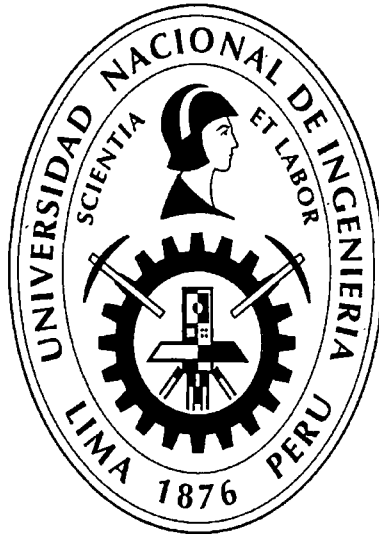


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CIMENTACIONES SOBRE  
TALUDES REFORZADOS CON GEOMALLAS**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**Lyn Harold Grimaldo Mantilla Lobatón**

**Lima - Perú**

**2014**

**Digitalizado por:**

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

*A Dios, por tener el privilegio de contar con una excelente familia, mis padres Grimaldo Mantilla y Sofía Lobatón, y mi hermana Karla Mantilla, quienes siempre me han brindado su apoyo incondicional.*

## AGRADECIMIENTO

En el verano del 2012, se empezó a gestar la posibilidad de investigar el comportamiento de estructuras de suelo reforzado en el laboratorio geotécnico del CISMID, concretándose meses después, bajo el auspicio de SENCICO, además de contar con la asesoría del Msc. Henry Muñoz, y las facilidades ofrecidas por el Ing. David Luna y el personal del laboratorio, entre ellos puedo mencionar a: Tomas, José, Fabián y Rafael, quienes me ayudaron durante la ejecución de los ensayos de capacidad de carga, los cuales fueron el pilar de esta investigación.

Un agradecimiento para la Ing. Carmen Kuroiwa, y la Ing. Gabriela Esparza, así como al personal que labora en el área de Investigación y Normalización de SENCICO, por la confianza puesta en mí, además, del financiamiento brindado, sin el cual no se hubiera realizado esta investigación.

Asimismo, quiero expresar un agradecimiento especial a mi asesora la Msc. Luisa Shuan Lucas, quién en todo momento se mostró dispuesta a brindarme su apoyo, además, de impartirme los conocimientos necesarios para lograr dar término al desarrollo de esta investigación, de manera exitosa.

Al laboratorio geotécnico del CISMID, a cargo del Ing. David Luna, y al laboratorio de la empresa Anddes Asociados S.A.C., a cargo del Ing. Carlos Soto, por realizar los ensayos con la calidad y experiencia que los caracteriza, al mismo tiempo, por haberme brindado su amistad.

Al Dr. Zenón Aguilar y al Msc. Denys Parra, por sus acertados consejos y apoyo desinteresado para la realización de esta investigación.

Agradezco a mi alma mater la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, donde fui participe de clases magistrales, a cargo de profesores con una excelente trayectoria académica, y por la oportunidad de conocer a mis mejores amigos, los cuales menciono a continuación: Daniel Vidal, Oscar Paredes, Juan García, German Matos, Alexis Bocanegra, Juan Carlos del Río, Erick Lino, Jesús Ipanaque, Renzo Ayala, Jesús Negrón, Carlos, Andrés, Lucio.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>4</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b>	<b>5</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>10</b>
<b>LISTA DE SIGLAS</b>	<b>11</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>12</b>
<b>CAPÍTULO I: ANTECEDENTES</b>	<b>14</b>
1.1 INTRODUCCIÓN	14
1.2 ALTERNATIVAS AL USO DE MUROS DE PIEDRÁ TIPO PIRCA	15
<b>CAPÍTULO II: ASPECTOS TEÓRICOS</b>	<b>19</b>
2.1 ESTADO DEL ARTE DEL SUELO REFORZADO	19
2.1.1 Reseña histórica	19
2.1.2 Clasificación de los geosintéticos	21
2.1.3 Funciones de los geosintéticos	23
2.1.4 Aplicaciones de los geosintéticos como refuerzo del suelo	25
2.1.5 Propiedades de los elementos de refuerzo	30
2.2 INTERACCIÓN SUELO - GEOSINTÉTICO	34
2.2.1 Mecanismo de transferencia de esfuerzos	34
2.2.2 Comportamiento del suelo reforzado	36
2.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	42
2.3.1 Métodos de equilibrio límite	43
2.4 CAPACIDAD DE CARGA EN TALUDES NO REFORZADOS	46
2.4.1 Teoría de capacidad de carga de Meyerhof	46
2.4.2 Teoría de capacidad de carga de Graham y otros	47
2.4.3 Teoría de capacidad de carga de Shiau y otros	48
2.5 CAPACIDAD DE CARGA EN TALUDES REFORZADOS	50
2.5.1 Estudios experimentales de capacidad de carga en suelos reforzados	53
<b>CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS DEL MODELO</b>	<b>64</b>
3.1 MODELO A ESCALA REDUCIDA Y PROTOTIPO A ESCALA REAL	64
3.2 EFECTO DE ESCALA EN LA CAPACIDAD DE CARGA	64
3.3 DIMENSIONES DE LOS MODELOS A ESCALA REDUCIDA	67
3.3.1 Dimensiones del modelo a escala reducida de talud sin reforzar (TSR)	70
3.3.2 Dimensiones del modelo a escala reducida de talud reforzado (TR)	70
<b>CAPÍTULO IV: ENSAYOS Y RESULTADOS EXPERIMENTALES</b>	<b>73</b>

4.1	INTRODUCCIÓN	73
4.2	IMPLEMENTACIÓN DE LA ESTACIÓN DE ENSAYOS	73
4.2.1	Pozo de ensayos	74
4.2.2	Marco de reacción	74
4.3	PROGRAMA DE ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA	75
4.4	MODELOS A ESCALA REDUCIDA	75
4.4.1	Modelo a escala reducida de talud sin reforzar (TSR)	76
4.4.2	Modelo a escala reducida de talud reforzado (TR)	76
4.5	MATERIALES Y EQUIPOS USADOS EN LOS MODELOS	77
4.5.1	Material de relleno estructural	78
4.5.2	Adoquines de concreto	81
4.5.3	Cal de obra para construcción	82
4.5.4	Baldes de plástico	82
4.5.5	Plancha vibradora	83
4.5.6	Geomalla biaxial	84
4.6	CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS	84
4.6.1	Construcción del suelo de cimentación	90
4.6.2	Construcción del modelo TSR	96
4.6.3	Construcción del modelo TR	108
4.7	INSTRUMENTACIÓN DE LOS MODELOS	111
4.7.1	Celda de carga	111
4.7.2	Adquisidor de datos TDS-301	112
4.7.3	Deformímetros	113
4.7.4	Zapata modelo	113
4.7.5	Instrumentación del modelo TSR	115
4.7.6	Instrumentación del modelo TR	116
4.8	ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA	117
4.8.1	Procedimiento de aplicación de la carga vertical	117
4.8.2	Limitaciones	118
4.9	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA	118
4.9.1	Resultados del Modelo TSR1	119
4.9.2	Resultados del Modelo TSR2	120
4.9.3	Resultados del Modelo TR	121
4.10	MODOS DE FALLA	125
4.10.1	Modo de falla del modelo TSR	126

4.10.2 Modo de falla del modelo TR	133
4.11 ANÁLISIS DE RESULTADOS	135
4.11.1 Ensayos de capacidad de carga	136
4.11.2 Análisis de estabilidad	136
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>138</b>
5.1 CONCLUSIONES	138
5.2 RECOMENDACIONES	143
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>145</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>155</b>

## RESUMEN

Hoy en día es muy común la construcción de viviendas sobre muros de piedra tipo pirca en las laderas de los cerros, sin embargo no se cuenta con procedimientos constructivos, ni con diseños que contemplen cálculos tales como: capacidad de carga última de cimentaciones construidas sobre el muro, análisis de estabilidad del muro, drenaje adecuado, entre otros. Esto significa, que se desconoce el comportamiento de estos muros frente a las sobrecargas impuestas por las viviendas, esta incertidumbre trae como consecuencia a corto o largo plazo la falla parcial o total de estos muros, afectando a las viviendas adyacentes, lo cual hace que dichas construcciones sean un riesgo latente para la integridad física y económica de la población.

Ante esta problemática, la presente investigación se enfocó en el estudio de cimentaciones sobre taludes reforzados con geomallas biaxiales, teniendo en cuenta el uso de taludes reforzados en diversas soluciones geotécnicas de carácter permanente, como por ejemplo: estribos de puentes, suelo de cimentación para líneas de tren, etc., considerando así, que los taludes reforzados son una alternativa a los muros de piedra tipo pirca.

Con la finalidad de analizar el comportamiento de cimentaciones sobre taludes reforzados con geomallas, en la presente investigación se llevaron a cabo ensayos de capacidad de carga sobre modelos a escala reducida de taludes con y sin refuerzo, a partir de los cuales se estableció el incremento en la capacidad de carga última de los taludes reforzados comparados con los taludes sin reforzar; así como también, el nivel de asentamiento inducido en la cimentación para el cual son activadas las fuerzas de tracción en los refuerzos. Los ensayos en mención se efectuaron en el laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID).

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Métodos de equilibrio límite más utilizados	44
Tabla 3.1. Resumen de parámetros geométricos óptimos	68
Tabla 3.2. Dimensiones de los modelos a escala reducida	69
Tabla 4.1. Caracterización física por tamizado (ASTM D422)	79
Tabla 4.2. Parámetros de resistencia cortante	79
Tabla 4.3. Características de la geomalla biaxial MacGrid EGB 20	84
Tabla 4.4. Muestras extraídas de los ensayos de densidad	105
Tabla 4.5. Resultados de los ensayos de contenido de humedad	105
Tabla 4.6. Ensayos de densidad en el SC	106
Tabla 4.7. Ensayos de densidad en los modelos TSR1 y TSR2	107
Tabla 4.8. Resultados del ensayo de capacidad de carga - Modelo TSR1	120
Tabla 4.9. Resultados del ensayo de capacidad de carga - Modelo TSR2	121
Tabla 4.10. Resultados del ensayo de capacidad de carga - Modelo TR	122
Tabla 4.11. Relación de capacidad de carga para la carga máxima, $BCR_u$	123
Tabla 4.12. Relación de capacidad de carga a un asentamiento dado, $BCRs$	124



## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1. Colapso parcial de muro de piedra tipo pirca	15
Figura N° 2.1. Ejemplo de suelo sin refuerzo	19
Figura N° 2.2. Ejemplo de suelo reforzado	19
Figura N° 2.3. Geotextiles	22
Figura N° 2.4. Geomalla biaxial	22
Figura N° 2.5. Geoceldas	23
Figura N° 2.6. Función de separación de los geosintéticos en vías	24
Figura N° 2.7. Función de filtración de geosintéticos en flujos de partículas	24
Figura N° 2.8. Drenes verticales prefabricados (PVD'S)	25
Figura N° 2.9. Función de refuerzo	25
Figura N° 2.10. Alternativas de diseño de suelo reforzado con geosintéticos	26
Figura N° 2.11. Talud reforzado con geosintéticos sobre suelo de fundación estable	27
Figura N° 2.12. Tipos de muro de suelo reforzado	28
Figura N° 2.13. Muro MSE con paramento rígido, línea de tren Seibu Ikebukuro, Tokio, Japón	29
Figura N° 2.14. Muro MSE con paramento rígido terminado, Abril de 1994	30
Figura N° 2.15. Relación de cobertura para refuerzos de geomalla	31
Figura N° 2.16. Resistencia a largo plazo del refuerzo geosintético	33
Figura N° 2.17. Movilización de la fricción en la interface suelo - geosintético	34
Figura N° 2.18. Resistencia pasiva o trabazón	35
Figura N° 2.19. Concepto de la cohesión aparente	37
Figura N° 2.20. Concepto del incremento del confinamiento	38
Figura N° 2.21. Esquema de la instrumentación y fotografía de la celda de carga	38
Figura N° 2.22. Resultados de los ensayos triaxiales a gran escala	39
Figura N° 2.23. Deformación radial promedio	40
Figura N° 2.24. Especímenes sin refuerzo y reforzado, a un mismo nivel de carga axial	40
Figura N° 2.25. Incremento de la resistencia del suelo debido al refuerzo	41
Figura N° 2.26. Trayectoria de esfuerzos en especímenes sin refuerzo (línea azul) y reforzado (línea roja)	41
Figura N° 2.27. Incremento de resistencia del suelo debido al refuerzo	42
Figura N° 2.28. Talud natural	43
Figura N° 2.29. Mecanismos de rotura	44
Figura N° 2.30. Patrón de falla propuesto por Meyerhof, 1957	47
Figura N° 2.31. Patrón de falla propuesto por Graham y otros, 1998	48
Figura N° 2.32. Parámetros evaluados y mecanismo de falla	49
Figura N° 2.33. Superficie de falla para $u/B < 1.00$	55

Figura N° 2.34. Superficie de falla para $u/B > 1.00$	56
Figura N° 2.35. Parámetros geométricos para una cimentación soportada por un talud de suelo reforzado	57
Figura N° 2.36. Patrón de falla N°1	59
Figura N° 2.37. Patrón de falla N°2	59
Figura N° 2.38. Patrón de falla N°3	60
Figura N° 2.39. Patrón de falla N°4	60
Figura N° 3.1. Ensayo a 1g y ensayo centrífugo	65
Figura N° 3.2. Relación de capacidad de carga del modelo a escala reducida y prototipo a escala real	66
Figura N° 3.3. Dimensiones necesarias para definir los modelos	69
Figura N° 3.4. Dimensiones del modelo TSR	71
Figura N° 3.5. Dimensiones del modelo TR	72
Figura N° 4.1 Dimensiones del pozo de ensayos	74
Figura N° 4.2. Marco de reacción	75
Figura N° 4.3. Material de relleno estructural tamizado a un $TM = \frac{1}{2}$ "	80
Figura N° 4.4. Adoquines de concreto de 20 x 10 x 8 cm	81
Figura N° 4.5. Adoquines de concreto dentro del pozo de ensayos	81
Figura N° 4.6. Sacos de cal de 20 kg cada uno	82
Figura N° 4.7. Baldes de plástico con capacidad de 20 litros cada uno	82
Figura N° 4.8. Dimensiones de la plancha vibradora modelo WP1550	83
Figura N° 4.9. Uso de la plancha vibradora durante el proceso de compactación	83
Figura N° 4.10. Vista en planta típica - Modelo TSR	85
Figura N° 4.11. Sección longitudinal típica A – A' - Modelo TSR	86
Figura N° 4.12. Vista en planta típica - Modelo TSR en tres dimensiones	86
Figura N° 4.13. Sección longitudinal típica B – B' - Modelo TSR en tres dimensiones	87
Figura N° 4.14. Vista en planta típica - Modelo TR	88
Figura N° 4.15. Sección longitudinal típica A - A' - Modelo TR	88
Figura N° 4.16. Vista en planta típica - Modelo TR en tres dimensiones	89
Figura N° 4.17. Sección longitudinal típica B – B' - Modelo TR en tres dimensiones	89
Figura N° 4.18. Material de relleno estructural con el óptimo contenido de humedad	90
Figura N° 4.19. Vista durante el proceso de compactación con plancha vibradora	91
Figura N° 4.20. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo SC N°1 - Suelo de cimentación	92
Figura N° 4.21. Vista en tres dimensiones del ensayo SC N°1 - Suelo de cimentación	92
Figura N° 4.22. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo SC N°2 - Suelo de cimentación	93
Figura N° 4.23. Vista en tres dimensiones del ensayo SC N°2 - Suelo de cimentación	94

Figura N° 4.24. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo SC N°3 - Suelo de cimentación	95
Figura N° 4.25. Vista en tres dimensiones del ensayo SC N°3 - Suelo de cimentación	95
Figura N° 4.26. Vista en tres dimensiones - Suelo de cimentación	96
Figura N° 4.27. Trazo del talud sobre los adoquines - Modelo TSR	97
Figura N° 4.28. Elaboración del trazo durante la construcción - Modelo TSR	97
Figura N° 4.29. Vista durante la excavación del relleno estructural - Modelo TSR	98
Figura N° 4.30. Esparciendo cal sobre el relleno compactado - Modelo TSR	98
Figura N° 4.31. Compactación del material de relleno estructural - Modelo TSR	99
Figura N° 4.32. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo TSR1 N°1	100
Figura N° 4.33. Vista en tres dimensiones del ensayo TSR1 N°1	101
Figura N° 4.34. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayos TSR1 N°2 y TSR2 N°1	102
Figura N° 4.35. Vista en tres dimensiones de los ensayos TSR1 N°2 y TSR2 N°1	102
Figura N° 4.36. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo TSR2 N°2	103
Figura N° 4.37. Vista en tres dimensiones del ensayo TSR2 N°2	104
Figura N° 4.38. Acabado final del modelo TSR	104
Figura N° 4.39. Densidades secas obtenidas - Suelo de cimentación (SC)	106
Figura N° 4.40. Densidades secas obtenidas - Modelos TSR1 y TSR2	108
Figura N° 4.41. Esparciendo cal sobre el relleno compactado - Modelo TR	109
Figura N° 4.42. Compactación del material de relleno estructural - Modelo TR	110
Figura N° 4.43. Vista durante la excavación del relleno estructural - Modelo TR	110
Figura N° 4.44. Acabado final del modelo TR	111
Figura N° 4.45. Celda de carga	112
Figura N° 4.46. Adquisidor de datos TDS-301	112
Figura N° 4.47. Deformímetros	113
Figura N° 4.48. Zapata modelo	113
Figura N° 4.49. Vista general de la estación de ensayos, implementada, para realizar los ensayos de capacidad de carga	114
Figura N° 4.50. Instrumentación del modelo TSR	115
Figura N° 4.51. Esquema típico de ubicación de deformímetros - Modelo TSR	116
Figura N° 4.52. Instrumentación del modelo TR	116
Figura N° 4.53. Esquema típico de ubicación de deformímetros - Modelo TR	117
Figura N° 4.54. Curva Carga - Asentamiento - Modelo TSR1	119
Figura N° 4.55. Curva Carga - Asentamiento - Modelo TSR2	121
Figura N° 4.56. Curva Carga - Asentamiento - Modelo TR	122
Figura N° 4.57. Curva Carga - Asentamiento normalizada - Modelos TSR1, TSR2 y TR	125
Figura N° 4.58. Incremento gradual de la capacidad de carga, BCR <sub>s</sub>	125

Figura N° 4.59. Modelo TSR2 luego de colapsar	126
Figura N° 4.60. Registro de medidas del modelo TSR2 luego del colapso	127
Figura N° 4.61. Excavación del modelo TSR2 luego del colapso	127
Figura N° 4.62. Perfil longitudinal del modelo TSR2 luego del colapso	128
Figura N° 4.63. Perfil longitudinal digitalizado del modelo TSR2 luego del colapso	128
Figura N° 4.64. Superficie de falla inferida a partir del perfil longitudinal digitalizado, modelo TSR2	129
Figura N° 4.65. Superficies de falla con el método de equilibrio límite para una carga vertical de $0.1 \text{ kg/cm}^2$	130
Figura N° 4.66. Superficie de falla inferida y superficies de falla con el método de equilibrio límite para la carga de falla ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ )	131
Figura N° 4.67. Superficie de falla para el caso de un talud reforzado sometido a una carga vertical máxima de $8.5 \text{ kg/cm}^2$	131
Figura N° 4.68. Variación del factor de seguridad versus la carga vertical aplicada, modelo TSR2	132
Figura N° 4.69. Variación del factor de seguridad versus la carga vertical aplicada, modelo TR	132
Figura N° 4.70. Perfil longitudinal del modelo TR	134
Figura N° 4.71. Superficie potencial de falla, modelo TR	134
Figura N° 4.72. Calculo de la superficie de falla para el modelo TR sometido a una carga vertical de $18.9 \text{ kg/cm}^2$	135

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>b</b>	: Ancho bruto de los elementos de refuerzo
<b>B</b>	: Ancho de la cimentación
<b>b/B</b>	: Ancho relativo del refuerzo
<b>c</b>	: Cohesión del suelo
<b>C'<sub>R</sub></b>	: Cohesión aparente
<b>d/B</b>	: Profundidad relativa de la zona reforzada
<b>E<sub>i</sub></b>	: Módulo de elasticidad inicial
<b>h/B</b>	: Separación relativa entre capas de refuerzo
<b>L</b>	: Largo de la cimentación
<b>L<sub>R</sub>/B</b>	: Longitud relativa del refuerzo
<b>n</b>	: Número de capas de refuerzo
<b>N<sub>cq</sub></b>	: Factor de capacidad de carga
<b>N<sub>Yq</sub></b>	: Factor de capacidad de carga
<b>q<sub>máx</sub></b>	: Carga vertical máxima
<b>q<sub>s</sub></b>	: Capacidad de carga sin refuerzo para un asentamiento s.
<b>q<sub>s(R)</sub></b>	: Capacidad de carga con refuerzo para un asentamiento s.
<b>q<sub>u</sub></b>	: Capacidad de carga última
<b>q<sub>u</sub></b>	: Capacidad de carga última sin refuerzo
<b>q<sub>u(R)</sub></b>	: Capacidad de carga última con refuerzo
<b>R<sub>c</sub></b>	: Relación de cobertura
<b>RF</b>	: Factor de reducción global
<b>RF<sub>CR</sub></b>	: Factor de reducción por fluencia
<b>RF<sub>D</sub></b>	: Factor de reducción por durabilidad
<b>RF<sub>ID</sub></b>	: Factor de reducción por daños durante la instalación de los refuerzos
<b>S<sub>h</sub></b>	: Espaciamiento horizontal de centro a centro entre los elementos de refuerzo
<b>s<sub>máx</sub></b>	: Asentamiento máximo de la zapata modelo
<b>T<sub>al</sub></b>	: Resistencia nominal a la tracción a largo plazo
<b>T<sub>ult</sub></b>	: Resistencia última a la tracción
<b>u/B</b>	: Profundidad relativa de la primera capa de refuerzo
<b>β</b>	: Inclinación del talud respecto a la horizontal
<b>Δσ<sub>3R</sub></b>	: Incremento del esfuerzo confinante debido a los refuerzos
<b>θ</b>	: Inclinación entre dovelas

- $\sigma_1$  : Esfuerzo axial  
 $\sigma_1/\sigma_3$  : Relación de esfuerzos  
 $\sigma_{1R}$  : Esfuerzo axial debido a los refuerzos  
 $\sigma_{3c}$  : Esfuerzo confinante de referencia

### LISTA DE SIGLAS

- BCR** : Relación de capacidad de carga  
**BCR<sub>s</sub>** : Relación de capacidad de carga para un nivel de asentamiento permisible  
**BCR<sub>u</sub>** : Relación de capacidad de carga en función a la capacidad de carga última  
**CISMID** : Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres  
**FHWA** : Administración Federal de Carreteras  
**GRS** : Suelo reforzado con geosintéticos  
**IGS** : Sociedad internacional de geosintéticos  
**MSE** : Tierra mecánicamente estabilizada  
**MSEW** : Muro de tierra mecánicamente estabilizado  
**PR** : Paramento rígido  
**PSC** : Compresión por deformación plana  
**PVD** : Dren vertical prefabricado  
**RSF** : Suelo de cimentación reforzado  
**RSS** : Talud de suelo reforzado  
**SUCS** : Sistema unificado de clasificación de suelos  
**TR** : Talud reforzado  
**TSR** : Talud sin reforzar

## INTRODUCCIÓN

La presente investigación involucró la ejecución de ensayos de capacidad de carga sobre modelos a escala reducida de taludes con y sin refuerzo, para lo cual se requirió un conocimiento pleno de la interacción suelo - refuerzo, así como las limitaciones inherentes al uso de modelos a escala reducida conocidas como efectos de escala, los cuales están relacionados con el tamaño de partículas del suelo y el nivel de esfuerzos presente en un modelo comparado con el nivel de esfuerzos presente en un prototipo a escala real.

