1,300)
Structural Integrity			
• Junction Efficiency ⁴	%	93	
• Flexural Stiffness ⁵	mg-cm	250,000	
• Aperture Stability ⁵	m-N/deg	0.32	
Durability			
• Resistance to Installation Damage ⁷	%SC / %SW / %GP	95 / 93 / 90	
• Resistance to Long Term Degradation ⁸	%	100	
• Resistance to UV Degradation ⁹	%	100	

Dimensions and Delivery

The biaxial geogrid shall be delivered to the jobsite in roll form with each roll individually identified and nominally measuring 3.0 meters (9.8 feet) or 4.0 meters (13.1 feet) in width and 75.0 meters (246 feet) in length. A typical truckload quantity is 185 to 250 rolls.

Notes

1. Unless indicated otherwise, values shown are minimum average roll values determined in accordance with ASTM D4759. Brief descriptions of test procedures are given in the following notes. Complete descriptions of test procedures are available on request from Tensar Earth Technologies, Inc.
2. Nominal dimensions.
3. True resistance to elongation when initially subjected to a load determined in accordance with ASTM D5637 without deforming test materials under load before measuring such resistance or employing "secant" or "offset" tangent methods of measurement so as to overstate tensile properties.
4. Load transfer capability determined in accordance with GRI-GG2-87 and expressed as a percentage of ultimate tensile strength.
5. Resistance to bending force determined in accordance with ASTM D5732-95, using specimens of width two ribs wide, with transverse ribs cut flush with exterior edges of longitudinal ribs (as a "ladder"), and of length sufficiently long to enable measurement of the overhang dimension. The overall Flexural Stiffness is calculated as the square root of the product of MD and XMD Flexural Stiffness values.
6. Resistance to in-plane rotational movement measured by applying a 20 kg-cm (2 m-N) moment to the central junction of a 9 inch x 9 inch specimen restrained at its perimeter in accordance with U.S. Army Corps of Engineers Methodology for measurement of Torsional Rigidity.
7. Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to mechanical installation stress in clayey sand (SC), well graded sand (SW), and crushed stone classified as poorly graded gravel (GP). The geogrid shall be sampled in accordance with ASTM D5818 and load capacity shall be determined in accordance with ASTM D5637.
8. Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to chemically aggressive environments in accordance with EPA 9090 immersion testing.
9. Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to 500 hours of ultraviolet light and aggressive weathering in accordance with ASTM D4355.

Tensar Earth Technologies, Inc. warrants that at the time of delivery the geogrid furnished hereunder shall be of the quality and specification stated herein. If the geogrid does not meet the specifications on this page and Tensar is notified prior to installation, Tensar will replace the geogrid at no cost to the customer.

This product specification supersedes all prior specifications for the product described above and is not applicable to any products shipped prior to August 1, 2005.

A2. Hoja de especificaciones técnicas de la galga de deformación (strain gage) FLA-5-11-1L.

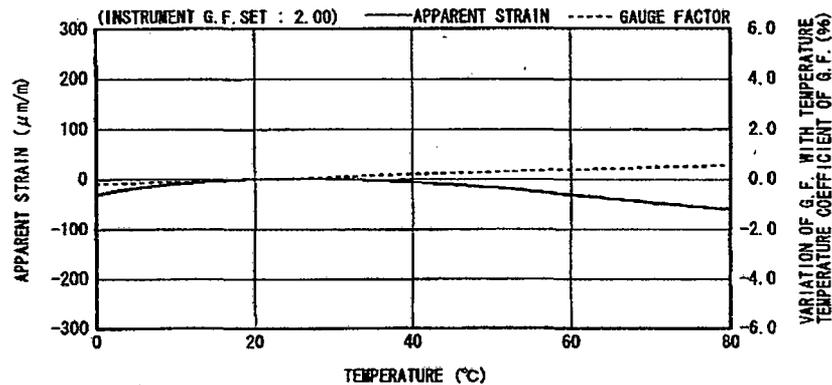
TML STRAIN GAUGE TEST DATA

GAUGE TYPE : FLA-5-11	TESTED ON : SS 400
LOT NO. : A515611	COEFFICIENT OF THERMAL EXPANSION : 11.8 $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
GAUGE FACTOR : 2.11 $\pm 1\%$	TEMPERATURE COEFFICIENT OF G.F. : $+0.1 \pm 0.05 \%$ / 10°C
ADHESIVE : P-2	DATA NO. : A0568

THERMAL OUTPUT (ϵ_{app} : APPARENT STRAIN)

$$\epsilon_{app} = -2.97 \times 10^{-1} + 2.73 \times 10^{-1} T - 7.23 \times 10^{-2} T^2 + 5.30 \times 10^{-4} T^3 - 1.40 \times 10^{-6} T^4 \quad (\mu\text{m/m})$$