Teniendo en cuenta lo expresado en el párrafo anterior, se estructuró la presente investigación en 5 capítulos, los cuales son descritos a continuación de forma breve.

El capítulo I, consistió en el registro de los antecedentes relacionados a la construcción de viviendas sobre muros de piedra tipo pirca, con la finalidad de poner en evidencia las carencias asociadas a la construcción de este tipo de muros, tales como la falta de diseño geotécnico y asesoría técnica, por último, se señalan los puntos que fueron considerados como objeto de estudio en relación a los taludes reforzados con geomallas.

De modo similar, el capítulo II, comprendió la recopilación de información del estado arte del suelo reforzado y un resumen de las principales investigaciones relacionadas al estudio de cimentaciones sobre taludes de suelo reforzado de las cuales se rescataron los puntos más relevantes, como por ejemplo: los parámetros geométricos óptimos de los refuerzos para los cuales se obtuvo el máximo incremento de la capacidad de carga última, propiedades de los elementos de refuerzo que se deben tener en cuenta, etc.

Asimismo, en el capítulo III, se abarcaron los temas referentes a los problemas inherentes al uso de modelos a escala reducida, por ejemplo: los efectos de escala, etc., además, se hizo un resumen de las dimensiones utilizadas por diversos investigadores, en base a las cuales, se definieron las dimensiones de los modelos a escala reducida de los taludes con y sin refuerzo, que posteriormente fueron ensayados en el laboratorio geotécnico del CISMID.

Además, el capítulo IV, implicó el estudio de los materiales necesarios para la construcción de los modelos a escala reducida, así como la configuración de los equipos que fueron empleados en la instrumentación de los modelos, también se elaboró un plan de ensayos especificando la cantidad de ensayos a realizar y el orden en el cual fueron ensayados, además de formatos para la presentación de resultados de los ensayos de capacidad de carga, finalmente, se digitalizaron las superficies de falla observadas luego de finalizar los ensayos para ser comparadas con las superficies de falla obtenidas mediante los métodos de equilibrio límite.

Finalmente, en el capítulo V, a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de capacidad de carga, así como las superficies de falla determinadas en laboratorio y las superficies obtenidas mediante los métodos de equilibrio límite, se realizó el análisis e interpretación de los mismos, para luego formular las conclusiones y recomendaciones.



## CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

El desigual desarrollo del país ha acentuado las diferencias sociales y económicas entre la costa y las demás regiones, y de manera similar en las zonas urbanas y rurales. Dentro de este contexto, la población inició en los años 50, un gran proceso migratorio desde las zonas rurales (sierra y selva) hacia las ciudades costeñas, con una mayor concentración en Lima Metropolitana.

Como consecuencia de esta alta tasa migratoria hacia la ciudad de Lima, se hizo evidente la escasa oferta de viviendas, generándose la formación de barriadas, y la expansión de la ciudad hacia los conos del Norte, Sur y Este de la ciudad.

La creciente presión demográfica y la escasez de terrenos llanos, trajo como consecuencia la ocupación de las laderas de cerros ubicados en la periferia de la ciudad, dando paso a la creación de los asentamientos humanos, que inician su proceso de saneamiento físico y legal después de muchos años de haberse instalado en las laderas.

Cabe señalar que la población asentada en las laderas de cerros, utilizó la técnica de los muros de piedra tipo pirca, como cimentación de sus viviendas, técnica que fue usada por los Incas, principalmente para la construcción de caminos.

Dentro de este contexto, es importante señalar que, la construcción de los muros de piedra tipo pirca se lleva a cabo sin tener en cuenta las condiciones topográficas y geotécnicas de las laderas sobre las cuales se emplazan, esto aunado a la falta de un proceso constructivo y recomendaciones sobre la calidad de los materiales a utilizar, asimismo, se desconoce la capacidad de carga de este tipo de muros. Estas deficiencias traen consigo una variedad de problemas tales como: El derrumbe total o parcial del muro de piedra tipo pirca y colapso de las viviendas, falta de drenaje de la cimentación, asentamientos diferenciales en suelos de baja capacidad de carga, sobrecarga excesiva (viviendas de albañilería de dos o tres pisos), etc.

Con respecto a la estabilidad de los muros de piedra tipo pirca, sus propiedades de resistencia al corte, sus propiedades físicas, etc., la literatura es escasa, y solo se halló una investigación realizada por De Los Ríos, D. (2008)<sup>(16)</sup>, quien realizó el back-analysis (retroanálisis) de un muro de piedra tipo pirca ubicado en el asentamiento humano María Jesús Espinoza, en el Cerrito La Libertad del distrito de Puente Piedra (ver Figura N° 1.1) que colapso de forma parcial.

Como resultado del back-analysis, De Los Ríos, D. (2008)<sup>(19)</sup>, concluyó que el factor de seguridad al deslizamiento para el caso estático, presente en el muro de piedra tipo pirca antes del colapso era menor a 1.00, oscilando entre 0.85 y 0.91, lo cual puso en evidencia que el muro de piedra tipo pirca era inestable aún antes de aplicarse la sobrecarga debido a la vivienda.

Estos resultados ratifican la problemática existente al construir muros sin asesoría técnica, obviando criterios de estabilidad y capacidad de carga, lo cual trae como consecuencia la ocurrencia de catástrofes, además de representar un riesgo latente para la integridad física y económica de la población.

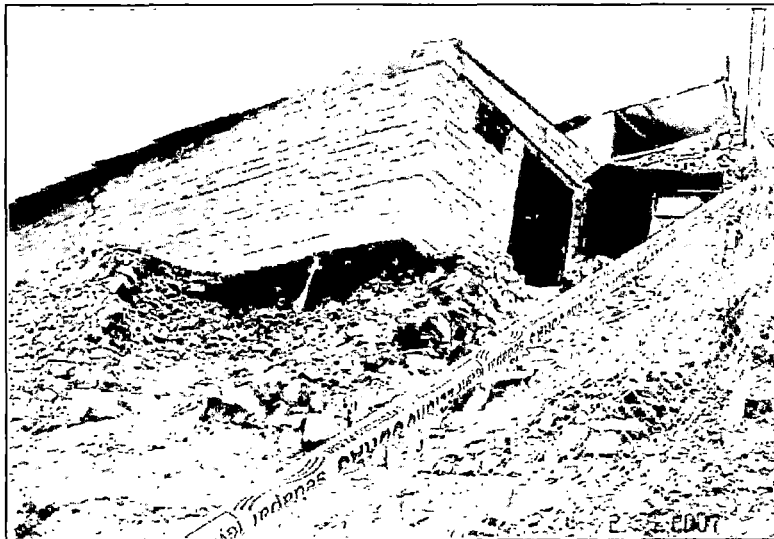


Figura N° 1.1. Colapso parcial de muro de piedra tipo pirca  
(Fuente: De Los Ríos, D., 2008<sup>(19)</sup>)

## 1.2 ALTERNATIVAS AL USO DE MUROS DE PIEDRA TIPO PIRCA

Tomando en cuenta los aspectos antes señalados sobre el uso de muros de piedra tipo pirca como suelo de cimentación, además, de poner en evidencia la

problemática existente debido a la construcción de estos muros sin asesoría técnica, es necesario proponer alternativas al uso de muros de piedra tipo pirca.

En este sentido, puede hacerse referencia a la investigación realizada por el grupo de geotécnica de la Universidad Nacional de Ingeniería, GEOGROUP, que por encargo del área de Investigación y Normalización del Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) durante el período 2010-2012, trató acerca del diseño y construcción de tres tipos de muros de contención, (1) muro de gaviones, (2) muro de mampostería y (3) muro de suelo reforzado con geomallas biaxiales, los cuales se eligieron de acuerdo al suelo de cimentación de la zona en estudio; como parte de la investigación se realizaron trabajos de campo que involucraron la autoconstrucción de los muros de contención con ayuda de pobladores de la zona y la asesoría de los integrantes del GEOGROUP, estos muros fueron construidos en los distritos de Ventanilla, San Juan de Miraflores y Pachacámac, respectivamente.

GEOGROUP (2012) <sup>(23)</sup> señala que el muro de suelo reforzado con geomallas, fue el muro que tuvo una mayor acogida por los pobladores, además, a diferencia de los muros de gaviones y mampostería que requirieron necesariamente el apoyo de maestros de obra, el muro de suelo reforzado se construyó con el apoyo de la población sin experiencia previa en construcción, asimismo, la construcción de la primera capa de suelo reforzado que se realizó sirvió para enseñar a los pobladores el procedimiento constructivo (ver anexo A), el cual posteriormente, fue replicado por los pobladores.

De acuerdo a esta experiencia, el uso de estructuras de suelo reforzado, tales como los muros, resultó ser una solución fácil de implementar, sin embargo para recomendar el tipo de vivienda a construir sobre este tipo de estructuras, requería un estudio que analice de forma experimental los siguientes puntos:

1. Interpretar desde el punto de vista cualitativo y cuantitativo el comportamiento de una cimentación de suelo reforzado con geomallas, al ser sometido a una carga vertical que simule el peso de una vivienda.

2. Cuantificar la capacidad última de cimentaciones construidas sobre una cimentación de suelo reforzado con geomallas, de esta manera, existiría la posibilidad de dimensionar y proponer el tipo de cimentación.
3. Dado que las cimentaciones de suelo reforzado con geomallas son estructuras flexibles, era necesario tener un conocimiento acerca de los asentamientos que podrían ser inducidos por las cargas transmitidas desde las cimentaciones de las viviendas hacia la cimentación de suelo reforzado, de modo que estos asentamientos no afecten el desempeño normal de las viviendas.
4. Determinar el período de vida útil de las cimentaciones de suelo reforzado, relacionado con la degradación de los elementos de refuerzo.

En relación a las cimentaciones de suelo reforzado con geomallas, se debe señalar que existen 3 casos que deberían ser analizados considerando los puntos anteriores, (1) cimentaciones en terrenos llanos, (2) cimentaciones sobre taludes reforzados, y (3) cimentaciones construidas sobre muros de suelo reforzado.

La presente investigación se basó en el estudio de cimentaciones sobre taludes reforzados, cubriendo los puntos 1, 2 y 3, al considerar que los taludes reforzados son una alternativa al uso de muros de piedra tipo pirca, en este sentido, se realizaron ensayos a nivel de laboratorio, sobre modelos a escala reducida, además, es importante recalcar que los modelos corresponden a taludes de suelo reforzado a escala, y que no se utilizará ningún tipo de paramento frontal o recubrimiento en la superficie del talud, al considerarse como una variable adicional a ser tomada en cuenta en futuras investigaciones.

Asimismo, es oportuno señalar que los muros de suelo reforzado son otra alternativa a los muros de piedra tipo pirca, por ende, debería ser considerado para futuras investigaciones, además de añadir el estudio de distintos tipos de paramentos o recubrimientos frontales que aseguren la estabilidad de las viviendas.

Finalmente, en la presente investigación no se consideró la degradación de los elementos de refuerzo en el tiempo, al tener en cuenta que la duración de los ensayos de capacidad de carga es muy corta comparado con el período de vida útil de los taludes de suelo reforzado.

## CAPÍTULO II: ASPECTOS TEÓRICOS

### 2.1 ESTADO DEL ARTE DEL SUELO REFORZADO

#### 2.1.1 Reseña histórica

A través de los siglos el hombre desarrolló el concepto del suelo reforzado: la idea consiste en colocar algún tipo de material en el suelo, de modo que se mejoren sus características mecánicas, las Figura N° 2.1 y Figura N° 2.2 ilustran este concepto.



Figura N° 2.1. Ejemplo de suelo sin refuerzo  
(Fuente: Reinforced soil slopes and walls, Tenax)

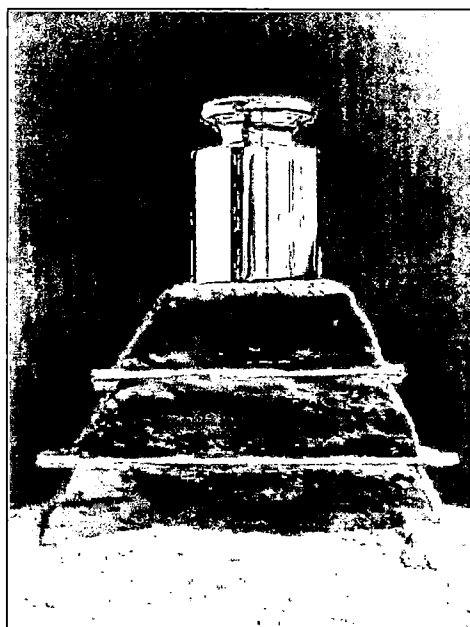


Figura N° 2.2. Ejemplo de suelo reforzado  
(Fuente: Reinforced soil slopes and walls, Tenax)

La tecnología del suelo reforzado no es moderna. Los antiguos usaban materiales naturales como paja, ramas de árboles y plantas para reforzar el suelo. El refuerzo provee resistencia a la tracción al suelo, el cual es débil para resistir tracción pero fuerte para resistir compresión y corte, adicionalmente a través de la interface suelo - refuerzo restringe la deformación lateral de suelo circundante incrementando su confinamiento y al mismo tiempo reduce su tendencia a la dilatación, en resumen, incrementa la rigidez y la resistencia del suelo.

Jones (1996) da una visión completa de la historia del suelo reforzado, por ejemplo, Agar-Quf el Ziggurat de la Antigua ciudad de Dur-Kurigalzu en Iraq y la Gran Muralla China, son estructuras de suelo reforzado que fueron construidas miles de años atrás y que aún existen hoy en día. Los Ziggurats fueron construidos usando capas de arena y grava reforzadas con esteras de caña tejida dispuestas de modo horizontal. En la construcción de la Gran Muralla China se usaron ramas de tamarisk (un arbusto pequeño) como refuerzo del suelo que estuvo compuesto por una mezcla de arcilla y grava. El hecho que estas estructuras son visibles aún, es un tributo a la durabilidad de la tecnología del suelo reforzado.

Durante los siglos 17 y 18, existieron muchos ejemplos de refuerzo del suelo aplicados en su mayoría a la construcción de diques de tierra, control de erosión y defensa ribereña. Los materiales usados como refuerzo eran ramas de árboles, mallas de bambú o alambre y raíces de plantas. (FHWA-NHI-00-043, 2001<sup>(21)</sup>).

Los métodos modernos de refuerzo del suelo para la construcción de muros de contención, así como el término "tierra armada", fueron establecidos por primera vez por el arquitecto e ingeniero francés Henri Vidal a inicios de los años 60. Su investigación condujo a la invención y desarrollo del sistema denominado "Tierra armada", un sistema en el cual se usaban tiras de acero inoxidable como refuerzo. El primer muro que uso ésta tecnología en los estados unidos fue construido en 1972 en California. (FHWA-NHI-00-043, 2001<sup>(21)</sup>).

El uso de geotextiles en muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSEW) y taludes reforzados (RSS), empezó al evidenciarse los beneficios del uso de

geotextiles en terraplenes de carreteras sobre subrasantes débiles. El primer muro reforzado con geotextiles fue construido en Francia en el año 1971; a partir del año 1980, el uso de geotextiles como refuerzo del suelo se ha incrementado de manera significativa (FHWA-NHI-00-043, 2001<sup>(21)</sup>).

Los materiales de refuerzo que se han desarrollado a través de los años, comprenden materiales geosintéticos rígidos a flexibles, y pueden ser clasificados como refuerzos extensibles o inextensibles (McGown et al., 1982<sup>(46)</sup>).

Desde hace algunos años, se vienen usando de manera extensiva los geosintéticos como refuerzo para mejorar las características Carga - Asentamiento de suelos blandos. Su uso ha demostrado ser una solución rentable en la mejora del comportamiento del suelo, expresada como un incremento de la capacidad de carga y una reducción de los asentamientos (Basudhar et al., 2007<sup>(7)</sup>; Ghazavi y Lavasan, 2008<sup>(24)</sup>).

### 2.1.2 Clasificación de los geosintéticos

Los tipos más comunes de geosintéticos usados para el refuerzo del suelo son: Geomallas (uniaxiales y biaxiales), Geotextiles (en particular geotextiles tejidos) y Geoceldas. Las geomallas son las más usadas como refuerzo del suelo, ya que proveen una mayor resistencia al corte en la interface suelo - geomalla debido a la trabazón o "Interlocking" entre el suelo y la geomalla.

#### 2.1.2.1 Geotextiles

Son mantas de fibras o hilos tejidos, no tejidos, atados o cosidos. Las mantas son flexibles y permeables, generalmente tienen la apariencia de un tejido (ver Figura N° 2.3). Los Geotextiles son usados en aplicaciones de separación, filtración, drenaje, refuerzo y control de erosión (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).



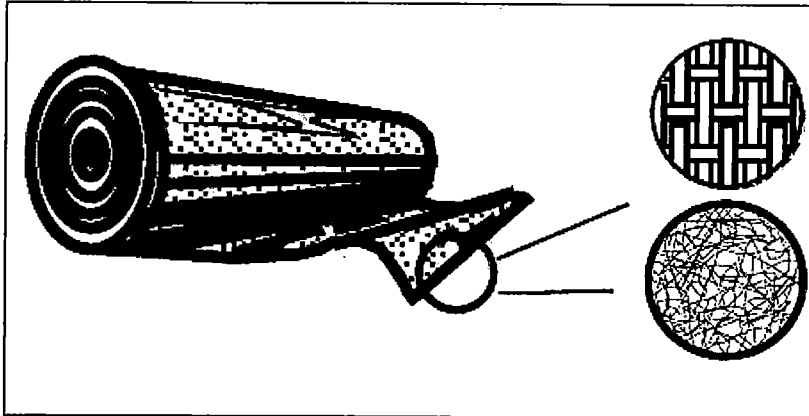


Figura N° 2.3. Geotextiles  
(Fuente: Bathurst, 2007<sup>(10)</sup>)

### 2.1.2.2 Geomallas

Son materiales geosintéticos que tienen una apariencia de malla abierta (ver Figura N° 2.4). La principal aplicación de las geomallas es el refuerzo de suelos (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

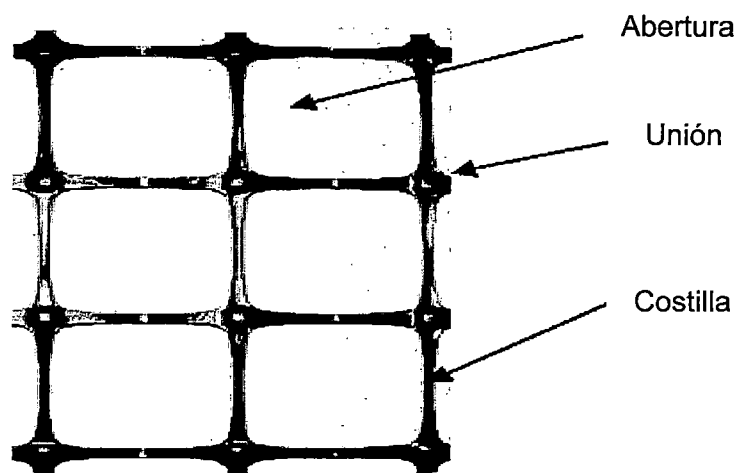


Figura N° 2.4. Geomalla biaxial  
(Fuente: Brown, S.F., Kwan, J. y Thom, N.H., 2007<sup>(15)</sup>)

### 2.1.2.3 Geoceldas

Son redes tridimensionales construidas con tiras de planchas de polímero (ver Figura N° 2.5). Las tiras son unidas para formar celdas interconectadas para luego ser rellenas con suelo y ocasionalmente con concreto. En algunos casos, geoceldas de tiras de poliolefina de 0.5 m a 1 m de ancho han sido

conectadas con barras verticales de polímero para formar estratos profundos de geoceldas llamados geocolchones (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

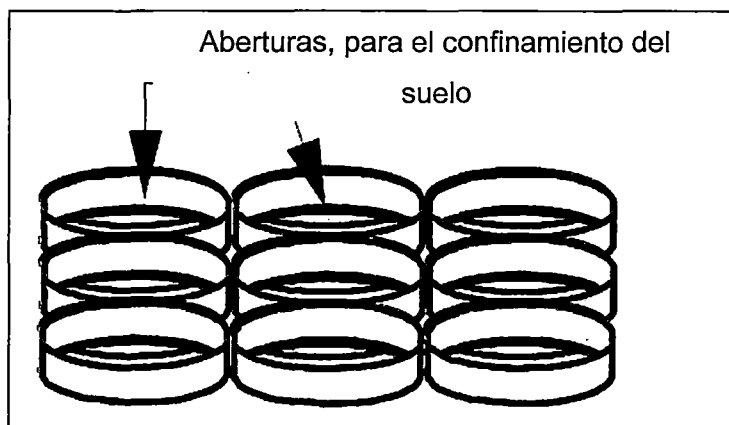


Figura N° 2.5. Geoceldas  
(Fuente: Bathurst, 2007<sup>(10)</sup>)

### 2.1.3 Funciones de los geosintéticos

Debido a la existencia de una gran variedad de geosintéticos, que son fabricados para su uso en aplicaciones de tipo: geotécnico, geoambiental, hidráulico y de ingeniería de transporte. Es conveniente identificar la función primaria de un geosintético (IGS Education and Technical committees, 2013).

#### 2.1.3.1 Separación

Los geosintéticos actúan para separar dos capas de suelo que tienen diferente granulometría. Por ejemplo, los geotextiles son usados para prevenir que materiales de base penetren estratos subyacentes de suelos blandos (ver Figura N° 2.6), manteniendo la espesura de diseño y la integridad de la vía (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

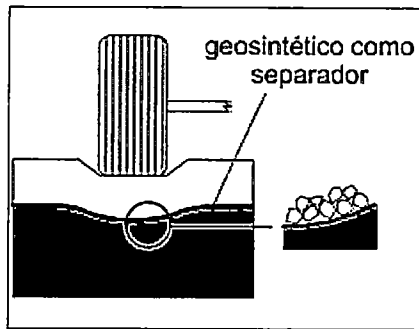


Figura N° 2.6. Función de separación de los geosintéticos en vías  
(Fuente: International Geosynthetic Society - IGS)

### 2.1.3.2 Filtración

Los geosintéticos actúan en forma similar a un filtro de arena permitiendo el movimiento de agua a través del suelo y reteniendo las partículas transportadas por el flujo (ver Figura N° 2.7). Son muy usados en sistemas de protección para prevenir la erosión del suelo (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

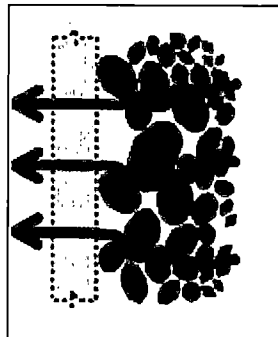


Figura N° 2.7. Función de filtración de geosintéticos en flujos de partículas  
(Fuente: International Geosynthetic Society - IGS)

### 2.1.3.3 Drenaje

Los geosintéticos actúan como drenes para conducir el flujo a través de suelos menos permeables. Por ejemplo, han sido usados como drenes de interceptación en taludes, drenes de contrafuertes y muros de contención, también se han usado como drenes verticales prefabricados (PDV'S) para acelerar la consolidación de fundaciones (ver Figura N° 2.8) (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

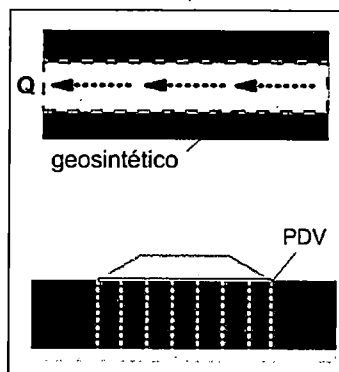


Figura N° 2.8. Drenes verticales prefabricados (PVD'S)  
(Fuente: International Geosynthetic Society - IGS)

#### 2.1.3.4 Refuerzo

Los geosintéticos actúan como un elemento de refuerzo dentro de la masa de suelo para producir un compuesto con mejores propiedades de resistencia y deformación (ver Figura N° 2.9). Por ejemplo, geotextiles y geomallas son usados para adicionar al suelo resistencia a la tracción y posibilitar la construcción de paredes de suelo reforzado verticales o casi verticales (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

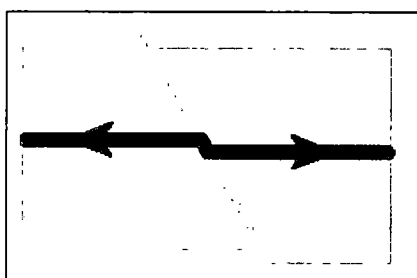


Figura N° 2.9. Función de refuerzo  
(Fuente: International Geosynthetic Society - IGS)

#### 2.1.4 Aplicaciones de los geosintéticos como refuerzo del suelo

Las tres aplicaciones principales de refuerzo de suelos mediante el uso de geosintéticos son: (1) la construcción de terraplenes sobre suelos blandos, (2) el incremento de la estabilidad e inclinación de taludes, y (3) la reducción de los empujes de tierra detrás de muros de contención y estribos de puentes. En las dos primeras aplicaciones, los geosintéticos permiten que la construcción sea viable, y respecto a la última aplicación, se podrían dar ahorros significativos en

comparación a la construcción de muros de contención convencionales (Holtz, D., 2001<sup>(33)</sup>).

Los sistemas de muro reforzado involucran el uso de un revestimiento frontal de concreto lanzado o "shotcrete" para su protección o de paneles o losetas de concreto que pueden ser prefabricados o vaciados en el lugar. Como alternativa, los taludes reforzados podrían eliminar el uso de elementos de revestimiento, lo que significa un ahorro en costo de los materiales y tiempo de construcción en comparación a muros reforzados verticales. Tal como se indica en la Figura N° 2.10, generalmente un sistema de suelo reforzado provee una alternativa rentable para el diseño de estructuras de contención (Zornberg, J., 2007<sup>(80)</sup>).

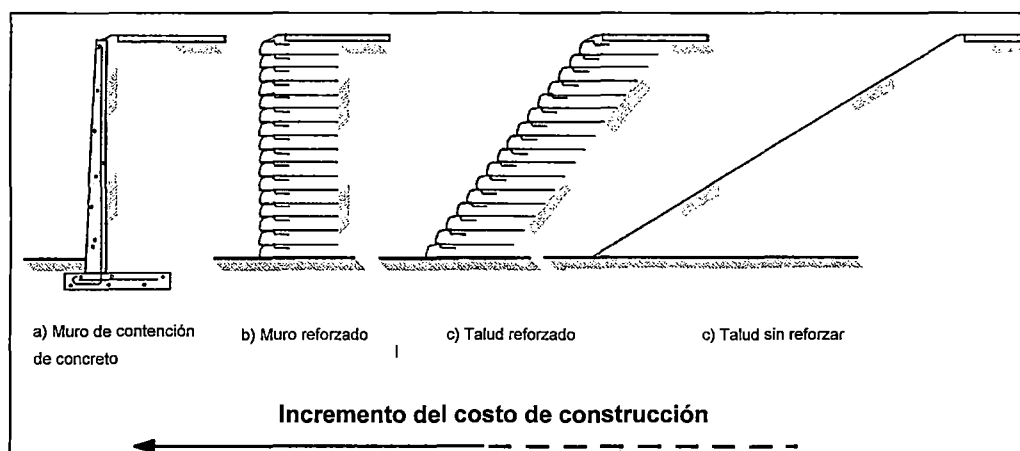


Figura N° 2.10. Alternativas de diseño de suelo reforzado con geosintéticos

(Fuente: Zornberg, J., 2007<sup>(80)</sup>)

#### 2.1.4.1 Taludes reforzados

Los geosintéticos que cumplen la función de refuerzo del suelo son usados para estabilizar taludes contra potenciales superficies de falla, para cumplir este objetivo las capas de refuerzo son usadas como capas horizontales de refuerzo primario (ver Figura N° 2.11), también las capas de refuerzo permiten que los taludes sean construidos con inclinaciones más pronunciadas en comparación con taludes sin refuerzo. Puede ser necesario estabilizar la cara expuesta del talud mediante el uso de refuerzos secundarios de menor longitud (ver Figura N° 2.11) y menos espaciados y/o mediante la envoltura de las capas de refuerzo en el paramento.

En la mayoría de los casos la cara expuesta del talud debe ser protegida contra la erosión lo que podría requerir el uso de materiales geosintéticos como geoceldas rellenas de suelo, biomantas o geomallas, los cuales son usados para proteger la vegetación de modo temporal, al mismo tiempo se podría construir un dren interceptor para eliminar las fuerzas de infiltración en la zona del suelo reforzado (ver Figura N° 2.11) (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

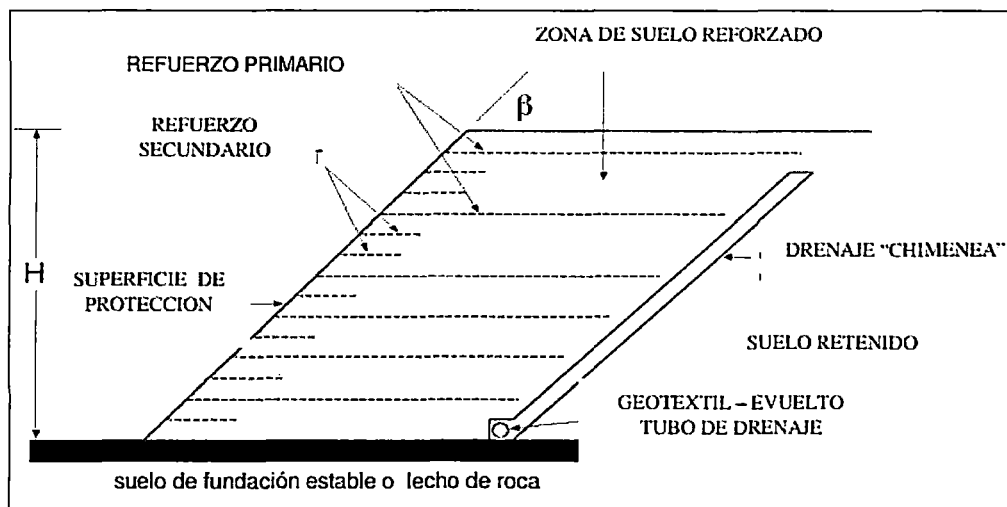


Figura N° 2.11. Talud reforzado con geosintéticos sobre suelo de fundación estable  
(Fuente: International Geosynthetic Society - IGS)

Una característica de los taludes reforzados es que tienen una inclinación de la fachada menor a  $70^\circ$ . Para inclinaciones mayores se recomienda que su diseño sea como el de un muro reforzado, donde es aplicado el concepto de presión lateral de tierra. Los taludes reforzados no se diseñan como estructuras de contención, sino, utilizando versiones modificadas de los métodos clásicos de equilibrio límite.

El material de relleno estructural, según la Administración Federal de Carreteras de USA (FHWA), podría ser de menor calidad en comparación al material de relleno estructural usado en muros de suelo reforzado, sin embargo se recomienda que este material sea de baja plasticidad y con buena capacidad de drenaje, al mismo tiempo se debe tener en cuenta las características de la interacción suelo - refuerzo.

### 2.1.4.2 Muros de suelo reforzado

Son muros de contención donde el relleno estructural es reforzado con capas horizontales de refuerzos compuestos por materiales geosintéticos (geotextiles, geomallas, geoceldas, etc.), de este modo la masa de suelo reforzado actúa como una estructura de contención a gravedad, y al mismo tiempo resiste las presiones de tierra desarrolladas detrás de la zona reforzada.

La estabilidad local del relleno en la parte superior de la pared es asegurada mediante la fijación del refuerzo a la fachada o paramento, el paramento puede estar constituido por paneles de concreto reforzado, bloques de concreto, fachadas metálicas, mallas metálicas, gaviones, fachada de geosintéticos (geotextiles o geomallas) con vegetación, concreto lanzado o "Shotcrete", etc. (ver Figura N° 2.12) (Traducido por Durand, R.D.F., Preparado por Bathurst, R.J., IGS).

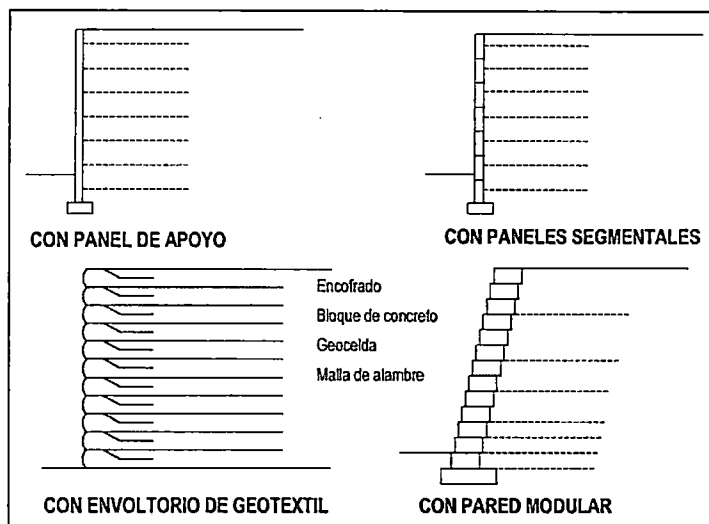


Figura N° 2.12. Tipos de muro de suelo reforzado  
(Fuente: International Geosynthetic Society - IGS)

Estos tipos de muros son más flexibles en comparación a estructuras de gravedad masivas (concreto reforzado, mampostería, etc.), asimismo, ofrecen muchas ventajas, por ejemplo, una reducción significativa en el costo por metro cuadrado de fachada o paramento (Koerner, R.M., 1998<sup>(39)</sup>).

Se dice que el suelo detrás de la fachada o paramento es “Tierra mecánicamente estabilizada” (MSE), y en general a estos muros se les conoce como muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSE), debido a que los términos “Tierra reforzada” y “Tierra armada” son objeto de patentes (Koerner, R.M., 1998<sup>(39)</sup>).

En la actualidad se viene utilizando la tecnología de muros de “Tierra mecánicamente estabilizada” a base de un paramento rígido en toda la altura del muro (PR, siglas equivalentes a FHR en inglés) construido por etapas, el cual es usado en Japón como un estándar para el caso de ferrocarriles (incluyendo los usados para trenes de alta velocidad) (ver Figura N° 2.13 y Figura N° 2.14) en sustitución de la tecnología de muros de contención convencional (Tatsuoka, F., 2008<sup>(64)</sup>).

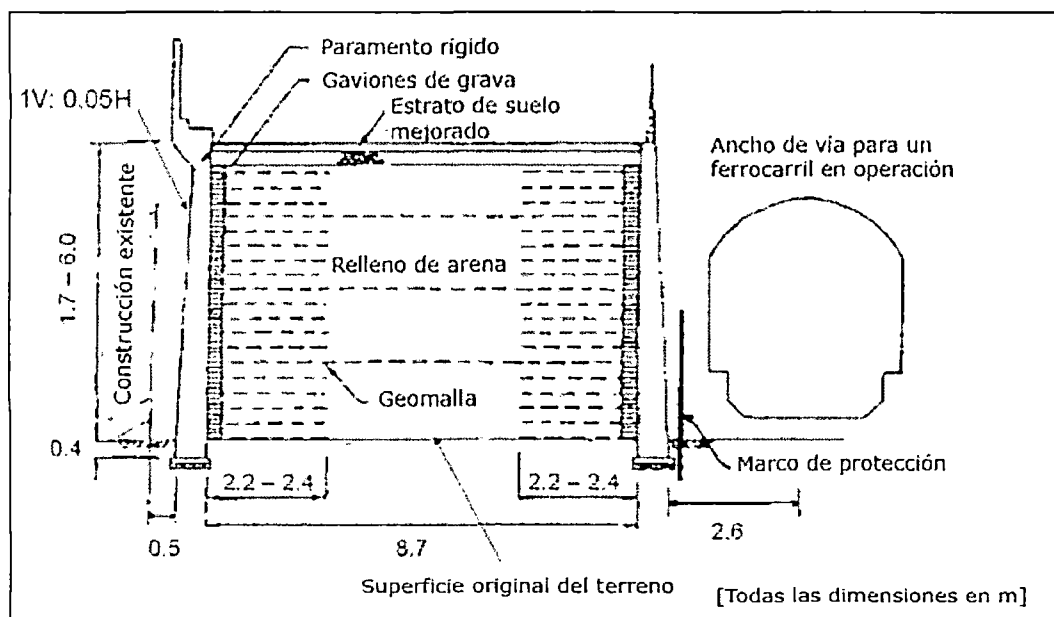


Figura N° 2.13. Muro MSE con paramento rígido, línea de tren Seibu Ikebukuro, Tokio, Japón  
 (Fuente: Tatsuoka, F., 2008<sup>(64)</sup>)



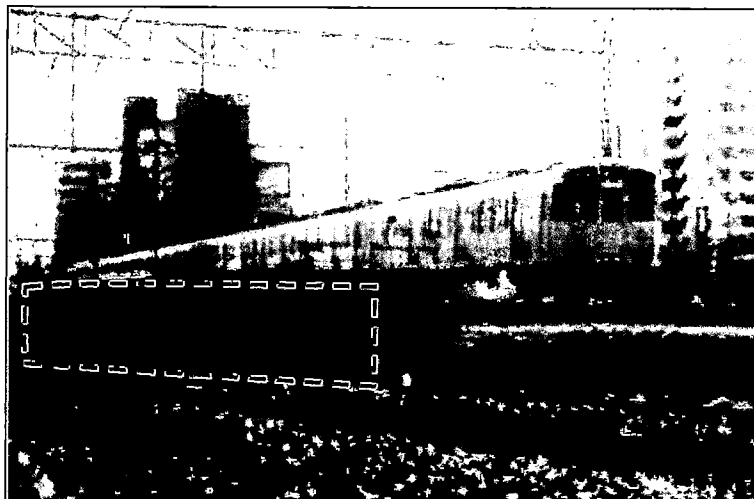


Figura N° 2.14. Muro MSE con paramento rígido terminado, Abril de 1994  
(Fuente: Tatsouka, F., 2008<sup>(64)</sup>)

### 2.1.5 Propiedades de los elementos de refuerzo

Según la FHWA, las propiedades estructurales de los materiales de refuerzo están en función de:

- Características geométricas.
- Resistencia y rigidez.
- Durabilidad.
- Tipo de material.

Los dos materiales comúnmente usados como refuerzo son, geosintéticos y acero (FHWA-NHI-00-043, 2001<sup>(21)</sup>).

Es oportuno señalar que en la presente investigación se usó una geomalla biaxial como refuerzo, por ende, se hará una descripción detallada de sus propiedades estructurales.

#### 2.1.5.1 Características geométricas

Las capas de geomalla se caracterizan por su ancho y por la distancia de centro a centro entre las capas de geomalla que están dispuestas de forma horizontal en el suelo. El área de la sección transversal no es necesaria, ya que la resistencia de una geomalla se expresa como una fuerza de tracción por unidad de longitud (FHWA-NHI-00-043, 2001<sup>(21)</sup>).

Por otra parte, la relación de cobertura  $R_c$  (coverage ratio) (ver ecuación 2.1), se usa para relacionar la fuerza por unidad de longitud de un elemento de refuerzo con la fuerza por unidad de longitud requerida a través de toda la estructura (ver Figura N° 2.15) (FHWA-NHI-00-043, 2001<sup>(21)</sup>).

$$R_c = b/S_h \quad (2.1)$$

Donde cada uno de los términos significa lo siguiente:

$b$  = Ancho bruto de las capas de geomalla.

$S_h$  = Espaciamiento horizontal de centro a centro entre las capas de geomalla.

Por lo tanto, un valor de  $R_c = 1.0$  significaría que el refuerzo cubre toda la superficie horizontal del suelo, esta condición es satisfecha para refuerzos continuos (FHWA-NHI-00-043, 2001<sup>(21)</sup>).

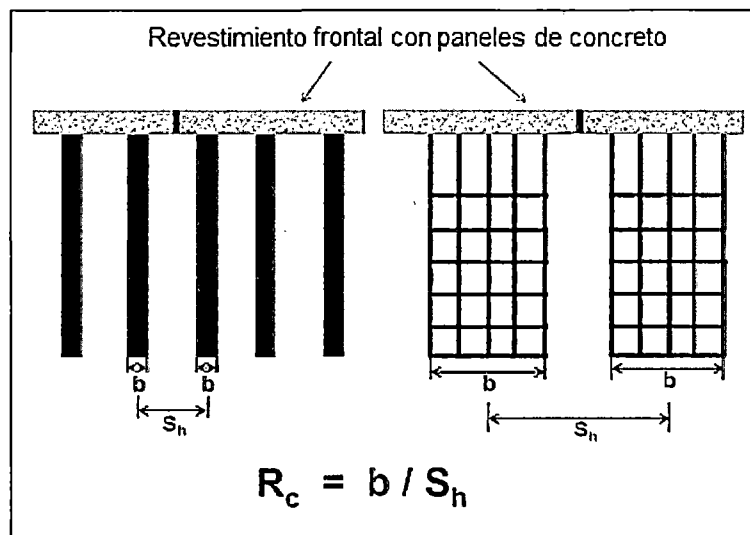


Figura N° 2.15. Relación de cobertura para refuerzos de geomalla  
(Fuente: FHWA-NHI-10-024, 2009<sup>(12)</sup>)

### 2.1.5.2 Propiedades de resistencia del refuerzo

La elección de la resistencia nominal a la tracción a largo plazo  $T_{al}$ , para el refuerzo es determinada a través de la evaluación de todas las posibles pérdidas de resistencia del refuerzo que podrían ocurrir durante su periodo de vida útil. Las propiedades de tracción de los geosintéticos son afectados por factores tales como la fluencia o “creep”, daños durante la instalación, el envejecimiento, temperatura y el esfuerzo de confinamiento (FHWA-NHI-10-024, 2009<sup>(12)</sup>).

En general, los refuerzos poliméricos son muy susceptibles a sufrir daños durante su instalación, así como la exposición a temperaturas elevadas que conlleva a una aceleración de los procesos de fluencia y envejecimiento prematuro.

La resistencia nominal a la tracción a largo plazo,  $T_{al}$ , se calcula de la siguiente manera:

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D} \quad (2.2)$$

Donde:

$T_{ult}$  = Resistencia última a la tracción (fuerza por unidad de longitud).

RF = Factor de reducción. Es el producto de todos los factores de reducción aplicables.

$RF_{ID}$  = Factor de reducción por daños durante la instalación. Este factor representa los efectos perjudiciales debido a la instalación y compactación del suelo o agregado sobre el geosintético durante la construcción, asimismo, se debe usar como mínimo un factor de 1.10 para tener en cuenta las incertidumbres de los ensayos.

$RC_{CR}$  = Factor de reducción por “Creep” o fluencia. Este factor representa los efectos de fluencia a largo plazo en el refuerzo, como resultado de una carga de tracción aplicada sobre el refuerzo durante su vida útil.

$RF_D$  = Factor de reducción por durabilidad. Este factor representa la pérdida de resistencia debido a la degradación química (envejecimiento) del polímero utilizado como refuerzo, por ejemplo, la oxidación de poliolefinas, hidrólisis de poliésteres, etc.

En resumen, los factores  $RF_{ID}$ ,  $RF_{CR}$  y  $RF_D$ , representan las pérdidas de resistencia reales a largo plazo, de forma análoga a la pérdida de resistencia del acero debido a la corrosión. El proceso de degradación de los elementos de refuerzo se ilustra en la Figura N° 2.16, además se puede observar que algunas pérdidas de resistencia ocurren inmediatamente después de la instalación y otras ocurren durante el periodo de diseño del refuerzo, asimismo gran parte de la pérdida de resistencia del refuerzo ocurre cerca del término del periodo de diseño del refuerzo (FHWA-NHI-10-024, 2009<sup>(12)</sup>).

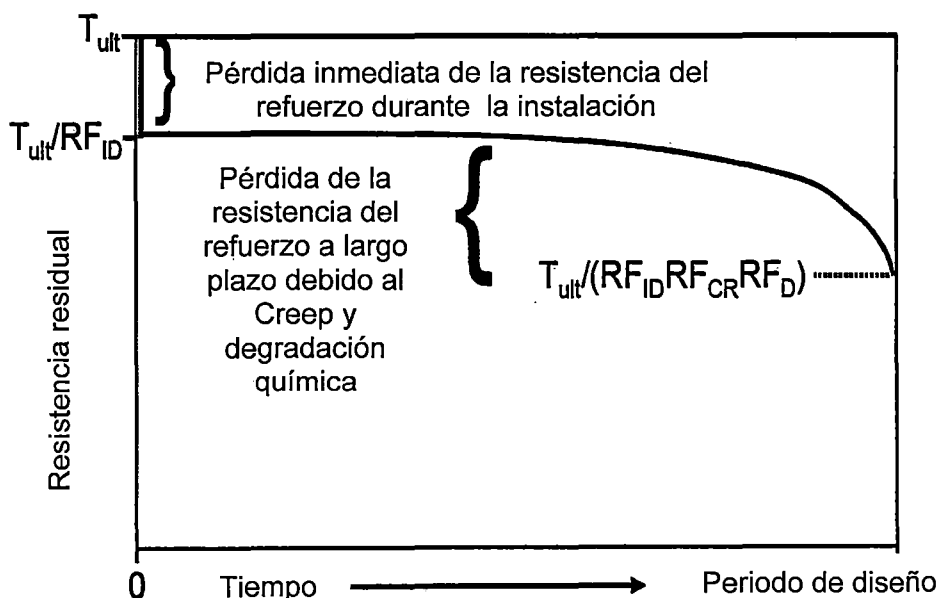


Figura N° 2.16. Resistencia a largo plazo del refuerzo geosintético

(Fuente: FHWA-NHI-10-024, 2009<sup>(12)</sup>)

## 2.2 INTERACCIÓN SUELO - GEOSINTÉTICO

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 exhibe una elevada rigidez y al mismo tiempo una alta capacidad de soportar cargas en comparación con suelos sin refuerzo. El incremento en rigidez y resistencia es el resultado del efecto de la restricción interna impuesta por el geosintético de refuerzo dentro de la masa de suelo reforzado, en este sentido, el geosintético de refuerzo restringe la deformación de la masa de suelo reforzado a lo largo de la dirección axial del refuerzo debido a la interacción suelo - geosintético.

### 2.2.1 Mecanismo de transferencia de esfuerzos

La transferencia de esfuerzos del suelo al refuerzo está en función de la fricción en la interface suelo - geosintético y de la resistencia pasiva o trabazón.

La fricción se desarrolla en lugares donde existe un desplazamiento relativo en el contacto suelo - refuerzo y un esfuerzo de corte entre el suelo y la superficie del refuerzo. Aquellos refuerzos donde el desarrollo de la fricción sea importante deben estar alineados en la dirección del movimiento relativo entre el suelo y el refuerzo. Este mecanismo es importante en geotextiles y en menor grado en geomallas (ver Figura N° 2.17).