TOLERANCE : $\pm 0.85 [(\mu\text{m/m})/^{\circ}\text{C}]$, T : TEMPERATURE



ひずみゲージ取扱いの注意事項

- 上記の特性データは、リード線の取付けによる影響を含んでおりません。裏面記載のリード線の測定値への影響に従って修正してください。
- ゲージの使用温度は、接着剤の耐熱温度などにより変わります。
- 絶縁抵抗などの点検は、印加電圧を50V以下にしてください。
- ゲージリード線に無理な力を加えないでください。
- ゲージ裏面に接着剤を塗布して接着してください。
- ひずみゲージの裏面は脱脂洗浄してありますので、汚さないように取扱いしてください。
- ゲージの包装を開封後は、乾燥した場所で保管してください。
- ご使用に際してご不明な点などがございましたら、当社までお問い合わせください。

CAUTIONS ON HANDLING STRAIN GAUGES

- The above characteristic data do not include influence due to lead wires. Correct the data in accordance with the influence of lead wires on measured values described overleaf.
- The service temperature of strain gauge depends on the operating temperature of adhesive, etc.
- Check of insulation resistance, etc. should be made at a voltage of less than 50V.
- Do not apply an excessive force to the gauge leads.
- Apply an adhesive to the back of a strain gauge and stick the gauge to a specimen.
- As the back of strain gauge has been degreased and washed, do not contaminate it.
- After unpacking, store strain gauges in a dry place.
- If you have any questions on strain gauges or installation, contact TML or your local agent.

Made in Japan



株式会社 東京測器研究所

〒140-8560 東京都品川区南大井 6-8-2
TEL 03-3763-5611
FAX 03-3763-6128

Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.

8-2, Minami-Ohi 6-Chome
Shinagawa-ku, Tokyo 140-8560

A4. Hoja de especificaciones técnicas del pegamento para las galgas de deformación CN-adhesive.

OPERATION MANUAL OF TML STRAIN GAUGE ADHESIVE SERIES CN

The CN series is single component room temperature curing adhesives for strain gauges. Time required for bonding strain gauges is extremely short. The CN adhesive is available in four types according to usage conditions.

Table 1

Type	CN	CN-E	CN-R	CN-Y
Usage	General use	For porous material	Extremely quick curing for winter	For large strain
Operational temperature	-30 - +120 °C			-30 - +80 °C
Applicable specimen	Metal, Composite material, Plastics	Concrete, Mortar, Wood	Metal, Composite material, Plastics	Metal, Composite material, Plastics
Curing time (*1)	20 - 60 sec	40 - 120 sec	10 - 30 sec	60 - 120 sec
Time required for starting measurement (*2)	15 minutes	15 minutes	15 minutes	60 minutes
Shelf life (*3)	6 months	6 months	3 months	6 months
Color of the cap	Green	White	White	Bluish green

*1: At room temperature with finger pressure of 100 - 300kPa

*2: Measurement should be started after this time

*3: In a cool, dry and dark place such as a refrigerator (+5 - +10°C, not in a freezer)

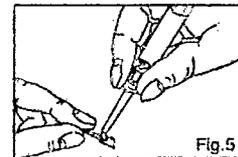
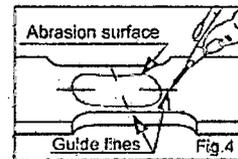
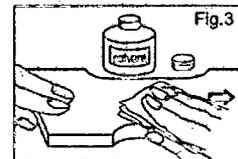
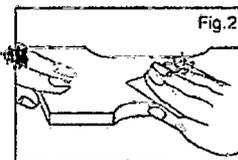
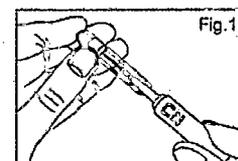
In general, the curing time of an adhesive called room-temperature curing type is largely affected by environmental conditions such as temperature and humidity. Referring to the curing conditions described in the Fig.1, it is recommended to attempt to cure the adhesive on site. A trace of water in the air is required to cure the CN adhesive (Cyanocrylate); therefore the curing time is largely affected by humidity rather than temperature.

1 UNPACKING

- (1) Take off the adhesive cap and drill a minute hole on the top of the nozzle with the supplied pin. (Fig. 1)
- (2) Pull out the pin. Then, take care of the adhesive liquid which may splash out.
- (3) Wipe off the adhesive attached to the nozzle with cloth, etc. and securely fit the cap.
- (4) If necessary, use the supplied stand for upset-prevention.