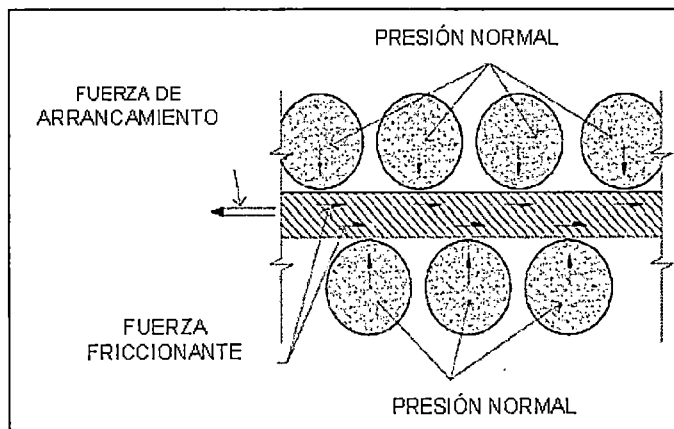


Figura N° 2.17. Movilización de la fricción en la interface suelo - geosintético  
(Fuente: FHWA-NHI-10-024, 2009<sup>(12)</sup>)

La resistencia pasiva o trabazón, ocurre debido al empuje pasivo del suelo que es soportado por los elementos de refuerzo transversales a la dirección del movimiento relativo entre el suelo y el refuerzo. La trabazón es considerada el mecanismo de interacción más importante para los elementos de refuerzo tipo geomalla (ver Figura N° 2.18).



Figura N° 2.18. Resistencia pasiva o trabazón

(Fuente: FHWA-NHI-10-024, 2009<sup>(12)</sup>)

En resumen, la interacción entre el suelo y la geomalla es función de la fricción movilizada y el empuje pasivo del suelo movilizado sobre los elementos transversales del refuerzo, asimismo, es importante señalar que ambos efectos no ocurren de manera simultánea y están en función de la magnitud del desplazamiento relativo entre el suelo y el refuerzo. Así pues, para pequeños desplazamientos relativos entre el suelo y el refuerzo ocurre una movilización de la fricción en la interface, y a medida que el desplazamiento relativo se incrementa ocurre la movilización progresiva del empuje pasivo del suelo sobre los elementos transversales del refuerzo.

La contribución de cada mecanismo de transferencia para cualquier refuerzo, dependerá de la rugosidad de la superficie, así como el esfuerzo efectivo normal, las dimensiones de la abertura, espesor de los elementos transversales y las características de elongación del refuerzo. Las características del suelo son igual de importantes para el desarrollo de la interacción suelo - geosintético, se debe tener en cuenta: El tamaño máximo de partícula, granulometría, forma de las partículas, densidad, contenido de agua, cohesión y rigidez del suelo (FHWA-NHI-10-024, 2009<sup>(12)</sup>).

## 2.2.2 Comportamiento del suelo reforzado

Es oportuno señalar, que el comportamiento de la masa de suelo reforzado con geosintético (GRS) ha sido estudiado mediante ensayos triaxiales y ensayos de compresión por deformación plana (PSC, por sus siglas en inglés). Muchos de estos ensayos se han realizado en muestras de dimensiones reducidas lo que hace que los resultados sean cuestionados; en este sentido, en los años recientes, se han realizado diversos ensayos a gran escala, los que han proporcionado una gran cantidad de información con respecto al mecanismo de refuerzo en una masa de suelo reforzado, sin embargo, esto involucró altos costos de implementación (Ketchart y Wu, 2001<sup>(38)</sup>).

En la literatura, se han propuesto tres conceptos para explicar el comportamiento mecánico de una masa de suelo reforzado con geosintético (GRS): (1) el concepto del incremento de la presión confinamiento (Yang y Singh, 1974<sup>(76)</sup>; Ingold, 1982<sup>(37)</sup>; Athanasopoulos, 1993<sup>(5)</sup>), (2) el concepto de mejora de las propiedades del material (Schlosser y Long, 1972<sup>(59)</sup>; Hausmann y Lee, 1976<sup>(31)</sup>; Gray y Ohashi, 1983<sup>(29)</sup>; Maher y Gray, 1990<sup>(45)</sup>; Athanasopoulos, 1993<sup>(5)</sup>), y (3) el concepto de la reducción de deformaciones verticales y laterales (Bassett y Last, 1978<sup>(6)</sup>).

Dentro de estos estudios, el comportamiento del suelo reforzado con geosintético (GRS), es explicado por Schlosser y Long (1972)<sup>(59)</sup> y Yang (1972)<sup>(77)</sup>, mediante dos conceptos:

- (a) El concepto de la cohesión aparente.
- (b) El concepto del incremento del confinamiento.

### 2.2.2.1 Concepto de la cohesión aparente

Según Schlosser y Long (1972)<sup>(59)</sup>, Una vez que cierta presión de confinamiento  $\sigma_{3c}$  es excedida, el refuerzo provee un incremento constante de  $\Delta\sigma_{1R}$  sobre el esfuerzo axial  $\sigma_1$  en la falla para un suelo sin refuerzo, tal como se muestra en el diagrama de esfuerzos de Mohr en la Figura N° 2.19. Este incremento en la

resistencia puede ser caracterizado como una cohesión aparente ( $C'_R$ ), por lo tanto para un suelo no cohesivo reforzado, la condición de falla se podría interpretar en términos de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb de un suelo cohesivo, asumiendo que no existe deslizamiento en la interface suelo - geosintético y que la falla de la masa de suelo reforzado es debido a la ruptura del refuerzo.

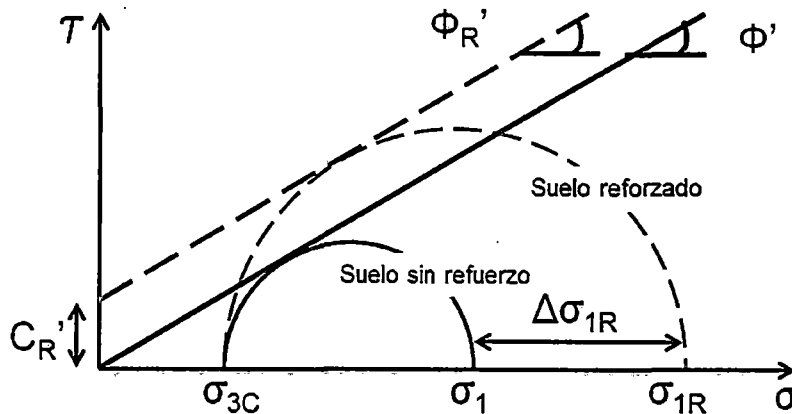


Figura N° 2.19. Concepto de la cohesión aparente  
 (Fuente: Schlosser y Long, 1972<sup>(59)</sup>)

### 2.2.2.2 Concepto del incremento del confinamiento

El suelo reforzado muestra una gran capacidad de soportar cargas verticales en comparación con un suelo sin refuerzo, esto se explica mediante el concepto del incremento del confinamiento partiendo desde un estado de esfuerzos representado por  $\sigma_1$  y  $\sigma_{3C}$  (ver Figura N° 2.20), siendo los esfuerzos axial y confinante en la falla para un suelo sin refuerzo, donde el esfuerzo confinante es incrementado por  $\Delta\sigma_{3R}$ , el cual representa el esfuerzo de tracción en el refuerzo, como consecuencia de este incremento el esfuerzo axial es incrementado hasta un valor de  $\sigma_{1R}$ , lo que significa que debido al refuerzo se obtiene una mayor capacidad para resistir cargas verticales.

Asimismo, es importante señalar que los efectos de la cohesión aparente y confinamiento son dependientes de la movilización de la fuerza de tracción en el refuerzo y del porcentaje de deformación del suelo a partir del cual estas fuerzas de tracción empiezan a ser movilizadas.



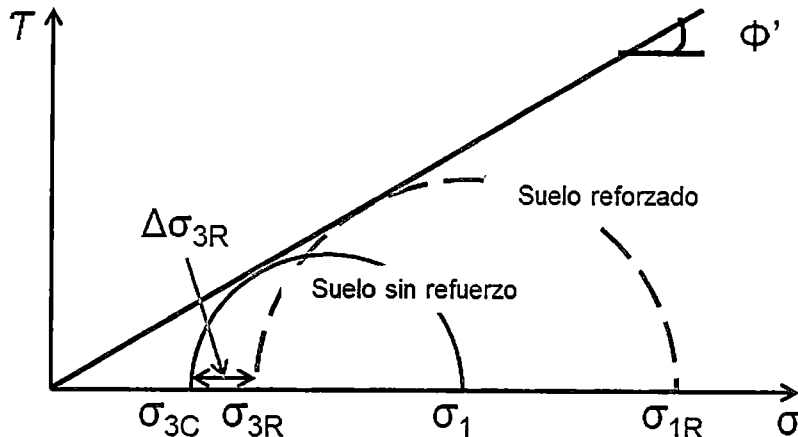


Figura N° 2.20. Concepto del incremento del confinamiento  
(Fuente: Yang, 1972<sup>(77)</sup>)

Al respecto, Ruiken A. y otros (2010)<sup>(56)</sup> llevaron a cabo una serie de ensayos triaxiales a gran escala sobre muestras de material granular para base ( $d_{50} = 12 \text{ mm}$ ) con ángulo de fricción igual a  $46.4^\circ$ , y compactado al 98 % de la densidad próctor ( $\gamma = 1.930 \text{ gr/cm}^3$ ). Se ensayaron especímenes de 0.50 m de diámetro por 1.10 m de altura (ver Figura N° 2.21), la serie de ensayos incluyó especímenes de suelo con y sin refuerzo, el refuerzo que se usó fue una geomalla biaxial de polipropileno con una resistencia nominal de 30.0 kN/m, apertura de 32 mm x 32 mm y una resistencia longitudinal al 2 % de deformación de 12.0 kN/m.

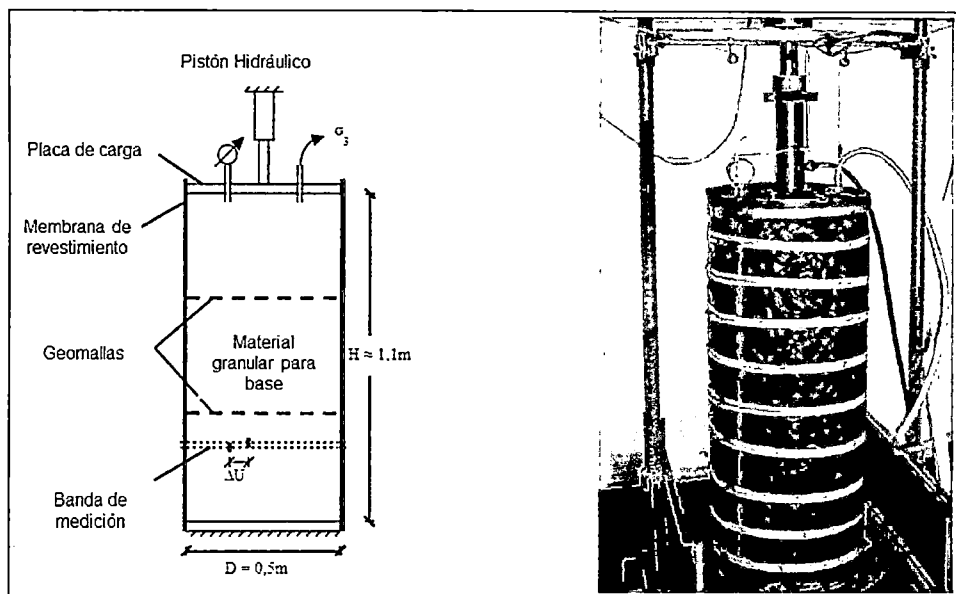


Figura N° 2.21. Esquema de la instrumentación y fotografía de la celda de carga  
(Fuente: Ruiken A. y otros, 2010<sup>(56)</sup>)

Los resultados de los ensayos representados por las curvas esfuerzo - deformación (ver Figura N° 2.22), muestran que el suelo reforzado es afectado de manera significativa por el espaciamiento de los refuerzos dentro del espécimen, al mismo tiempo, se observa un incremento de la resistencia y rigidez del espécimen a medida que se incrementa la cantidad de capas de refuerzo, no obstante, los beneficios del refuerzo no son apreciados, sino hasta que el espécimen presente deformaciones verticales mayores a 1 %, en otras palabras para deformaciones verticales del espécimen menores a 1 %, las fuerzas de tracción en el refuerzo no son movilizadas.

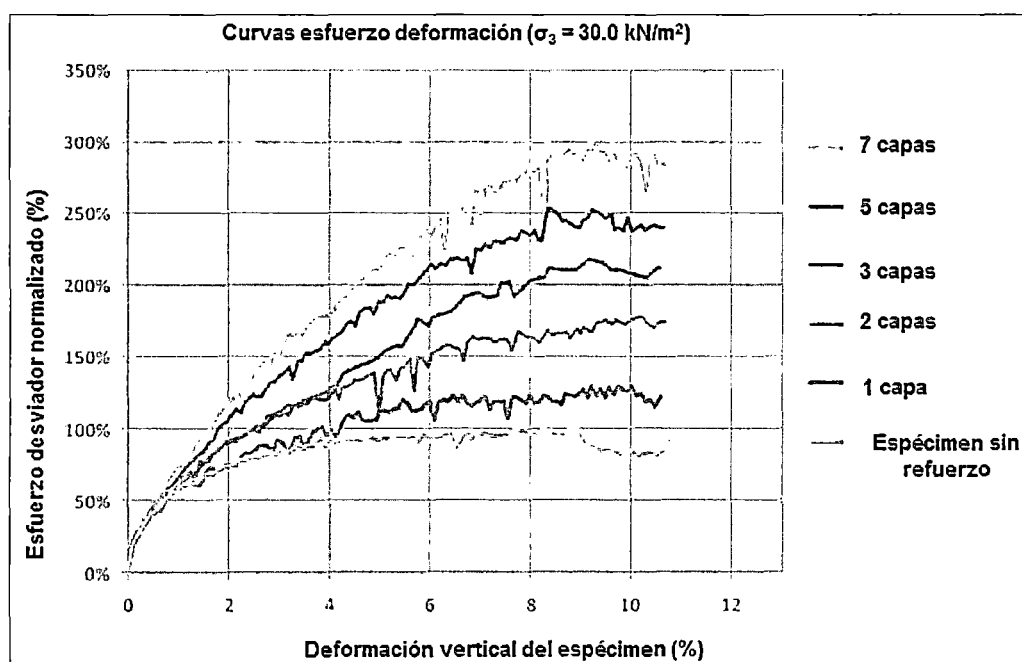


Figura N° 2.22. Resultados de los ensayos triaxiales a gran escala  
(Fuente: Ruiken A. y otros, 2010<sup>(56)</sup>)

Además, la Figura N° 2.23 representa las deformaciones radiales promedio en la celda Triaxial, donde se aprecia una reducción significativa de la deformación radial conforme se incrementa la cantidad de refuerzos, además este efecto no ocurre solamente a la altura donde se ubicaron las geomallas, sino también en el suelo que se encuentra confinado entre dos capas de geomalla con un espaciamiento vertical menor o igual a 0.40 m.

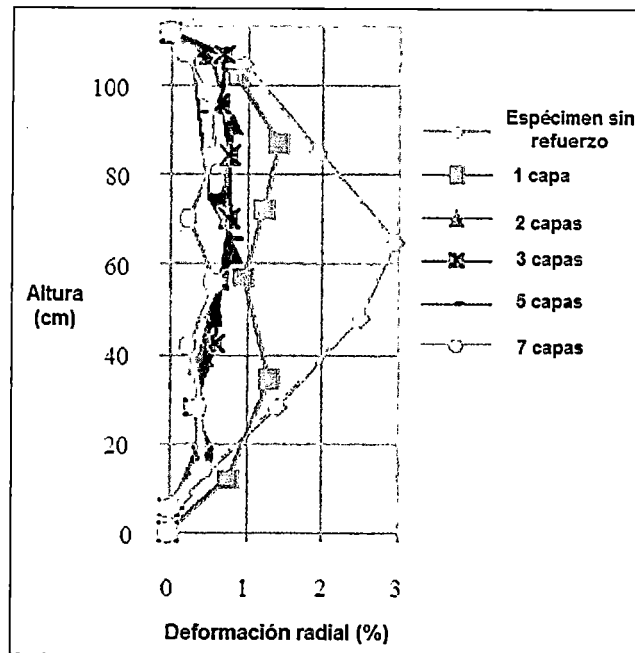


Figura N° 2.23. Deformación radial promedio  
 (Fuente: Ruiken A. y otros, 2010<sup>(56)</sup>)

Ruiken A. y otros (2010) <sup>(56)</sup>, concluyen que para espaciamientos verticales pequeños (0.40 m o menos), el efecto del refuerzo se representa como un esfuerzo confinante adicional  $\Delta\sigma_3$  actuando de manera homogénea en toda la altura del espécimen (ver Figura N° 2.24) que depende de la fuerza de tracción movilizada en el refuerzo.

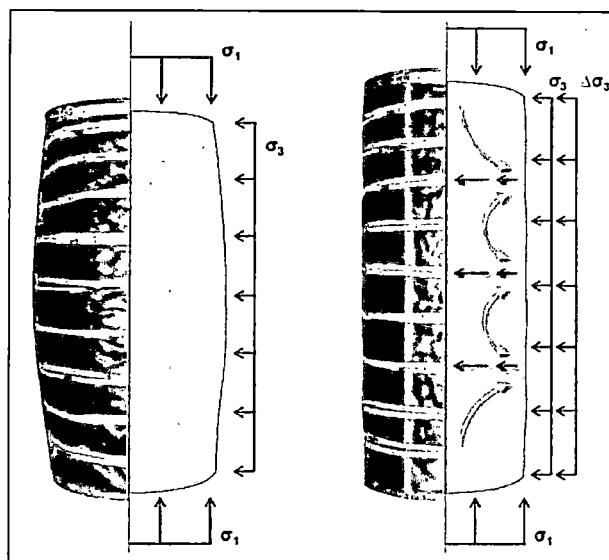


Figura N° 2.24. Especímenes sin refuerzo y reforzado, a un mismo nivel de carga axial  
 (Fuente: Ruiken A. y otros, 2010<sup>(56)</sup>)

Esto se evidencia durante el ensayo del espécimen reforzado donde el incremento de carga axial provoca la deformación del espécimen en dirección radial, generando la activación gradual de las fuerzas de tracción en el refuerzo (ver Figura N° 2.25) hasta que el incremento adicional del esfuerzo confinante  $\Delta\sigma_3$  y el esfuerzo axial  $\Delta\sigma_1$ , intersecte un punto en la envolvente de falla del espécimen sin refuerzo (ver Figura N° 2.26).

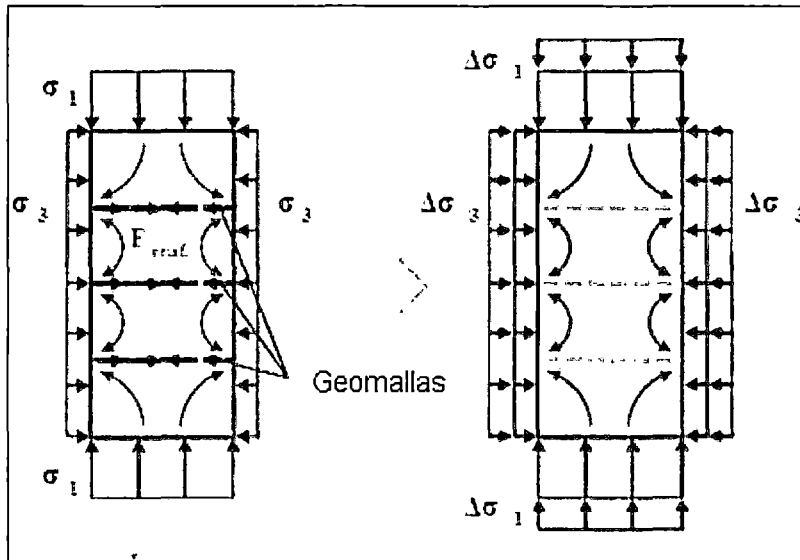


Figura N° 2.25. Incremento de la resistencia del suelo debido al refuerzo  
 (Fuente: Ruiken A. y otros, 2010<sup>(56)</sup>)

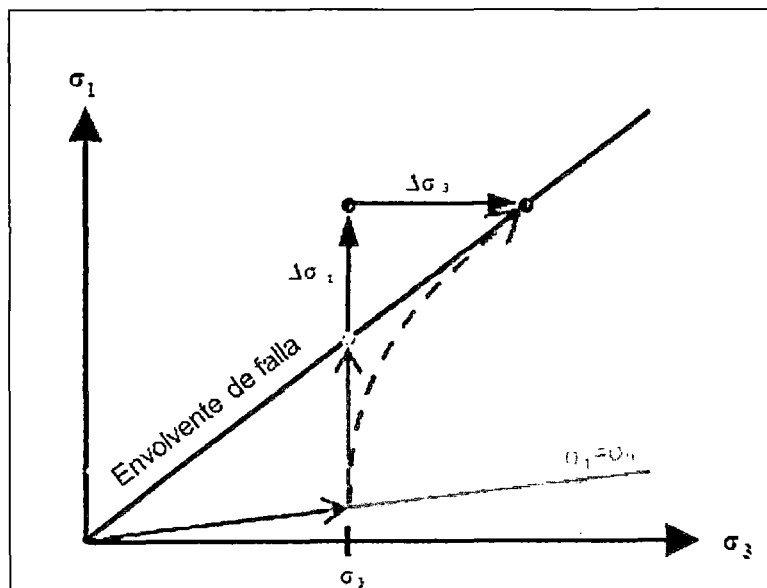


Figura N° 2.26. Trayectoria de esfuerzos en especímenes sin refuerzo (línea azul) y reforzado (línea roja)

(Fuente: Ruiken A. y otros, 2010<sup>(56)</sup>)

Inicialmente propuesto por Vidal (1966), este comportamiento puede ser representado mediante círculos de Mohr (ver Figura N° 2.27), donde un incremento en el esfuerzo axial  $\sigma_1$  requiere de un incremento del esfuerzo confinante  $\sigma_3$ , tal que la relación de radios ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) sea constante.

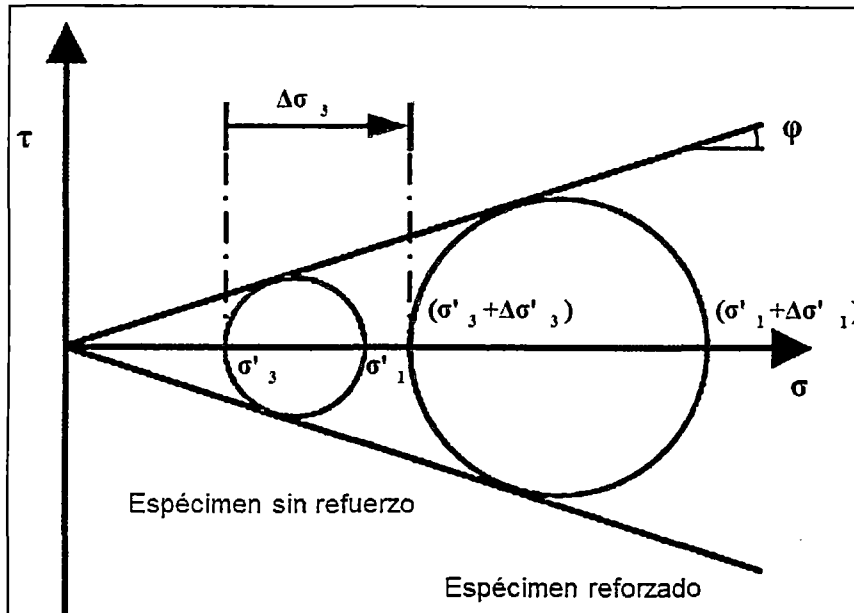


Figura N° 2.27. Incremento de resistencia del suelo debido al refuerzo  
 (Fuente: Vidal, 1969; Citado por Ruiken A. y otros, 2010<sup>(56)</sup>)

### 2.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Cuando la superficie del terreno no es horizontal existe una componente que tiende a provocar el deslizamiento del suelo, tal como se aprecia en la Figura N° 2.28. Si a lo largo de una superficie potencial de deslizamiento los esfuerzos tangenciales debidos al peso propio o a cualquier otra causa (como agua de infiltración, peso de una estructura o un movimiento sísmico) superan la resistencia al corte del suelo, se produce un deslizamiento de una parte del terreno. Existen muchos casos en los taludes naturales, terraplenes compactados y excavaciones, en los que el ingeniero debe estudiar la estabilidad de un talud comparando los esfuerzos tangenciales con la resistencia al corte a lo largo de una superficie de deslizamiento potencial, es decir deberá realizar un cálculo de estabilidad (Lambe, W.T., y Whitman, V.R., 1979<sup>(42)</sup>).

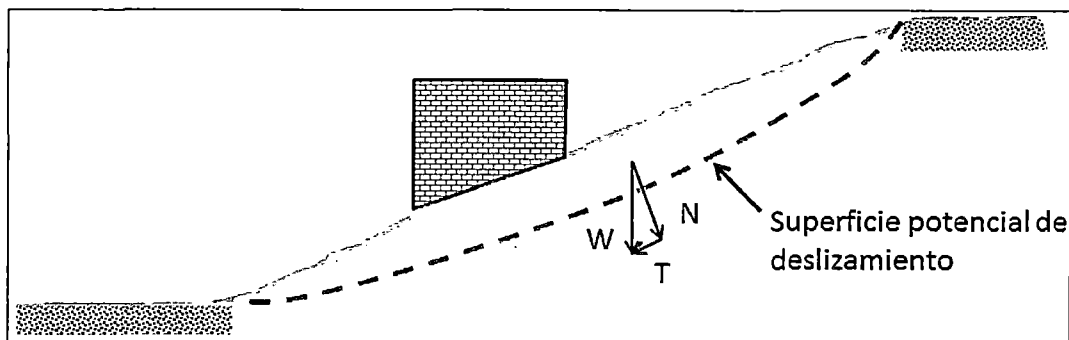


Figura N° 2.28. Talud natural  
(Fuente: Lambe y Whitman, 1979<sup>(42)</sup>)

### 2.3.1 Métodos de equilibrio límite

Existe una variedad de métodos para el análisis de estabilidad, algunas de estas metodologías son: Los métodos de equilibrio límite, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para el análisis de caída de rocas, entre otros.

No obstante, los métodos de equilibrio límite para el cálculo de estabilidad de taludes, son los más utilizados en la práctica común, y han demostrado a lo largo de los años, ser rápidos, sencillos y fiables.

Cabe decir que, los métodos de equilibrio límite, tienen cinco hipótesis básicas de carácter restrictivo, las cuales son:

- 1) Se considera que el talud es indefinido en la dirección horizontal paralela a su superficie, es decir, el problema se estudia en condiciones de deformación plana.
- 2) Se supone un mecanismo de rotura a favor de determinadas superficies de deslizamiento (planas o curvas). La masa del suelo contenida por dichas superficies se considera como un único bloque rígido o bien se subdivide en bloques más pequeños también rígidos, dependiendo de la forma de rotura supuesta o del procedimiento de cálculo (ver Figura N° 2.29).

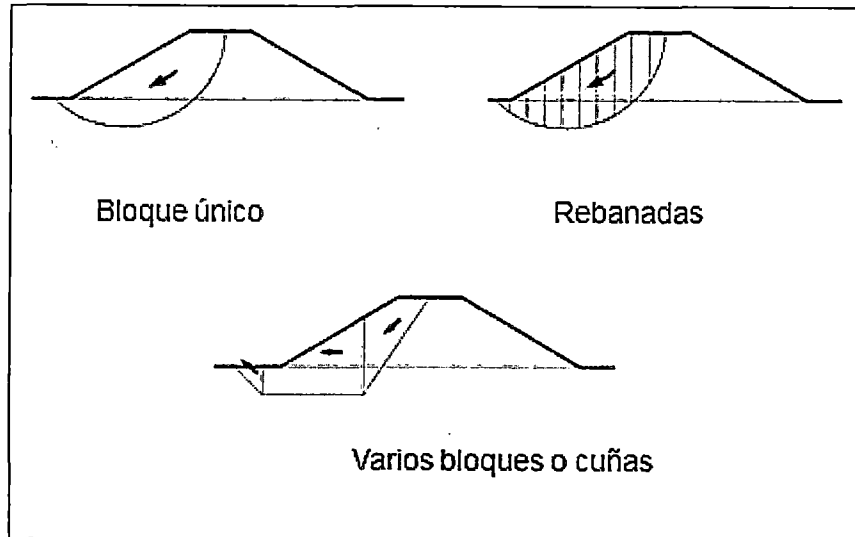


Figura N° 2.29. Mecanismos de rotura

(Fuente: Ortuño, 2003<sup>(60)</sup>)

- 3) Se asume un criterio de rotura del terreno a lo largo de las superficies de deslizamiento definidas. Dicho criterio es habitualmente el de Mohr-Coulomb.
- 4) Se supone que cada bloque en los que se ha subdividido la masa de suelo se encuentra en equilibrio, bajo este estamento, se resuelven las ecuaciones de equilibrio estático (fuerzas y momentos) del sistema y se determina la resistencia tangencial necesaria a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta para conseguir dicho equilibrio.
- 5) Se define un factor de seguridad que se supone constante a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

A continuación se presenta en la Tabla 2.1, un resumen de los métodos de equilibrio límite más utilizados.

Tabla 2.1. Métodos de equilibrio límite más utilizados (Fuente: Suarez, J., 2013<sup>(63)</sup>)

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius, 1927) en dovelas)	Circulares	Momentos	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop, 1955)	Circulares	Momentos	La resultante de las fuerzas entre dovelas es horizontal, es decir no

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
(en dovelas)			existen fuerzas cortantes entre dovelas.
Janbú Simplificado (Janbú, 1968) (en dovelas)	Cualquier forma	Fuerzas	La resultante de las fuerzas entre dovelas es horizontal. Se utiliza un factor de corrección empírico ( $f_0$ ) para tomar en cuenta los efectos de las fuerzas entre dovelas.
Spencer (Spencer, 1967) (en dovelas)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen una inclinación constante ( $\theta$ ).
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, se asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Para el caso de suelos reforzados los análisis de estabilidad se realizan con los métodos de equilibrio límite convencionales, determinando en un inicio la superficie de falla más crítica y su respectivo factor de seguridad, para luego adicionar los refuerzos, representados en el análisis de estabilidad como una fuerza de tracción adicional, realizándose nuevamente el equilibrio de fuerzas con cualquier método de equilibrio límite y determinando de esta manera el factor de seguridad de la superficie de falla en estudio para las condiciones de refuerzo establecidas.

En la presente investigación se utilizó el programa de cómputo SLIDE (Rocscience, 2010) versión 6.0, para el análisis de estabilidad de los modelos a escala de manera bidimensional en el estado de deformación plana. El detalle de cálculo del factor de seguridad que realiza el programa para el caso de taludes reforzados se presenta en el anexo C.

Por último, es importante mencionar que, los métodos de equilibrio límite tienen una aplicabilidad limitada ya que no toman en consideración la compatibilidad de



los esfuerzos y desplazamientos que se generan por las cargas externas o por su propio peso, asimismo los métodos de equilibrio límite no proporcionan deformaciones o desplazamientos que permitan la evaluación más precisa de la estabilidad.

## 2.4 CAPACIDAD DE CARGA EN TALUDES NO REFORZADOS

El problema de cimentaciones sobre taludes ha sido investigado por muchos años y se han desarrollado cierto número de teorías con el objetivo de determinar la capacidad de carga de un determinado talud.

A continuación, se mostrarán algunas teorías que han sido desarrolladas a lo largo de los años.

### 2.4.1 Teoría de capacidad de carga de Meyerhof

Meyerhof propuso su teoría de capacidad de carga para cimentaciones sobre taludes en el año 1957. La ecuación propuesta para el cálculo de la capacidad de carga última fue una versión modificada de la ecuación de Terzaghi, tal como se presenta en la ecuación 2.3.

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.3)$$

Donde:

- $q_u$  : Capacidad de carga de última de la cimentación ( $\text{kN/m}^2$ ).
- $c$  : Cohesión del suelo ( $\text{kN/m}^2$ ).
- $\gamma$  : Peso específico del suelo ( $\text{kN/m}^3$ ).
- $N_{cq}$  : Factor de capacidad de carga, que representa el efecto combinado de la cohesión del suelo y la presión de sobrecarga para un  $D_f \neq 0.0$ .
- $N_{\gamma q}$  : Factor de capacidad de carga, que representa el efecto combinado de la resistencia cortante del suelo de cimentación y la presión de sobrecarga para un  $D_f \neq 0.0$ .

Esta teoría fue desarrollada para suelos puramente cohesivos ( $\phi^\circ = 0^\circ$ ), representado por el factor  $cN_{cq}$  en la ecuación 2.3, y para suelos puramente granulares ( $c = 0.0$  kPa), representado por el factor  $\frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q}$  en la ecuación 2.3.

La ecuación 2.3, es aplicable a cimentaciones sobre o cerca de un talud, ubicadas a una distancia " $D_c$ " de la cresta del talud, tal como se aprecia en la Figura N° 2.30, donde se muestra un talud de altura  $H$ , con una inclinación  $\beta$  respecto la horizontal, asimismo esta figura representa el patrón de falla de la cimentación para el estado de carga última propuesta por Meyerhof.

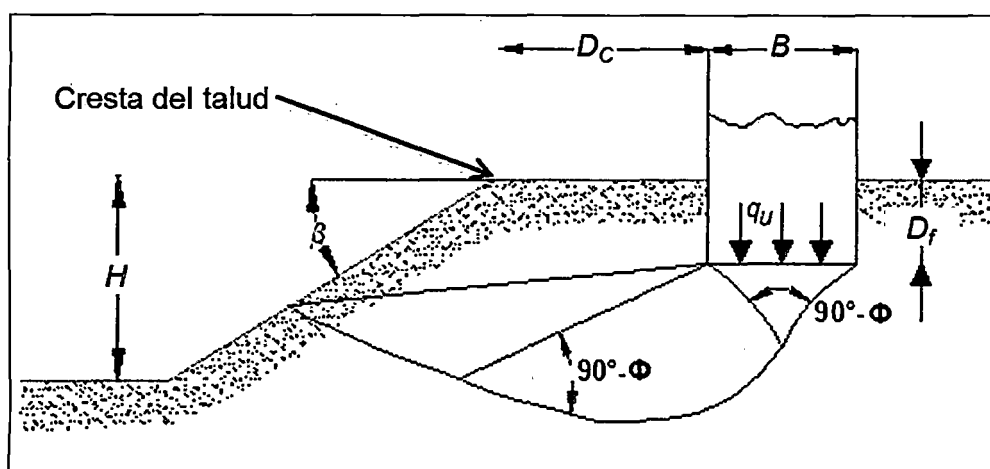


Figura N° 2.30. Patrón de falla propuesta por Meyerhof, 1957

(Fuente: Meyerhof, 1957<sup>(47)</sup>)

#### 2.4.2 Teoría de capacidad de carga de Graham y otros

En 1988, Graham y otros, sugirieron nuevos valores para el factor de capacidad de carga ( $N_{\gamma q}$ ) de Meyerhof para suelos puramente granulares, estos nuevos valores fueron el resultado de aplicar el método de esfuerzos característicos en un talud de suelo granular.

Sin embargo, los valores de capacidad de carga última, calculados mediante la teoría de Graham y otros, son mayores a los que se obtienen de aplicar otros métodos (por ejemplo, el método de Meyerhof, etc.), ya que a diferencia de otros métodos que usan factores de capacidad de carga para el cálculo de la capacidad de carga última, Graham y otros, utilizan el análisis de la superficie potencial de falla, para determinar la capacidad de carga última, además dicho

análisis asume que la resistencia pico del suelo es movilizada simultáneamente a lo largo de la superficie potencial de falla, en otras palabras, Graham y otros, asumieron que el efecto de la falla progresiva en la capacidad de carga última puede ser despreciado. El patrón de falla asumido por Graham y otros, se muestra en la Figura N° 2.31.

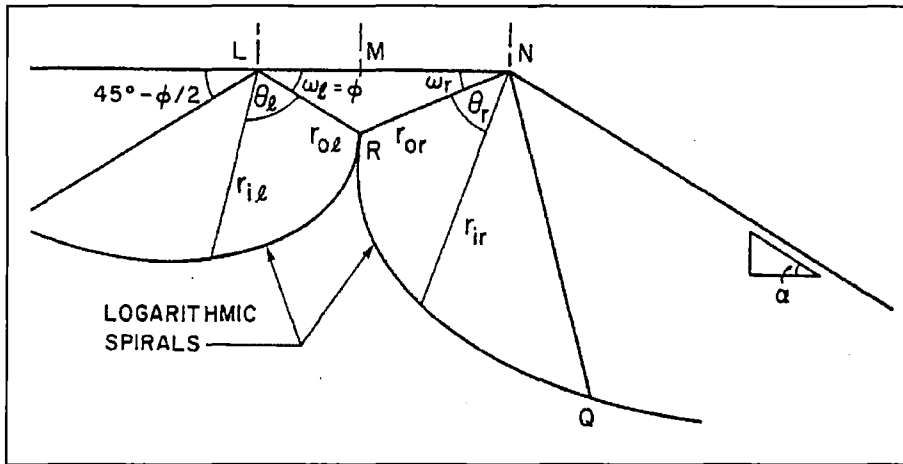


Figura N° 2.31. Patrón de falla propuesto por Graham y otros, 1988

(Fuente: Graham y otros, 1988<sup>(28)</sup>).

Tatsuoka, Huang y Morimoto (1989)<sup>(65)</sup>, afirmaron que la solución dada por Graham y otros (1988)<sup>(28)</sup> es matemáticamente correcta. Sin embargo el comportamiento de una arena es muy diferente a un material perfectamente plástico. Además, el efecto de una falla progresiva es significativo para el caso de una arena densa, esto quiere decir que la carga pico es alcanzada antes de haberse desarrollado completamente el plano de falla. Por lo tanto, si se asume que la resistencia pico es movilizada a lo largo de la superficie potencial de falla, la capacidad de carga es sobrestimada, y lo asumido por Graham y otros, podría conducir a una solución insegura.

#### 2.4.3 Teoría de capacidad de carga de Shiau y otros

Smith, Catherine and Shiau (2008)<sup>(60)</sup>, utilizaron la programación no lineal, para evaluar los efectos de ciertos parámetros sobre la capacidad de carga última, estos parámetros fueron transformados a valores adimensionales para una fácil interpretación.

Parámetros utilizados por Shiau y otros (2008):

- Cociente de resistencia del suelo ( $c/\gamma B$ ).
- Cociente de distancia de la cimentación a la cresta del talud ( $D_C/B$ ).
- Cociente de altura del talud ( $H/B$ ).
- Inclinación del talud respecto a la horizontal ( $\beta$ ).
- Sobrecarga aplicada en la parte superior del talud ( $q/\gamma B$ ).
- Rugosidad de la cimentación.

Aunque la investigación realizada por Shiau y otros, involucró una gran cantidad de parámetros, no se pudo desarrollar cartas de diseño que sean aplicables en la práctica común. La Figura N° 2.32, ilustra los parámetros evaluados por Shiau y otros.

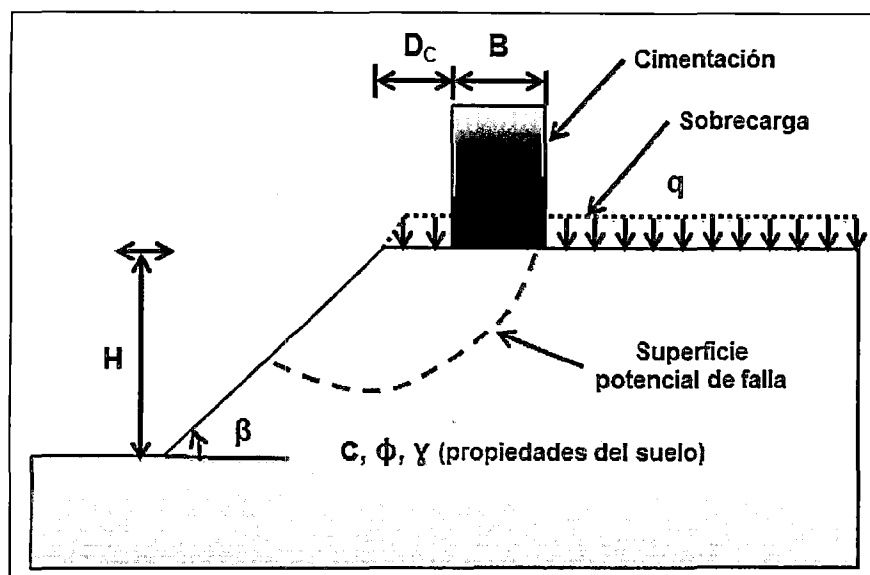


Figura N° 2.32. Parámetros evaluados y mecanismo de falla

(Fuente: Smith y otros, 2007<sup>(61)</sup>)

## 2.5 CAPACIDAD DE CARGA EN TALUDES REFORZADOS

Un suelo de cimentación reforzado (RSF, en sus siglas en inglés), consiste en la inclusión de una o más capas de materiales con propiedades de resistencia a la tracción como tiras de metal, geotextiles, geomallas, entre otros, que van embebidas dentro de un relleno estructural, sobre el cual se ubica una cimentación, formando de esta manera, un material compuesto con una mejor capacidad de carga en el cual la estructura enmallada del refuerzo provee una gran resistencia a la tracción y a su vez un confinamiento lateral expresado como una cohesión aparente a través de la interacción suelo - refuerzo.

Por lo general, el material de relleno estructural de un suelo de cimentación reforzado (RSF), es un material granular de buena calidad en términos de ángulo de fricción, capacidad de drenaje y con un índice de plasticidad (IP) menor a 6. Según la FHWA NHI-00-043, 2001, el material de relleno debe estar libre de material orgánico y otras sustancias deletéreas, no solo para evitar la corrosión del refuerzo, sino también para evitar un asentamiento excesivo.

Existe una serie de factores que pueden influir en el comportamiento de un suelo de cimentación reforzado, y se han identificado 6 factores principales, estos son: (1) el tipo de refuerzo, (2) el número de capas de refuerzo, (3) la profundidad de la primera capa de refuerzo, (4) el espaciamiento entre las capas de refuerzo, (5) la longitud de los refuerzos respecto al ancho de la cimentación, y (6) el tipo de material de relleno y la forma en que este es dispuesto.

En los últimos 20 años, se han realizado diversas investigaciones relacionadas al estudio de un suelo de cimentación reforzado, utilizando como materiales de refuerzo tiras de metal, geotextiles, geomallas, bambú, entre otros. Por ejemplo investigadores como Binquet y Lee (1975)<sup>(13)</sup> y Frigaszy y Lawton (1984)<sup>(22)</sup> realizaron ensayos experimentales en arenas reforzadas con tiras de aluminio; Akinmusuru y Akinbolade (1981)<sup>(1)</sup> realizaron ensayos experimentales reforzando suelos con cuerdas de fibras; Huang y Tatsouka (1990)<sup>(35)</sup> usaron tiras de bronce como refuerzo; Guido et al. (1986)<sup>(30)</sup> y Chen et al. (2008)<sup>(18)</sup> usaron geosintéticos como geotextiles y geomallas para el refuerzo de suelos. En general, estos investigadores concluyeron que mediante la inclusión de

elementos de refuerzo en el suelo, se incrementa la capacidad de carga última y reduce los asentamientos comparado con suelos sin refuerzo.

No obstante, todas estas investigaciones se han realizado sobre un terreno plano, siendo relativamente reciente la investigación sobre el comportamiento de cimentaciones cerca o sobre taludes. Cabe resaltar que la diferencia fundamental de una cimentación en un terreno plano, comparado con una cimentación sobre un talud o ladera, es la falta de confinamiento lateral.

Es oportuno señalar que, la falta de confinamiento lateral trae como consecuencia la disminución significativa de la capacidad de carga última de la cimentación. Por lo tanto, la investigación acerca del incremento de la capacidad de carga última y estabilidad de cimentaciones sobre taludes, es uno de los principales aspectos para el diseño de estructuras tales como: Edificios o casas en laderas de cerros, estribos de puentes sobre taludes de relleno estructural (Zornberg, Abu-Hejleh y Wang, 2001<sup>(79)</sup>), zonas de relleno para la construcción de carreteras en regiones de montaña, líneas de tren (Tatsuoka, 2008<sup>(66)</sup>), entre otros.

Ante esta problemática, una alternativa para incrementar la capacidad de carga última de cimentaciones sobre taludes podría ser el uso de un suelo de cimentación reforzado con capas de geomalla, de esta manera los refuerzos asumirán las fuerzas horizontales inducidas por la falta de confinamiento del suelo en el sector expuesto del talud.

El procedimiento consiste en reemplazar el suelo de la cresta del talud por un material de relleno compactado con capas de geomalla como refuerzo. Además, el concepto de un talud reforzado con geomallas ha sido desarrollado con gran éxito en varias aplicaciones, tales como: Ampliación del ancho de calzada en carreteras, reconstrucción de taludes fallados, entre otros; por ende, saber cómo se comportan los taludes reforzados (mecanismos de falla, capacidad de carga última, asentamientos, entre otros.), al ser sometidos a carga vertical a través de una cimentación cerca o sobre el talud, es de importancia práctica para los ingenieros geotécnicos.

Las investigaciones enfocadas al tema de cimentaciones sobre taludes reforzados es limitada, estas pueden clasificarse en: ensayos a escala reducida (Selvadurai y Gnanendran, 1989<sup>(60)</sup>; Huang, Tatsuoka y Sato, 1994<sup>(36)</sup>; Tatsuoka, Tateyama, Uchimura y Koseki, 1997<sup>(70)</sup>; Lee y Manjunath, 2000<sup>(43)</sup>; Yoo, 2001<sup>(78)</sup>; El Sawwaf, 2007<sup>(20)</sup>), ensayos centrífugos (Zornberg, J. y otros, 1998b<sup>(82)</sup>; Aklík y Wu, 2013<sup>(3)</sup>), ensayos a gran escala (Bathurst y Blatz, 2003<sup>(8)</sup>; Bathurst, Blatz y Burger, 2003<sup>(9)</sup>; Benjamim, Bueno y Zornberg, 2007<sup>(11)</sup>) y modelamiento numérico (Lee y Manjunath, 2000<sup>(43)</sup>; Gnanendran y Selvadurai, 2001<sup>(27)</sup>; Kumar y Llamparuthi, 2009<sup>(40)</sup>; Alamshahi y Hataf, 2009<sup>(3)</sup>, Gill y otros, 2011<sup>(26)</sup>; Raftari, Khairul y Safuan, 2013<sup>(55)</sup>).

Los investigadores concluyen que, la capacidad de carga última de la cimentación, podría incrementarse de manera significativa debido a la presencia de los refuerzos ubicados de modo correcto (óptima distribución de los refuerzos).

La presente investigación involucra el estudio experimental de taludes a escala reducida reforzados con geomallas, al respecto, Das y otros (2004), indican que el uso de geomallas para el refuerzo de suelos se ha incrementado debido a que este material es dimensionalmente estable al presentar pequeñas deformaciones bajo grandes cargas, además de poseer una estructura abierta, ser un material de peso ligero y tener una larga vida útil.

Algunos estudios orientados al estudio del comportamiento de cimentaciones sobre un talud reforzado a escala reducida, involucra investigaciones realizadas por: Selvadurai y Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup>, Huang y otros (1994)<sup>(36)</sup>, Tatsuoka, Tateyama, Uchimura, Koseki (1997)<sup>(70)</sup>, Lee y Manjunath (2000)<sup>(43)</sup>, Yoo (2001)<sup>(78)</sup> y El Sawwaf (2007)<sup>(20)</sup>, cabe señalar, que la mayoría de estos investigadores se enfocaron en el estudio de la influencia que ejerce la profundidad de una sola capa de refuerzo en la respuesta Carga - Asentamiento de una cimentación localizada cerca de la cresta del talud, además, el material de relleno estructural usado en estas investigaciones fue un suelo tipo SP.