2 SURFACE PREPARATION

- (1) Remove grease, scale, dust, paint, etc. from the bonding area to provide a shiny metallic surface.
- (2) Use abrasive paper to abrade an area slightly larger than the strain gauge to be installed. The type of abrasive paper differs depending on the bonding surface material, but 120 to 180 grade abrasive paper should be used for steel and 240 to 320 grade abrasive paper should be used for aluminium. (Fig. 2)
- (3) Clean the abraded surface with industrial tissue or cloth dampened with a small amount of solvent such as acetone. Cleaning should be continued until the tissue or cloth comes away clean. (Fig. 3)
- (4) After surface preparation, bond strain gauges before the prepared surface makes oxidizing membrane or is not contaminated.

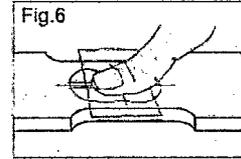


A4. (Continua). Hoja de especificaciones técnicas del pegamento para las galgas de deformación CN-adhesivo.

TML manu CN4001E[k1]

3 GENERAL BONDING PROCEDURES

- (1) Carefully mark the position for strain gauge installation with a scribe or 4H pencil. (Fig. 4)
- (2) Take out a strain gauge from the plastic binder. Then, you need not wipe the bonding surface with a solvent because the gauge is supplied in the thoroughly washed state.
- (3) Apply the required amount of the adhesive to the back of the strain gauge base. One drop of adhesive is normally ample, but additional adhesive may be needed on large strain gauges. (Fig. 5)
- (4) Use the adhesive nozzle to spread the adhesive uniformly over the entire back of the gauge.
- (5) Align the gauge to the guide mark, place the polyethylene sheet over the strain gauge, and apply a constant pressure either with your thumb or a strain gauge clamp. This work should be done quickly as curing of the adhesive is completed very fast. (Fig. 6)
- (6) While the time required for curing varies depending on the temperature, humidity, clamping pressure and the type of strain gauge and test specimen, the curing time under normal conditions is as shown in Fig. 1.
- (7) Measurement gets ready after the time required for starting measurement shown in Fig. 1. For precise measurements or experiments involving temperature rise, however, leave for a few to 24 hours.



4 STORAGE AND HANDLING

- (1) After use, wipe adhesive out of container and nozzle with cloth, etc. and replace the cap.
- (2) After use, put back in the aluminum bag and store in a dry, cool and dark place.
- (3) After handling, wash hands well.
- (4) If curing speed gets slow, it is recommended to warm the bonding surface.
- (5) For bonding on polyethylene (PE), polypropylene (PP), 4F ethylene (PTFE), etc., an exclusive surface treatment agent is required.

■ if there is any question, consult TML or your nearest TML agent. A material safety data sheet is available on request.

CAUTION

1. Avoid contact with skin, eyes and clothing
2. Should fingers be bonded, do not forcibly detach but slowly take off, rubbing in a bath.
3. Should adhesive enter eyes, flush eyes well with water and call for medical aid.
Never forcibly detach nor rub eyes.
4. Do not use a textile glove in bonding work.
5. Use in a well ventilated area.
6. Handle in a place without flame.
7. Store away from children.

 Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.

8-2, Minami-Ohi 6-Chome, Sinagawa-ku, Tokyo 140-8560 Japan
Fax: Tokyo 81-3-3763-5713, E-mail: sales@tml.jp, URL: www.tml.jp/e

Made in Japan

A5. Hoja de especificaciones técnicas de la cinta de protección para las galgas de deformación a condiciones de humedad SB-TAPE.

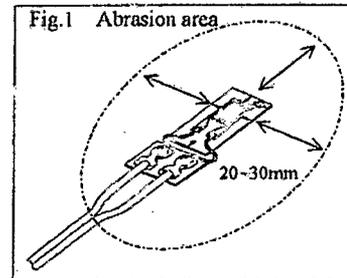
OPERATION MANUAL OF TML STRAIN GAUGE COATING MATERIAL SB TAPE

The SB tape is a bonding type coating tape for TML strain gauges. Its main component is Butyl rubber system which offers excellent moisture and water resistant characteristics. The SB tape can be closely bonded on an irregular surface too, where strain gauges and connecting terminals are installed, by merely pressing down.

1 SURFACE PREPARATION

The following works should be completed before applying the strain gauge.