A continuación se hará un resumen de las investigaciones realizadas, así como una breve descripción de los parámetros que introdujeron los diversos

investigadores para determinar los beneficios del refuerzo y lograr el máximo incremento en la capacidad de carga última.

### 2.5.1 Estudios experimentales de capacidad de carga en suelos reforzados

Para calificar los beneficios del refuerzo en el incremento de la capacidad de carga se introduce el término de la relación de la capacidad de carga BCR (Bearing Capacity Ratio) que está definido como la capacidad de carga de la cimentación sobre un suelo reforzado dividido entre la capacidad de carga de la misma cimentación sobre un suelo sin refuerzo. La relación de capacidad de carga puede ser expresado en función a la capacidad de carga última ( $BCR_u$ ) (ver ecuación 2.4) o respecto a la capacidad de carga permisible para un nivel de asentamiento ( $BCR_s$ ) (ver ecuación 2.5) dado en dicha cimentación.

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (2.4)$$

$$BCR_s = \frac{q_{s(R)}}{q_s} \quad (2.5)$$

Donde:

$BCR_u$  : Relación de capacidad de carga con respecto a la carga última.

$BCR_s$  : Relación de capacidad de carga para un asentamiento s.

$q_{u(R)}$  : Capacidad de carga última con refuerzo.

$q_u$  : Capacidad de carga última sin refuerzo.

$q_{s(R)}$  : Capacidad de carga con refuerzo para un asentamiento s.

$q_s$  : Capacidad de carga sin refuerzo para un asentamiento s.

En la presente investigación se usará el  $BCR_u$  para determinar de forma puntual el incremento total en la capacidad de carga última, y respecto al  $BCR_s$  para



representar el incremento gradual de la capacidad de carga. La capacidad de carga de las cimentaciones sobre taludes reforzados está influenciada por diversos factores tales como las diferentes configuraciones del refuerzo y las condiciones del suelo, que combinados pueden resultar en distintos modos de falla (Huang y otros, 1994<sup>(36)</sup>), dicho esto, la magnitud del  $BCR_u$  y el  $BCR_s$  están en función del grado de consolidación del suelo, de la rigidez de la geomalla, y de las relaciones geométricas relativas tales como: la ubicación de la primera capa de geomalla ( $u/B$ ), de la distancia relativa de la cimentación a la cresta del talud ( $D_c/B$ ), de la longitud relativa de la geomalla ( $L_R/B$ ), de la separación relativa entre capas de geomallas ( $h/B$ ), de la profundidad relativa de la zona reforzada ( $d/B$ ) y del coeficiente de interacción entre el suelo y la geomalla.

Selvadurai y Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup>, se concentraron en la influencia que tiene la profundidad de una sola capa de refuerzo (geomalla biaxial) en el comportamiento Carga - Asentamiento de una cimentación ubicada cerca a la cresta de un talud. La posición de la cimentación respecto a la cresta del talud se mantuvo constante para todos los ensayos, de esta manera la única variable fue la profundidad relativa del refuerzo ( $u/B$ ), lo cual puso en evidencia la existencia de una ubicación óptima del refuerzo. Los ensayos se realizaron en un pozo de concreto reforzado de 1.5 m de longitud, 0.88 m de ancho y 1.2 m de profundidad, la cimentación fue modelada con una viga de acero de sección rectangular con dimensiones en planta de 104 mm x 870 mm (ancho x largo).

Se utilizó como material de relleno, una arena mal gradada clasificada como una arena tipo SP de acuerdo al sistema SUCS; el primer ensayo fue un talud sin reforzar el cual se tomó como una línea base para el resto de ensayos que involucraron la inclusión de una capa de geomalla biaxial de distintas aberturas y resistencias (SS0, SS1, SS2 y AR1).

Asimismo, variaron la profundidad de la capa de geomalla biaxial desde  $u/B = 0.25$  hasta un valor de  $u/B = 1.50$ , y para cada valor de  $u/B$  realizaron tres ensayos con la geomalla biaxial SS2, con la cual se determinó la profundidad relativa óptima del refuerzo igual a  $u/B = 0.70$ , luego se utilizó este valor en los ensayos ejecutados para las geomallas biaxiales (SS0, SS1 y AR1), con los resultados obtenidos se determinó la rigidez inicial relativa para cada modelo a

escala reducida mediante la división de la pendiente del tramo inicial de la curva Carga - Asentamiento de un ensayo con y sin refuerzo, al mismo tiempo se determinaron los valores del  $BCR_u$  para cada valor de  $u/B$ , de esta manera se pudo apreciar la existencia de un valor óptimo de  $u/B = 0.70$ , para el cual la geomalla biaxial proporcionaba el máximo incremento en la rigidez inicial, así como el máximo  $BCR_u$ . El valor óptimo de  $u/B$  hallado por Selvadurai y Gnanendran representaba un valor crítico, ya que, para valores  $u/B$  menores o mayores a 0.70 disminuía la rigidez inicial y el  $BCR_u$ .

Selvadurai y Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup>, graficaron aproximadamente la superficie de falla de los especímenes ensayados, para valores de  $u/B < 1.00$  y  $u/B > 1.00$ , donde se ilustra la superficie de falla para una capa de geomalla biaxial relativamente superficial ( $u/B < 1.00$ ) (ver Figura N° 2.33) cuyo aporte a la capacidad de carga última es debido a la redistribución de la carga aplicada en una mayor área, además del confinamiento adicional proporcionado por las aberturas de la geomalla y la resistencia pasiva movilizada por los elementos transversales, sin embargo para una capa de geomalla biaxial relativamente profunda ( $u/B > 1.00$ ) (ver Figura N° 2.34), el aporte de la capa de geomalla biaxial no es significativa e incluso esta capa de geomalla biaxial se comporta como un plano de debilidad o plano potencial de falla, dado que el ángulo de fricción en la interfase suelo - geomalla, es menor al ángulo de fricción del suelo, y no se moviliza ninguna fuerza de tracción en la geomalla biaxial.

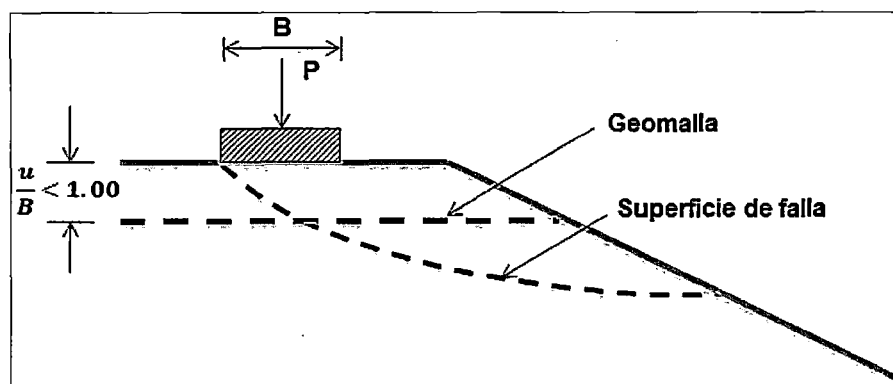


Figura N° 2.33. Superficie de falla para  $u/B < 1.00$

(Fuente: Selvadurai y Gnanendran, 1989<sup>(60)</sup>)

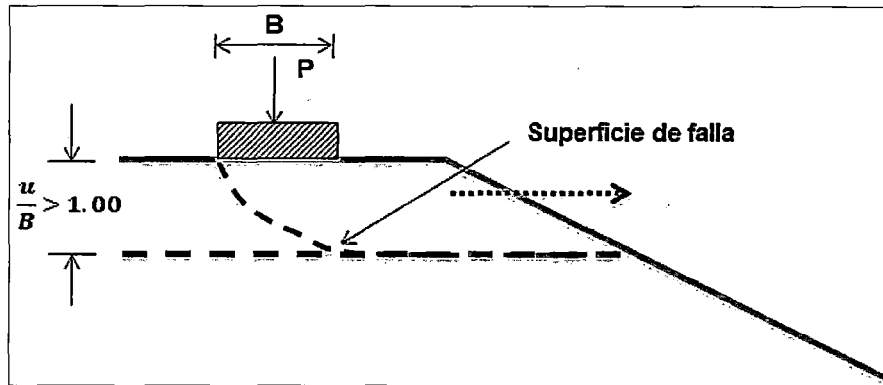


Figura N° 2.34. Superficie de falla para  $u/B > 1.00$

(Fuente: Selvadurai y Gnanendran, 1989<sup>(60)</sup>)

Selvadurai y Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup>, concluyeron que los ensayos a escala reducida, al menos dentro del contexto de ensayos de laboratorio, nos pueden proporcionar desde un punto de vista cualitativo la manera en la cual el refuerzo (geomalla biaxial) mejora las propiedades del suelo en términos de deformación y asentamiento para una cimentación ubicada cerca a la cresta de un talud reforzado; no obstante, recomiendan realizar ensayos a gran escala con el fin de determinar el aporte real proporcionado por los refuerzos, ya que los ensayos a escala reducida están influenciados por los efectos de escala. Bajo estos estamentos, dieron 6 conclusiones que pueden ser usadas como guía para futuras investigaciones, (1) la capacidad de carga última de una cimentación sobre un talud puede ser incrementada hasta en un 50 % mediante la inclusión de geomallas como refuerzo; (2) la ubicación óptima del refuerzo mediante la cual se obtiene el máximo incremento en la capacidad de carga última es para profundidades entre 0.50 y 0.90 veces el ancho (B) de la cimentación; (3) el incremento en la capacidad de carga última no sacrifica la ductilidad del sistema, debido a que la capacidad de carga residual de la cimentación sobre el talud reforzado es siempre mayor comparado con la carga pico de la cimentación sobre el talud sin refuerzo; (4) La rigidez inicial del sistema puede incrementarse hasta en un 25 % mediante la inclusión de la capa de geomalla en profundidades que varíen, entre 0.50 y 0.90 veces el ancho (B) de la cimentación; (5) las propiedades principales de la geomalla que gobiernan su efectividad en el incremento de la capacidad de carga última, son: el tamaño de la abertura, el módulo de elasticidad y la resistencia a la tracción; (6) la ubicación de la capa de geomalla a profundidades mayores a dos veces el ancho de la cimentación no genera ningún incremento en la capacidad de carga ni en la rigidez del sistema.

De acuerdo a lo expresado por Selvadurai y Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup>, para los parámetros geométricos:  $u/B$ ,  $h/B$ ,  $b/B$ ,  $L_R/B$ ,  $D_C/B$ ,  $\beta$  y  $d/B$  (tal como se muestra en la Figura N° 2.35) existen valores óptimos tal que más allá de dichos valores la capacidad de carga última permanece constante o se incrementa en pequeñas cantidades, en otras palabras, estos valores óptimos pueden ser considerados como valores críticos. Donde  $B$  es el ancho de la cimentación,  $L$  es el largo de la cimentación,  $b$  es el ancho de la capa de geomalla,  $L_R$  es el largo de cada capa de 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 geomalla,  $n$  es el número de capas de geomalla,  $D_C$  es la distancia de la zapata a la cresta del talud o "setback",  $\beta$  es la inclinación del talud y  $d = u + (n-1) \cdot h$  es la profundidad de relleno reforzado.

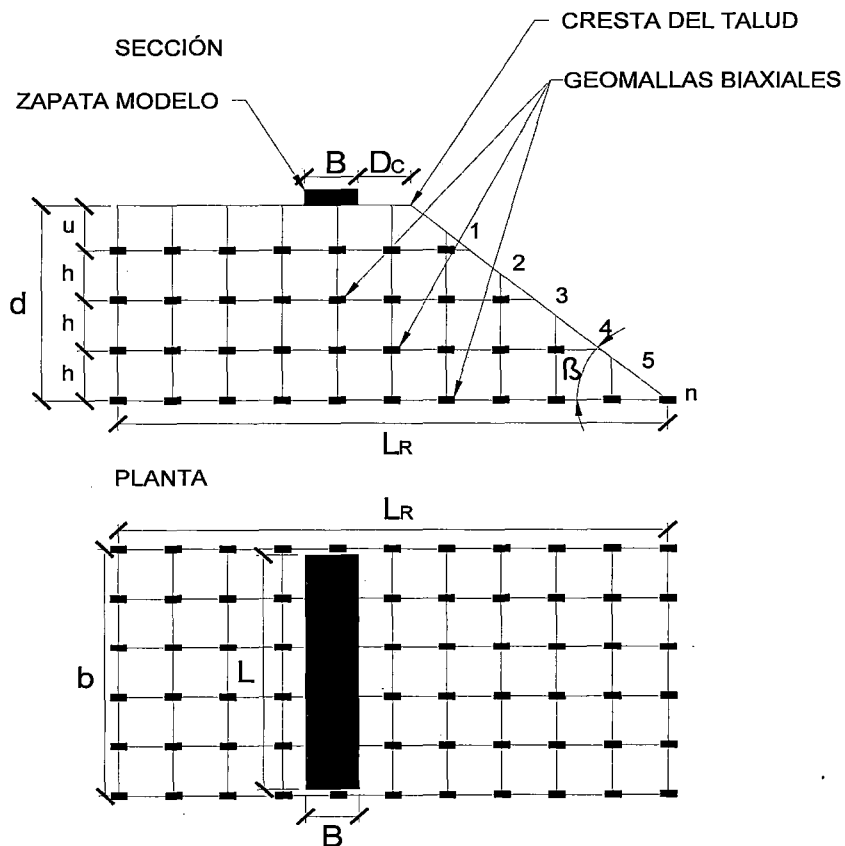


Figura N° 2.35. Parámetros geométricos para una cimentación soportada por un talud de suelo reforzado  
 (Elaboración propia)

De igual manera, Huang, C. C., Tatsuoka, F. y Sato, Y. (1994)<sup>(36)</sup> llevaron a cabo una serie de ensayos, los cuales dividieron en cinco grupos con el fin de investigar la variación de la capacidad de carga de cimentaciones sobre taludes con y sin refuerzo al ser sometidos a distintas condiciones de carga, así como diferentes arreglos de los refuerzos dentro del relleno. El primer grupo consistió en ensayar taludes sin reforzar bajo distintas condiciones de carga, del 2do al 5to grupo se varió el arreglo de los refuerzos dentro del relleno, por ejemplo el espaciamiento vertical de los refuerzos (grupo 2), la posición y longitud de los refuerzos (grupo 3), la relación de cobertura  $R_c$  (grupo 4), y la orientación de los refuerzos (grupo 5).

Como resultado de la carga vertical aplicada sobre la zapata modelo de 39.8 cm de largo x 10 cm de ancho, ubicada a 3 cm de la cresta de los taludes a escala reducida con y sin refuerzo, de 67.7 cm de altura, 40 cm de ancho y una inclinación de  $30^\circ$  cuyo material de relleno fue la arena de Toyoura clasificada como una arena tipo SP según el sistema de clasificación SUCS reforzada con tiras de bronce, se infirió cuatro patrones de falla, los cuales representan una curva Carga - Asentamiento característica, en otras palabras ilustran el comportamiento exhibido por los distintos arreglos del refuerzo dentro del relleno.

El patrón de falla N°1 (ver Figura N° 2.36), representa un talud sin reforzar compuesto por arena de Toyoura densa, este patrón de falla se puede ilustrar mediante una cuña triangular limitada por dos bandas de corte que se desarrollan debajo de la zapata, donde la banda de corte desarrollada desde el talón de la zapata forma una pendiente de  $30^\circ$  con la vertical. Además, este patrón de falla se caracteriza por presentar una falla superficial debido a la falta de confinamiento lateral.

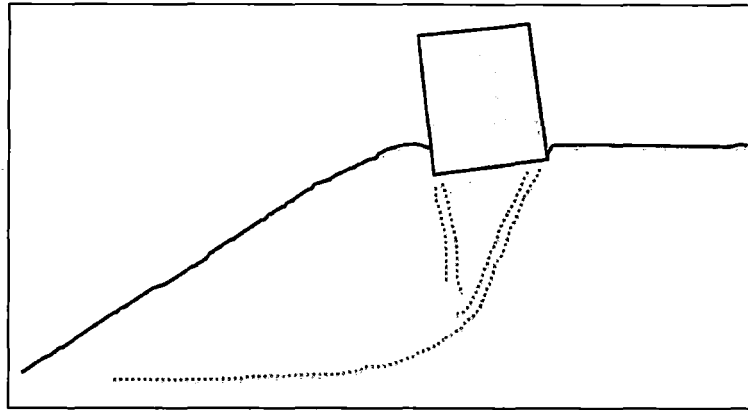


Figura N° 2.36. Patrón de falla N°1

(Fuente: Huang, C. C., Tatsuoka, F. y Sato, Y., 1994<sup>(36)</sup>)

El patrón de falla N°2 (ver Figura N° 2.37), representa un talud reforzado con elementos de refuerzo de corta longitud ( $L_R = B$ ), la falla se caracteriza por ser una cuña triangular más profunda comparada con el patrón de falla N°1, esto es resultado de la formación de una pseudo - zapata más profunda, generada por la restricción a la deformación lateral del suelo impuesta por los elementos de refuerzo inmediatamente debajo de la zapata, en efecto este comportamiento se denomina efecto de zapata profunda o “deep footing effect”.

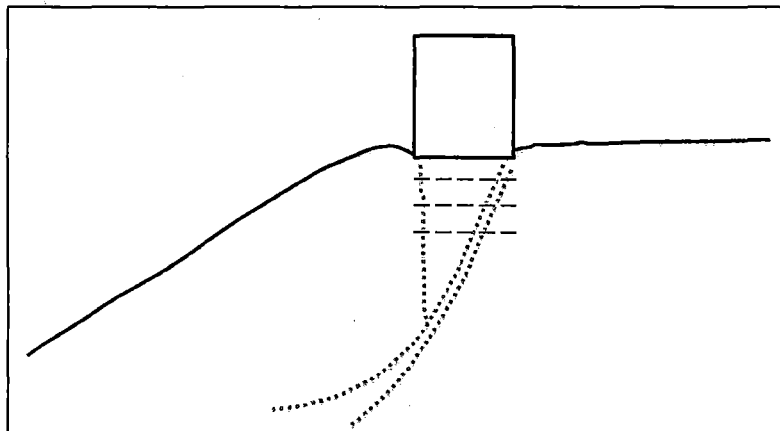


Figura N° 2.37. Patrón de falla N°2

(Fuente: Huang, C. C., Tatsuoka, F. y Sato, Y., 1994<sup>(36)</sup>)

Asimismo, el patrón de falla N°3 (ver Figura N° 2.38), representa un talud reforzado con 3 o más capas de refuerzo espaciados a una distancia  $h$  igual o menor a  $0.3B$  con una longitud del refuerzo entre  $L_R = B$  a  $L_R = 4B$ , este patrón de falla se puede definir como una falla por punzonamiento o falla local, el cual

es resultado de la redistribución de la carga vertical aplicada al suelo a través de la losa flexible de tierra reforzada que se genera en la interface suelo - refuerzo.

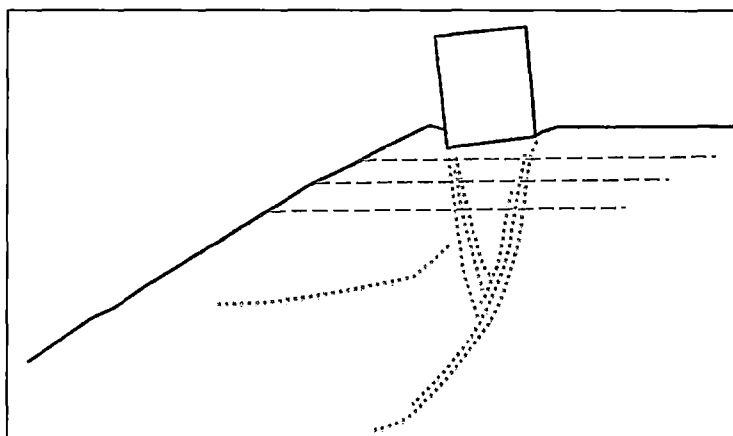


Figura N° 2.38. Patrón de falla N°3

(Fuente: Huang, C. C., Tatsuoka, F. y Sato, Y., 1994<sup>(36)</sup>)

Finalmente, el patrón de falla N°4 (ver Figura N° 2.39), representa un talud reforzado con 3 o más capas de refuerzo espaciadas a una distancia  $h$  mayor a  $0.5B$ , este tipo de falla se genera debido a los espaciamientos grandes entre las capas de refuerzo, además una característica importante es que la resistencia del sistema está gobernada por las características esfuerzo - deformación de la interface suelo - refuerzo, ya que la interface suelo - refuerzo actúa como un plano de debilidad o plano potencial de falla.

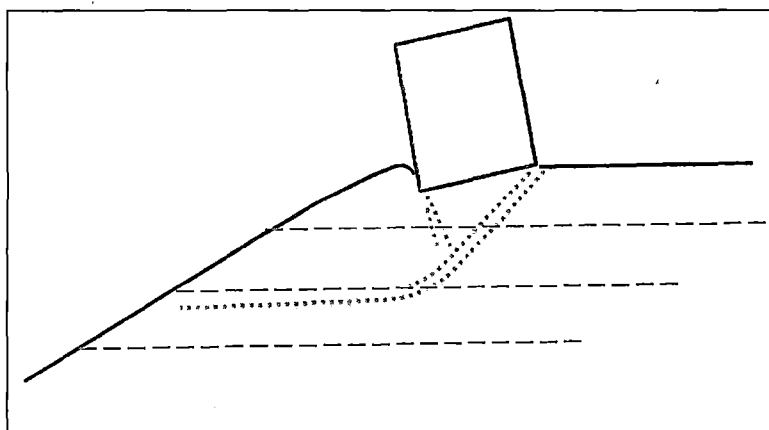


Figura N° 2.39. Patrón de falla N°4

(Fuente: Huang, C. C., Tatsuoka, F. y Sato, Y., 1994<sup>(36)</sup>)

Huang, C. C. y otros (1994)<sup>(36)</sup>, concluyen que la inclusión de elementos de refuerzo debajo de la cimentación, incrementan de manera significativa su

capacidad de carga última, además el comportamiento de los taludes reforzados, así como sus patrones de falla son dependientes del arreglo adoptado para los elementos de refuerzo. En general, el incremento del espaciamiento vertical de los refuerzos genera una mayor área reforzada y al mismo tiempo el efecto de zapata profunda se manifiesta de una manera más eficiente, que a su vez incrementa la capacidad de carga de la cimentación antes de estar sometida a la carga pico. Sin embargo, un espaciamiento vertical muy grande entre los elementos de refuerzo (mayores a  $0.5B$ ), reduce la capacidad de carga última al depender de la resistencia de la interface suelo - refuerzo, asimismo el mecanismo de anclaje o "tie-back" que se obtiene luego de aumentar la longitud de los elementos de refuerzo no fue el único mecanismo que se presentó, sino que, fue de mayor importancia el efecto de zapata profunda o "deep footing effect" que se origina cuando los elementos de refuerzo intersectan las superficies potenciales de falla que se propagan desde el pie y el talón de la zapata, adicionalmente el incremento de la longitud de los refuerzos origina otro mecanismo denominado mecanismo de platea ancha (wide-slab mechanism) propuesto en un inicio por Schlosser y otros (1972)<sup>(59)</sup>, este mecanismo junto con el mecanismo de zapata profunda (deep footing effect), proveen a la zona reforzada la habilidad de comportarse como un bloque reforzado rígido, pero no perfectamente rígido, extendiéndose lateralmente más allá del ancho de la zapata, expandiendo la carga de la zapata en un área de mayor ancho debajo de la zona reforzada, cabe señalar, que los mecanismos de anclaje (tie-back) y platea ancha (wide-slab) actúan en conjunto y por lo tanto solo se puede obtener un efecto global debido a la ocurrencia de ambos.

Lee K.M. y Manjunath V.K. (2000)<sup>(43)</sup>, llevaron a cabo una serie de ensayos sobre taludes con y sin refuerzo compuestos por arena de Mumbra clasificada según el sistema SUCS como SP, usando distintos tipos de refuerzo (geomalla tipo CE 121, geomalla tipo CE 131 y geotextil), los especímenes se construyeron en un tanque de acero de 1.8 m de largo, 0.9 m de ancho y 1.2 m de altura, además, la cimentación fue simulada por una viga de acero de 0.1 m de ancho por 0.9 m de largo, asimismo, las dimensiones de los especímenes fueron de 1 m de altura por 1 m de largo, con diferentes ángulos de inclinación ( $\beta = 20^\circ$ ,  $\beta = 26,56^\circ$  y  $\beta = 30^\circ$ ), cabe decir que, con la finalidad de evaluar la influencia que ejercen la profundidad relativa de una sola capa de refuerzo ( $u/B$ ), la distancia



relativa de la cimentación a la cresta del talud ( $D_C/B$ ) y la inclinación del talud  $\beta$ , sobre la capacidad de carga última de la cimentación, se dividieron los ensayos en tres grupos, el primer grupo de ensayos, consistió en determinar la relación  $u/B$  óptima, para un talud con ángulo de inclinación igual a  $26,56^\circ$  y una relación  $D_C/B$  igual a 1.0. Luego, en el segundo grupo se mantuvo constante la relación  $u/B$  óptima que se obtuvo del grupo 1, asimismo, se mantuvo constante la inclinación del talud ( $26,56^\circ$ ) y se varió la relación  $D_C/B$  desde 1.0 hasta 5.0. Finalmente, el tercer y último grupo de ensayos se ejecutó variando el ángulo de inclinación del talud ( $\beta = 20^\circ$ ,  $\beta = 26,56^\circ$  y  $\beta = 30^\circ$ ), así como la relación  $D_C/B$  desde 1.0 hasta 5.0 con una relación  $u/B$  constante.

Basándose en los resultados obtenidos, Lee K.M. y Manjunath V.K. (2000)<sup>(43)</sup>, concluyeron que una ubicación apropiada del elemento de refuerzo dentro del relleno puede resultar en un incremento relevante de la capacidad de carga última, asimismo la profundidad relativa óptima del elemento de refuerzo fue igual a 0.5 veces el ancho de la cimentación ( $u/B = 0.5$ ), además, mencionan que la capacidad de carga última varía con la distancia relativa a la cresta del talud en un rango de  $1B$  a  $4B$  y que para un  $D_C = 5B$  la capacidad de carga última no es afectada por la presencia del talud. Con respecto a las propiedades de la geomalla, dedujeron que la efectividad de la geomalla en el incremento de la capacidad de carga última se atribuye a sus principales características, tales como, el tamaño de la abertura y la rigidez axial, teniendo en cuenta que la rigidez axial (al 10 % de deformación) debe estar entre 4.0 a 10.0 kN/m para que el mecanismo de zapata profunda sea movilizado, adicionalmente, se pudo desprender de todo lo anterior que la longitud óptima del refuerzo ( $L_R$ ) es aproximadamente igual a  $D_C$  más una distancia igual a  $8B$  ( $L_R = D_C + 8B$ ).

Alamshahi y Hataf (2008)<sup>(3)</sup>, ejecutaron 43 ensayos en taludes de arena con y sin refuerzo, variando los parámetros geométricos ( $D_C/B$ ,  $n$ ,  $L_R/B$ ,  $u/B$  y  $h/B$ ), los especímenes fueron construidos en un tanque de acero con dimensiones de 1.3 m (largo), 0.5 m (ancho) y 0.6 m (altura), la cimentación fue simulada por una viga de acero de 49.9 cm (largo), 10 cm (ancho) y 1 cm de espesor. La cimentación se localizó a una distancia de  $0.5B$  de la cresta del talud para todos los casos, además, los especímenes se construyeron con 0.5 m de altura y 1.0 m de largo con un ángulo de inclinación de  $32^\circ$ .

En todos los ensayos la relación  $D_c/B$  se mantuvo constante e igual a 0.5, se varió el número de capas de refuerzo ( $n$ ) desde 1 hasta 3, cabe señalar que los elementos de refuerzo fueron los mismos que usaron Lee K.M. y Manjunath V.K. (2000) <sup>(43)</sup>, al mismo tiempo, la longitud de los refuerzos se mantuvo constante e igual a  $3B$ , por su parte, la relación  $u/B$  varió entre 0.50, 0.75 y 1.00, de igual manera, la relación  $h/B$  varió entre 0.50, 0.75 y 1.00.

A partir de los resultados obtenidos, Alamshahi y Hataf (2009) <sup>(3)</sup>, dedujeron que las relaciones  $u/B$  y  $h/B$  óptimas son iguales a  $0.75B$ , además, el número de elementos de refuerzo óptimo es igual a 2, en otras palabras, con estos parámetros obtuvieron el máximo incremento en la capacidad de carga última.

## CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

### 3.1 MODELO A ESCALA REDUCIDA Y PROTOTIPO A ESCALA REAL

En la actualidad, es parte de la práctica común, realizar ensayos a escala reducida en laboratorios con la finalidad de evaluar la capacidad de carga de los suelos. Bowles (2000) <sup>(15)</sup>, indica que el uso de modelos con tamaños de zapata rectangulares de  $B = 2.0$  a  $2.5$  cm x  $L = 2.5$  a  $7.5$  cm, se ha convertido en un ensayo popular, debido a que la capacidad de carga última puede ser obtenida en pequeñas cajas preparadas en el laboratorio usando máquinas de compresión de fácil disposición, no obstante el realizar ensayos a escala real, requiere de la implementación de equipos y dispositivos adecuados para este tipo de ensayos que resultan en costos elevados.

De acuerdo con lo expresado en el párrafo anterior, el uso de modelos a escala reducida, ha mostrado tener una gran ventaja comparado con sistemas a escala real, principalmente debido al costo de implementación; sin embargo, el uso de modelos requiere del entendimiento pleno de los parámetros que son afectados por los efectos de escala, tales como, la geometría del sistema, las fuerzas que actúan, el tamaño de las partículas, el nivel de esfuerzos, etc., los cuales deben ser estudiados a fin de interpretar adecuadamente los resultados obtenidos a través de estos.

### 3.2 EFECTO DE ESCALA EN LA CAPACIDAD DE CARGA

Tatsuoka, F. y otros (1991) <sup>(67)</sup>, señalan que los modelos a escala reducida, aun usando el mismo tipo de material de relleno que compone el prototipo a escala real, no podrán simular de una manera correcta la capacidad de carga última del prototipo, debido a la influencia del tamaño relativo de las partículas del suelo respecto al tamaño de la cimentación que será usada en el ensayo a escala, así como el nivel de esfuerzos presente en el modelo a escala reducida comparado con el nivel de esfuerzos existente en el prototipo.

Tatsuoka, F. y otros (1991) <sup>(67)</sup>, llevaron a cabo ensayos centrífugos con la finalidad de compararlos con ensayos a escala reducida ejecutados fuera del

equipo centrífugo (ensayos que experimentan la gravedad natural, 1g), en la Figura N° 3.1, se ilustra el ensayo sometido a 1g de aceleración o modelo a escala reducida al aire libre, ejecutado con una cimentación de 50 cm de ancho ( $B_0$ ), asimismo, se puede observar el ensayo centrífugo sometido a una aceleración de 25g con un ancho de cimentación ( $B'_0$ ) igual a 2 cm, cumpliendo de esta manera, el requerimiento de la escala de esfuerzos ( $B_0 = nB'_0$ ,  $n = 25$ ); sin embargo, se observa una diferencia significativa entre ambos ensayos, al respecto, Tatsuoka y otros (1991)<sup>(67)</sup>, concluyen que, aunque ambos ensayos tienen el mismo nivel de esfuerzos, la diferencia de comportamientos está relacionada con el tamaño de partículas del suelo, que se conoce como el efecto del tamaño de partícula (particle size effect).

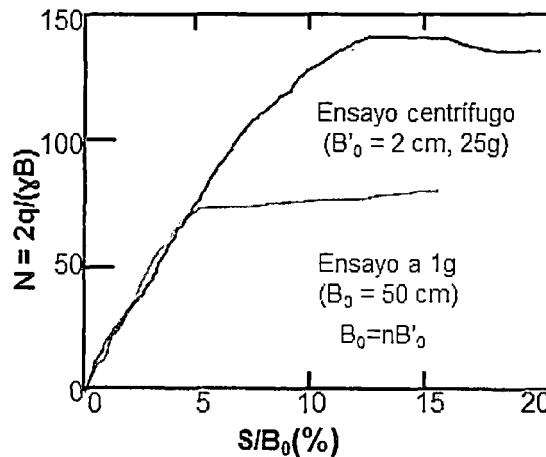


Figura N° 3.1. Ensayo a 1g y ensayo centrífugo

(Fuente: Tatsuoka, F. y otros, 1991<sup>(67)</sup>)

Hechas las consideraciones anteriores, el efecto de escala es resultado de la interacción de dos efectos, el primero relacionado con el nivel de esfuerzos (pressure level effect), que según Tatsuoka y otros (1991)<sup>(67)</sup>, se observó en ensayos centrífugos ejecutados bajo diferentes valores de aceleración usando el mismo ancho de cimentación, así como el mismo tipo de arena, y el segundo relacionado con el tamaño de las partículas del suelo (particle size effect).

Dentro de esta óptica, Thanapalasingam, J. y Gnanendran, C.T. (2006)<sup>(71)</sup>, desarrollaron un modelo numérico de diferencias finitas con la finalidad de predecir el comportamiento de cimentaciones sobre un talud con y sin refuerzo, de esta manera, utilizaron los datos experimentales obtenidos por Selvadurai y

Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup> para calibrar su modelo numérico, luego, este modelo numérico fue extendido para investigar el comportamiento de un talud a escala real.

El modelo numérico implementado por Thanapalasingam, J. y Gnanendran, C.T. (2006)<sup>(71)</sup>, fue capaz de predecir el comportamiento Carga - Asentamiento para cimentaciones ubicadas sobre taludes a escala reducida con y sin refuerzo, de este modo, se determinó que el máximo incremento en la capacidad última de carga, siendo este incremento igual a 79 %, se dio para una profundidad ( $u$ ) del elemento de refuerzo igual a  $0.5B$ ; sin embargo, para el prototipo a escala real con una sola capa de refuerzo, el máximo incremento en la capacidad de carga última fue alrededor de 20 a 30 %, correspondiente a una profundidad ( $u$ ) del elemento de refuerzo igual a  $0.8B$ , por lo tanto, estos resultados, ilustrados en la Figura N° 3.2, sugieren que los modelos a escala reducida, no reflejan el comportamiento verdadero de los prototipos a escala real, por lo cual, se debe tener en cuenta estas consideraciones cuando se quiera generalizar los resultados de ensayos ejecutados sobre modelos a escala reducida.

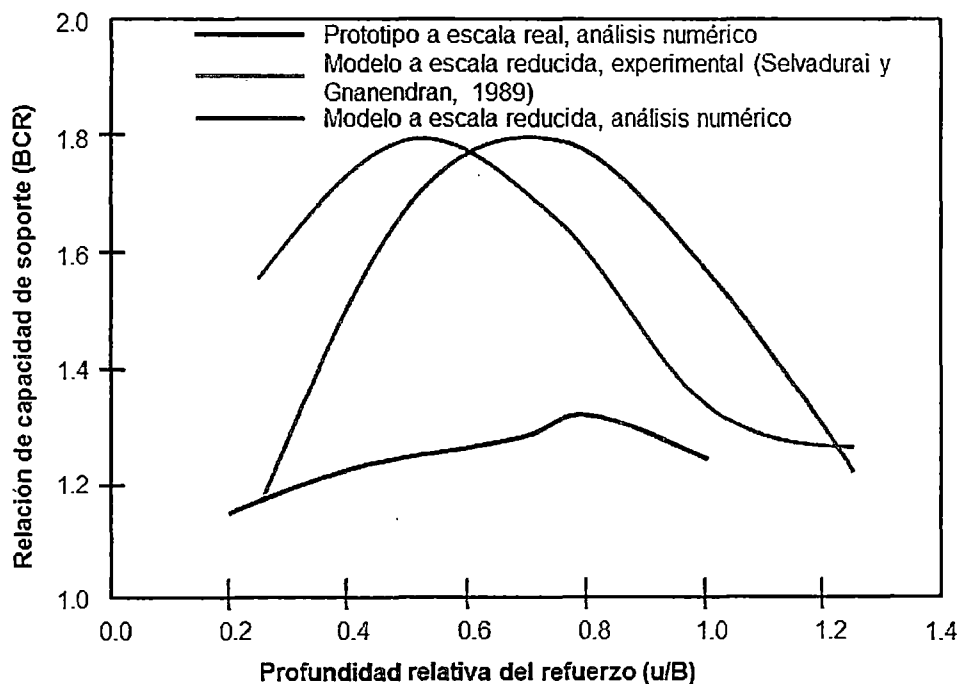


Figura N° 3.2. Relación de capacidad de carga del modelo a escala reducida y prototipo a escala real

(Fuente: Thanapalasingam, J. y Gnanendran, C.T., 2006<sup>(71)</sup>)

En líneas generales de acuerdo a la investigación realizada por Thanapalasingam, J. y otros (2006)<sup>(71)</sup>, los valores de capacidad última de carga para prototipos a escala real y modelos a escala reducida, se encuentran en una relación de 0.25 a 0.38.

Finalmente, aunque los modelos a escala reducida (ensayos a 1g o centrífugos) no ofrecen de modo directo un valor de capacidad de carga última que pueda ser usado en la práctica, nos permiten entender el mecanismo de falla de los prototipos a escala real, al mismo tiempo, estos datos podrían ser usados para calibrar modelos constitutivos (elementos finitos o diferencias finitas) que simulen el comportamiento de prototipos a escala real, asimismo, aprovechando la versatilidad de los programas disponibles (PLAXIS, FLAC, ABAQUS, etc.), es posible evaluar una gran variedad de condiciones, tales como, diferentes tipos de refuerzo (geomallas, geotextiles, varillas de acero, etc.), variación de los parámetros geométricos ( $u/B$ ,  $h/B$ ,  $b/B$ ,  $L_R/B$ ,  $D_c/B$ ,  $\beta$  y  $d/B$ ), uso de distintos tipos de suelo, sobrecargas, sismos, etc.

### 3.3 DIMENSIONES DE LOS MODELOS A ESCALA REDUCIDA

En base a la información recopilada de investigaciones realizadas por investigadores como: Selvadurai y Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup>, Huang y otros (1994)<sup>(36)</sup>, Tatsuoka, Tateyama, Uchimura, Koseki (1997)<sup>(68)</sup>, Lee y Manjunath (2000)<sup>(43)</sup>, Yoo (2001)<sup>(78)</sup> y El Sawwaf (2007)<sup>(20)</sup>, se determinaron los parámetros geométricos óptimos a ser usados en los modelos a escala reducida de la presente investigación.

Los parámetros óptimos usados por los investigadores antes mencionados, así como los parámetros óptimos asumidos en la presente investigación son resumidos en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Resumen de parámetros geométricos óptimos (Elaboración propia)

Fuente	Selvadurai y Gnanendran (1989) <sup>(60)</sup>	Huang, C.C. y otros (1994) <sup>(36)</sup>	Lee K.M. y Manjunath V.R. (2000) <sup>(43)</sup>	Alamshahi S. y Hataf N. (2008) <sup>(3)</sup>	En la presente investigación
Estudio	Experimental	Experimental	Experimental y numérico	Experimental y numérico	Experimental
Tipo de suelo	Arena tipo SP	Arena de Toyoura	Arena de Mumbra	Arena tipo SP	Grava limosa tipo GM
Ángulo de fricción	43°	35°	38°	38°	39°
Tipo de cimentación	Viga de acero de sección rectangular hueca	Viga de acero de sección rectangular sólida	Viga de acero de sección rectangular sólida	Viga de acero de sección rectangular sólida	Viga de acero de sección H
Tipo de refuerzo	Geomalla biaxial	Tiras de bronce	Geomalla biaxial	Geomalla Biaxial	Geomalla biaxial
u/B	0.50 a 0.90	0.30 a 0.50	0.50	0.75	0.67
h/B	-	0.30 a 0.50	-	0.75	0.67
L <sub>R</sub> /B	-	1.00 a 5.00	-	3.00	4.50 a 8.50
D <sub>C</sub> /B	1.00	0.30	1.00	0.50	1.00
d/B	-	0.90 a 1.50	-	-	4.00
n	1.00	1.00 a 3.00	1.00	2.00	6.00
β	26.6°	30°	26.56°	32°	40°

Resulta oportuno mencionar que las dimensiones de los modelos a escala reducida, están definidas de acuerdo a las dimensiones del pozo de ensayos a ser usado, en este sentido, en la Tabla 3.2 se resumen las dimensiones empleadas por los diversos investigadores, así como las dimensiones que fueron elegidas para los modelos de la presente investigación, con respecto a este último, las dimensiones se tomaron de acuerdo al pozo de ensayos de dimensiones 1.5 x 1.5 x 2.0 m (largo x ancho x profundidad), ubicado en las instalaciones del laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), adicionalmente, la Figura N° 3.3, ilustra de modo general, las dimensiones que son necesarias para definir los modelos.

Tabla 3.2. Dimensiones de los modelos a escala reducida (Elaboración propia)

Fuente	Dimensiones del talud a escala reducida					Dimensiones de zapata modelo	
	Base (cm)	Cresta (cm)	Ancho (cm)	Altura (cm)	$\beta$ (°)	Largo (cm)	Ancho (cm)
Selvadurai y Gnanendran (1989) <sup>(60)</sup>	150.0	58.4	88.0	45.8	26.6	87.0	10.4
Huang, C.C. y otros (1994) <sup>(36)</sup>	182.7	89.7	40.0	67.7	30	39.8	10.0
Lee K.M. y Manjunath V.R. (2000) <sup>(43)</sup>	180.0	90.0	90.0	60.0	26.56	89.0	10.0
Alamshahi S. y Hataf N. (2008) <sup>(3)</sup>	130.0	35.0	50.0	60.0	32	49.9	10.0
En la presente investigación	150.0	78.0	100.0	60.0	40	99.0	15.0

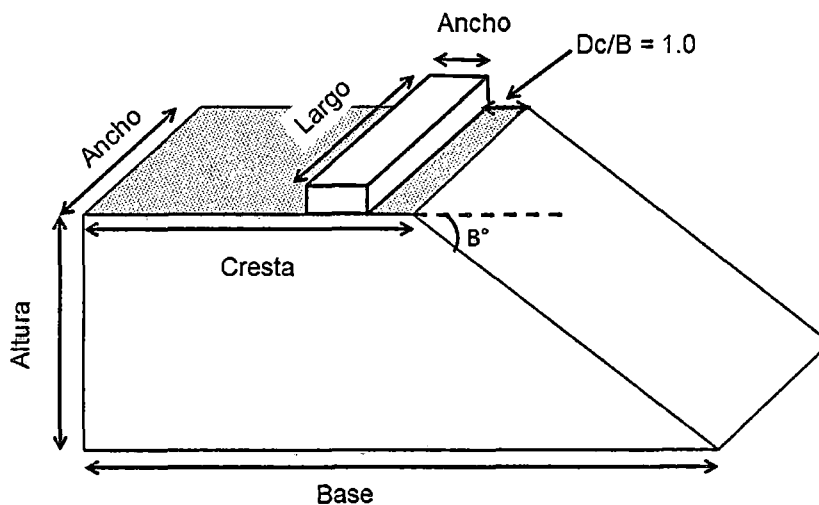


Figura N° 3.3. Dimensiones necesarias para definir los modelos

En líneas generales, los modelos con y sin refuerzo que serán objeto de estudio en la presente investigación tendrán las siguientes dimensiones: 1.5 x 1.0 x 0.6 m (largo x ancho x altura), con una inclinación constante para todos los casos igual a 40°, además, es oportuno señalar que, el valor de la inclinación del talud para los modelos se asumió igual a 40°, con la finalidad de provocar la falla prematura del modelo, esto debido a limitaciones con la viga de reacción la cual solo permite hasta un máximo de 11 kg/cm<sup>2</sup>, asimismo, la zapata modelo se ubicará a una distancia de la cresta del talud igual a 15 cm o equivalente a la relación  $D_c/B = 1.0$ , la cual es congruente con los parámetros geométricos óptimos de las investigaciones realizadas por Selvadurai y



Gnanendran (1989)<sup>(60)</sup> y Lee K.M. y Manjunath V.R. (2000)<sup>(43)</sup>, presentada en la Tabla 3.1.

Una vez definidas las dimensiones de los modelos, así como, los parámetros geométricos óptimos, se pudo esbozar los modelos con y sin refuerzo.

### 3.3.1 Dimensiones del modelo a escala reducida de talud sin reforzar (TSR)

El modelo sin refuerzo fue denominado Talud Sin Reforzar (TSR), para su fácil identificación y posterior procesamiento de datos, las características geométricas del talud sin reforzar son descritas a continuación:

- Un talud de 60 cm de altura con capas de relleno estructural espaciadas verticalmente cada 10 cm, construido sobre 1 m de relleno estructural que cumple la función de suelo de cimentación (ver Figura N° 3.4).
- Una longitud del talud en la base de 1.5 m y la cresta del talud de 78 cm, 48 cm medidos desde el pozo de ensayos hasta la zapata modelo, 15 cm el ancho "B" de la zapata modelo y una distancia "D<sub>c</sub>" de 15 cm entre la zapata modelo y la cara del talud (ver Figura N° 3.4).
- Inclinación del talud ( $\beta$ ) igual a 40° (ver Figura N° 3.4).

La zapata modelo se ubicó a una distancia "D<sub>c</sub>" de 15 cm, medida desde la zapata modelo hasta la cara del talud, tal como se aprecia en la Figura N° 3.4.

### 3.3.2 Dimensiones del modelo a escala reducida de talud reforzado (TR)

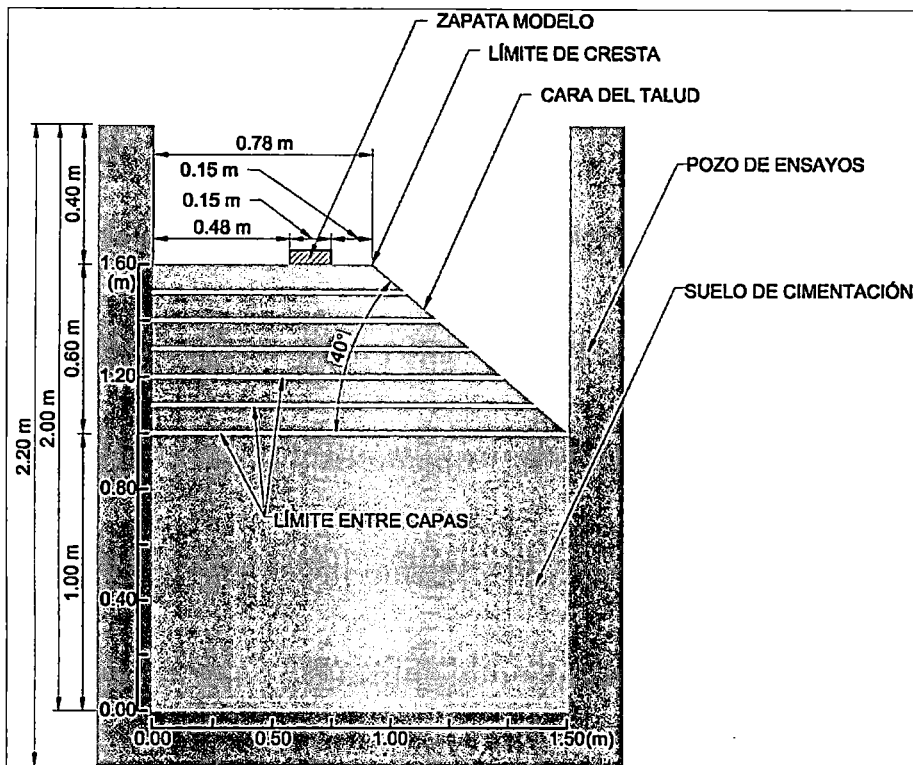
El modelo reforzado, fue denominado, Talud Reforzado (TR), para su fácil identificación y posterior procesamiento de datos, las características geométricas del talud reforzado, son descritas a continuación:

- Un talud de 60 cm de altura con capas de relleno estructural espaciadas verticalmente cada 10 cm, asimismo, capas de geomalla biaxial como refuerzo del relleno estructural, espaciadas verticalmente cada 10 cm e

instaladas, a partir de la superficie expuesta del suelo de cimentación (ver Figura N° 3.5).