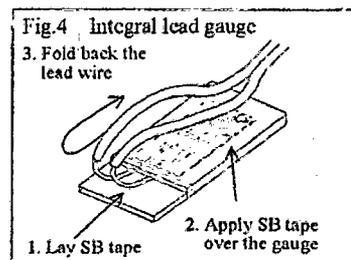
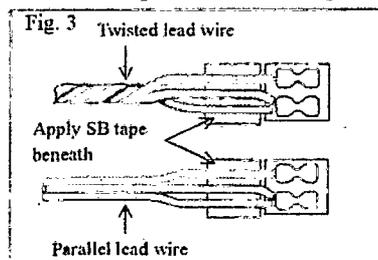
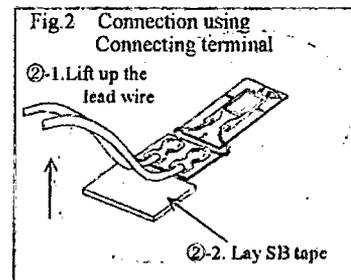
- (1) Remove all moisture, grease, scale, rust, paint etc. from the installation area to provide a shiny metallic surface on which the strain gauge is installed.
- (2) In order to avoid penetration of water through the boundary of coating material and specimen surface, abrade specimen surface using abrasive paper to insure the enough coating area. (Fig. 1)
Finish abrasion with 120 to 180 grade abrasive paper for steel and 240 to 320 grade for aluminum.
- (3) Clean the abraded surface with industrial tissue or cloth dampened with a small amount of a solvent such as acetone. Continue cleaning until the tissue or cloth comes away clean.



2 PROCEDURE ON ORDINARY COATING

(1) Coating on lead wire take-out

- ① Cut SB tape to 5 to 10 mm long.
- ② Lift up the lead wire and press the cut SB tape onto the specimen surface under the lead wire.(Fig.2)
- ③ Press the lead wire back down onto the SB tape.
- Pay enough attention for coating on lead wire takeout because the water penetration from the point causes low insulation resistance.
- In order to ensure enough contact with the lead wire and the SB tape, twisted wire should be unbound. Parallel wire should be split into each core. (Fig.3)
- In case of integral lead gauge, fold back the lead wire on the SB tape as illustrated in Fig. 4.

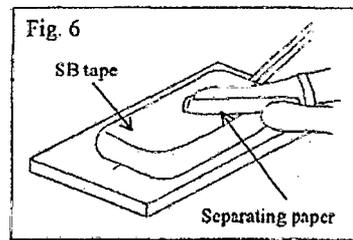
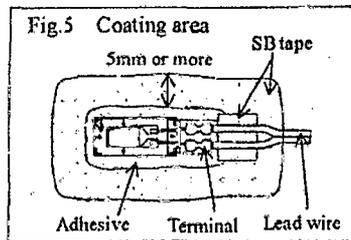


A5. (Continua). Hoja de especificaciones técnicas de la cinta de protección para las galgas de deformación a condiciones de humedad SB-TAPE.

TML manu SB002E

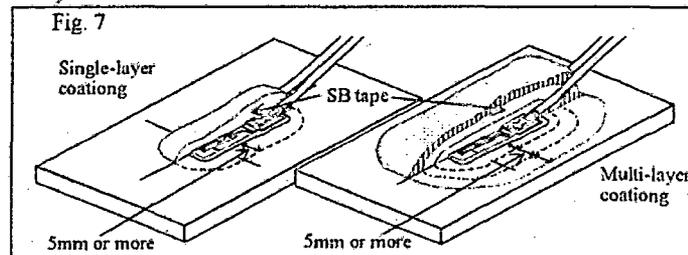
(2) Single-layer coating

- ① Cut SB tape in enough size to cover the strain gauge and the area for taking out the lead wire.
(The SB tape must cover the area wider than the cured adhesive by 5mm or more. Refer to Fig. 5.)
- ② Press the cut SB tape down firmly with a spatula or with your finger covered with the separating paper. Be careful not to leave any gaps at the lead wire take-out. (Refer to Fig. 6.)
- Be sure to press the tape with the separating paper, as oil or other soiling on your fingers may contaminate the tape.



(3) Multi-layer coating

- If a mechanical protection is necessary, apply over-layer-coating to cover the SB tape with PS adhesive or epoxy resin. (Refer to Fig. 7.)
- In case of a long term measurement, multi-layer coating such as using W-1 (micro crystalline wax) in the first layer is recommended.



③ STORAGE AND HANDLING

- Storage Return to the container after use and keep in a cool and dark place.
- Operative temperature range -30 to +80 °C

⚠ CAUTION

1. The SB tape offers excellent moisture and water resistant characteristics. On the contrary, it has an affinity for oil or solvent. If an adhesive containing reactive solvent such as P-2 is used for over layer coating, surface of the SB tape may swell and the swelled part may peel off if rubbed. However, SB tape does not entirely dissolve in P-2 in general usage. Also, electrical insulation is not deteriorated.
2. MSDS is available for every type of TML strain gauge adhesive and coating material. Before use, be sure to obtain and read the MSDS.
3. If you have any questions, please contact TML or your local representative.



Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.

8-2. MINAMI-OHI 6-CHOME. SHINAGAWA-KU TOKYO 140-8560 JAPAN

TEL : 03-3763-5611 FAX : 03-3763-5713 E-mail : sales@tml.jp Web Site : www.tml.jp/e