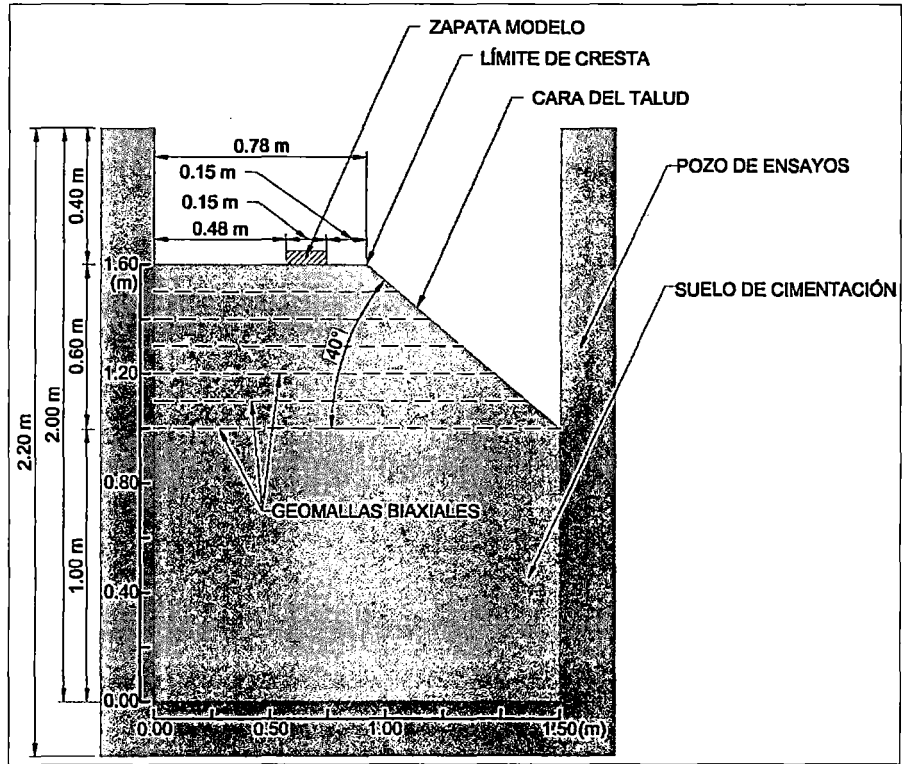
- Una longitud del talud en la base de 1.5 m y la cresta del talud de 78 cm, 48 cm medidos desde el pozo de ensayos hasta la zapata modelo, 15 cm el ancho "B" de la zapata modelo y una distancia "D<sub>C</sub>" de 15 cm entre la zapata modelo y la cara del talud (ver Figura N° 3.5).
- Inclínación del talud ( $\beta$ ) igual a 40° (ver Figura N° 3.5).

La zapata modelo se ubicó a una distancia "D<sub>C</sub>" de 15 cm, medida desde la zapata modelo hasta la cara del talud, tal como se aprecia en la Figura N° 3.5.



LEYENDA	
	RELLENO ESTRUCTURAL
	ZAPATA MODELO
	POZO DE ENSAYOS

Figura N° 3.4. Dimensiones del modelo TSR



LEYENDA	
	RELLENO ESTRUCTURAL
	ZAPATA MODELO
	POZO DE ENSAYOS
	GEOMALLA BIAIXIAL

Figura N° 3.5. Dimensiones del modelo TR

## CAPÍTULO IV: ENSAYOS Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

### 4.1 INTRODUCCIÓN

En la presente investigación se diseñó e implementó un modelo físico para simular la aplicación de cargas de una estructura a través de una zapata modelo, con la finalidad de entender el mecanismo de falla de cimentaciones sobre taludes reforzados con geomallas, asimismo, evaluar la capacidad de carga mediante el uso de la relación BCR, relación entre el valor de capacidad de carga de un talud reforzado con geomallas y la capacidad de carga de un talud sin reforzar.

Este modelo físico se diseñó y construyó en las instalaciones del Laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID).

En este capítulo se detalla la implementación de la estación de ensayos, asimismo, el proceso constructivo y materiales usados en la construcción de los modelos (TSR y TR), la configuración de los equipos empleados para instrumentar y realizar los ensayos, así como, los resultados de los ensayos experimentales a partir de los cuales se determinó la capacidad de carga última para cada modelo.

### 4.2 IMPLEMENTACIÓN DE LA ESTACIÓN DE ENSAYOS

La estación de ensayos es aquel lugar donde se realizaron los ensayos de capacidad de carga, sobre los modelos a escala reducida (TSR y TR).

Es importante señalar que, la estación de ensayos consiste de dos componentes principales, (1) el pozo de ensayos y (2) el marco de reacción, ambos son detallados a continuación:

#### 4.2.1 Pozo de ensayos

Es un pozo de concreto armado de dos metros de profundidad y dimensiones en planta de 1.5 x 1.5 m (largo x ancho), tal como se muestra en la Figura N° 4.1, se eligió este pozo con la finalidad de cumplir los requerimientos referidos a las características de los modelos a escala reducida que fueron detallados en el capítulo III de la presente investigación.

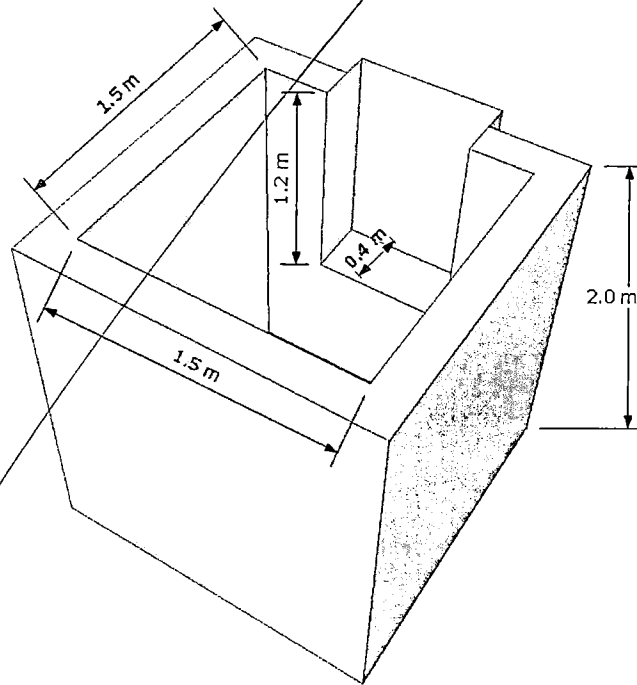


Figura N° 4.1 Dimensiones del pozo de ensayos

#### 4.2.2 Marco de reacción

El marco de reacción es un pórtico de perfil de acero que puede ser usado como reacción de 10 toneladas de capacidad como máximo, asimismo, este pórtico cumple con la especificación LRDF (Load Resistance Factor Design) cuyas dimensiones son: 3.0 m de longitud y 1.5 m de altura (ver Figura N° 4.2).

El pórtico se ubica encima del pozo de ensayos y está conformado por dos bloques de concreto ubicados a cada lado, los cuales cumplen la función de zapatas de cimentación y contrapeso con capacidad suficiente para soportar 10 toneladas de fuerza como máximo, al mismo tiempo, cuenta con un sistema de brazos de acero que se conectan mediante tuercas, lo cual permite un fácil

ajuste y graduación de altura para sostener el equipo de aplicación de carga (celda de carga, gato hidráulico y tubo de transmisión).

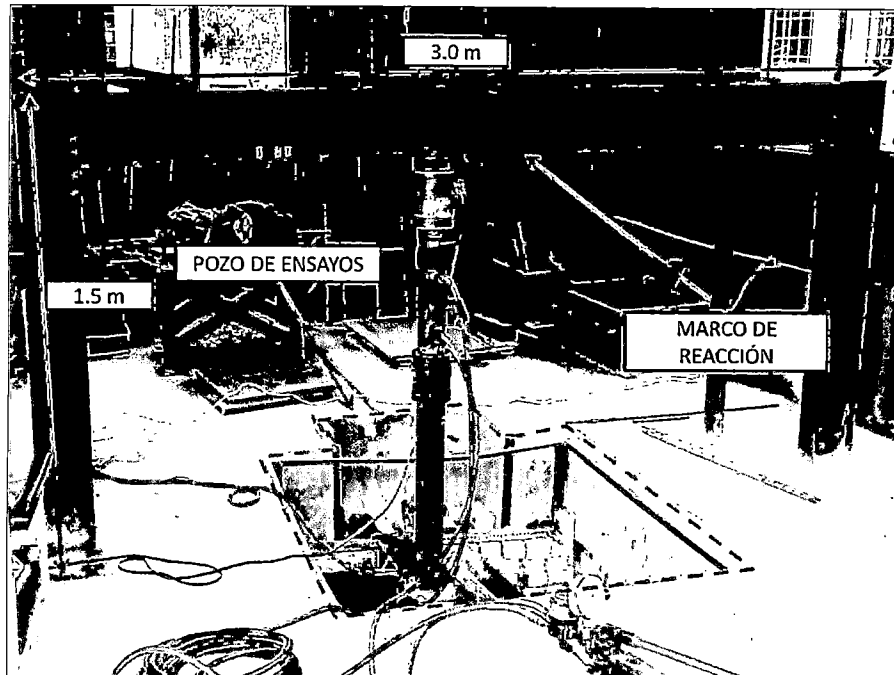


Figura N° 4.2. Marco de reacción

#### 4.3 PROGRAMA DE ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA

Para poder analizar y caracterizar el comportamiento de taludes a escala reducida reforzados con geomallas, se elaboraron dos modelos en laboratorio, estos modelos fueron:

- a) Modelo a escala reducida para un Talud Sin Reforzar (TSR).
- b) Modelo a escala reducida para un Talud Reforzado con geomallas biaxiales (TR).

#### 4.4 MODELOS A ESCALA REDUCIDA

De acuerdo a lo anterior, los ensayos de capacidad de carga se dividieron en dos grupos, (1) relacionado al modelo TSR y (2) referente al modelo TR, los objetivos de cada grupo, así como los criterios asumidos para cada modelo son detallados a continuación:

#### 4.4.1 Modelo a escala reducida de talud sin reforzar (TSR)

Con la finalidad de establecer una línea base, en base a la cual se realice un análisis comparativo entre los distintos modelos (TSR y TR), se construyeron dos modelos TSR (talud sin reforzar) denominados TSR1 y TSR2, compuestos en su totalidad de material de relleno estructural, clasificado según el sistema SUCS como un suelo tipo GP-GC y construidos con un grado de compactación de 94 % y 90 %, respectivamente.

##### 4.4.1.1 Objetivos

- Determinar la capacidad de carga de los modelos TSR1 y TSR2, construidos con grado de compactación de 94 % y 90 %, respectivamente.
- Analizar el comportamiento de los modelos mediante el uso de las curvas Carga - Asentamiento, obtenidos a partir del registro de asentamientos de la zapata modelo.
- Establecer la influencia que ejerce el grado de compactación en el comportamiento Carga - Asentamiento de los modelos TSR1 y TSR2, para definir el grado de compactación a usar en la construcción del modelo TR.

#### 4.4.2 Modelo a escala reducida de talud reforzado (TR)

Una vez ejecutados los ensayos de capacidad de carga realizados sobre los modelos TSR1 y TSR2 (taludes sin reforzar), se construyó un talud reforzado con geomallas biaxiales denominado modelo TR, el cual tuvo como objetivo principal determinar los beneficios de usar geomallas biaxiales como refuerzo del relleno estructural. El modelo TR se construyó con el mismo material de relleno estructural usado para la construcción de los modelos TSR1 y TSR2 con un grado de compactación de 90 %, el cual se eligió en base a los resultados que se obtuvieron de los ensayos de capacidad de carga para el caso de los taludes sin reforzar.

#### 4.4.2.1 Objetivos

- Determinar la capacidad de carga del modelo TR, construido con grado de compactación de 90 %.
- Analizar el comportamiento del modelo TR mediante el uso de la curva Carga - Asentamiento, obtenida a partir del registro de asentamientos de la zapata modelo.
- Determinar los beneficios que involucra la inclusión de geomallas biaxiales como refuerzo del relleno estructural mediante la relación de capacidad de carga (BCR).

#### 4.5 MATERIALES Y EQUIPOS USADOS EN LOS MODELOS

Los modelos TSR1, TSR2 y TR, requirieron para su construcción los siguientes materiales y equipos:

Materiales:

- Material de relleno estructural, suelo tipo GP-GC según clasificación SUCS.
- Adoquines de concreto.
- Cal de obra para construcción.
- Baldes de plástico de 20 litros de capacidad.

Equipos:

- Plancha vibradora modelo WP1550.

Cabe señalar que para la construcción del modelo TR se requirió como material adicional los elementos de refuerzo (geomallas biaxiales).

Las especificaciones de los materiales y equipos, son detalladas a continuación:



#### 4.5.1 Material de relleno estructural

Se eligió una grava mal gradada con arcilla y arena, clasificada según el sistema SUCS como un suelo tipo GP-GC, se justificó la elección de dicho material debido a su uso en la ingeniería práctica como material de relleno estructural en muros de contención convencionales.

De acuerdo a lo señalado en el párrafo anterior, se seleccionó muestras representativas del material de relleno estructural, con la finalidad de llevar a cabo ensayos de mecánica de suelos para determinar sus parámetros geotécnicos, estos ensayos fueron:

- Ensayo de análisis granulométrico por tamizado ASTM D422.
- Ensayo próctor modificado ASTM D1557.
- Ensayo de corte directo ASTM 3080.
- Ensayo Triaxial CD ASTM D4767.

Con estos ensayos se determinaron las propiedades físicas y mecánicas, así como las propiedades de resistencia cortante del material de relleno estructural. A continuación se presenta un breve resumen de los resultados obtenidos:

Con el ensayo de análisis granulométrico por tamizado (ASTM D422), el material de relleno estructural clasificó como un suelo tipo GP-GC (Grava = 61.8 %, Arena = 27.8 %, Finos = 10.4 %, IP = 10 %, LL = 33 %, LP = 23 %) según el sistema de clasificación SUCS, las propiedades granulométricas del material de relleno estructural son presentadas en la Tabla 4.1.

Del ensayo de compactación próctor modificado (ASTM D1557 método "C"), se obtuvo como resultado, un óptimo contenido de humedad (O.C.H.) igual a 5 % y una máxima densidad seca (M.D.S.) de 2.265 gr/cm<sup>3</sup>.

Además, el ensayo de corte directo (ASTM 3080) realizado a muestras remoldeadas al 95 % de la M.D.S., dio como resultado valores de cohesión y ángulo de fricción efectivos de 0.0 kPa y 41° respectivamente.

Finalmente el ensayo triaxial CD (ASTM D4767) realizado a muestras remodeladas al 90 % de la M.D.S. y tamaño máximo de partículas de ½", dio como resultado valores de cohesión y ángulo de fricción efectivos de 3.0 kPa y 39° respectivamente.

Los parámetros de resistencia cortante del material de relleno estructural obtenidos mediante el ensayo de corte directo y el ensayo triaxial son resumidos en la Tabla 4.2.

Los resultados de todos los ensayos realizados sobre el relleno estructural, se presentan en el anexo B.

Tabla 4.1. Resultados de granulometría por tamizado (ASTM D422) (Elaboración propia)

Características físicas de la grava	
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	-
Coefficiente de Curvatura (Cc)	-
Tamaño máximo (")	2
Grava (%)	61.8
Arena (%)	27.8
Finos (%)	10.4
IP	10
LL	33
LP	23
Clasificación SUCS	GP-GC
Nombre de grupo	Grava mal gradada con arcilla y arena

**Abreviaturas:**

C<sub>u</sub>: Coeficiente de uniformidad.

C<sub>c</sub>: Coeficiente de curvatura.

Tabla 4.2. Parámetros de resistencia cortante (Elaboración propia)

Material	Ensayo	c (kPa)	φ (°)
Material de relleno estructural	Corte directo *	0.0	41
	Triaxial CD **	3.0	39

**Abreviaturas:**

C': Cohesión.

φ': Ángulo de fricción interna.

\*: Ensayo realizado con tamaño máximo de partículas igual a 4.75 mm (tamiz N°4).

\*\* : Ensayo realizado con un tamaño máximo de partículas igual a ½".

De los ensayos realizados, el material de relleno estructural se caracteriza por presentar un tamaño máximo de partículas igual a 2", lo cual podría haber generado la fracturación de las partículas durante el proceso de compactación, esto se evitó tamizando el material a través de una zaranda de tamaño máximo 1/2", tal como se muestra en la Figura N° 4.3, al mismo tiempo este proceso ayudó a considerar la influencia del tamaño máximo de las partículas en los efectos de escala.

Es importante señalar que, el ensayo de corte directo fue ejecutado antes de construir los modelos a escala, es decir aún no se conocía el porcentaje de compactación al cual serían construidos los modelos TSR2 y TR, por lo tanto, las propiedades de resistencia al corte obtenidas como resultado de este ensayo fueron asumidas como preliminares, proporcionando un mejor criterio a la hora de evaluar el comportamiento de los modelos a escala.

Por último, el ensayo de compresión triaxial CD, fue ejecutado una vez definido el porcentaje de compactación para los modelos TSR2 y TR (90 % de la M.D.S.), además de considerar un tamaño máximo de partículas igual a 1/2", congruente con el tamaño máximo de partículas presente en el relleno estructural utilizado para la construcción de los modelos a escala.

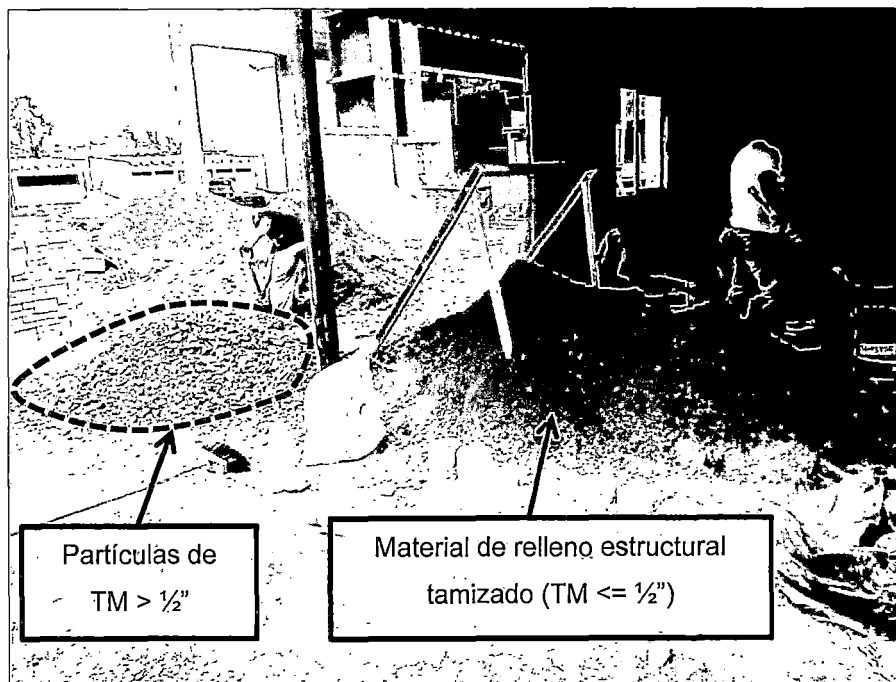


Figura N° 4.3. Material de relleno estructural tamizado a un  $TM = 1/2"$

#### 4.5.2 Adoquines de concreto

El pozo de ensayos de 1.5 m de ancho no cumplía con las dimensiones que fueron establecidas para los modelos en el capítulo III, quedando una holgura entre las paredes del pozo y el límite del relleno estructural igual a 25 cm en ambos lados, por esta razón se utilizó adoquines de concreto lo suficientemente rígidos de dimensiones 20 x 10 x 8 cm (largo x ancho x espesor), los cuales sumaron un total de 800 (ver Figura N° 4.4), además, los adoquines sirvieron para restringir el movimiento lateral del relleno estructural durante el proceso de compactación tal como se muestra en la Figura N° 4.5.

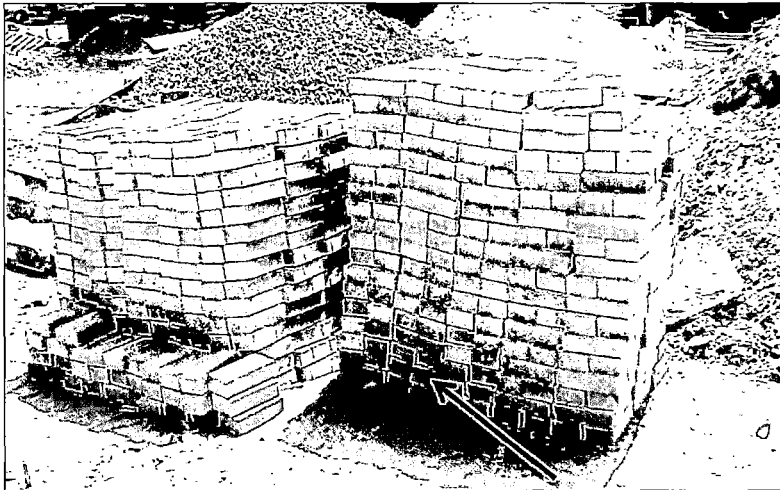


Figura N° 4.4. Adoquines de concreto de 20 x 10 x 8 cm

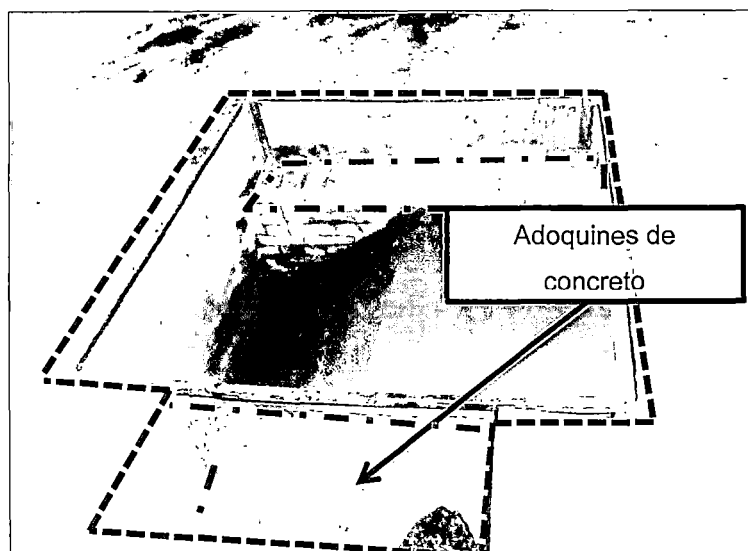


Figura N° 4.5. Adoquines de concreto dentro del pozo de ensayos

#### 4.5.3 Cal de obra para construcción

Con el objetivo de visualizar la deformación que podría ocurrir en el relleno estructural, se optó por diferenciar el límite existente entre las capas de relleno estructural con capas de cal de 1 cm de espesor (ver Figura N° 4.6).

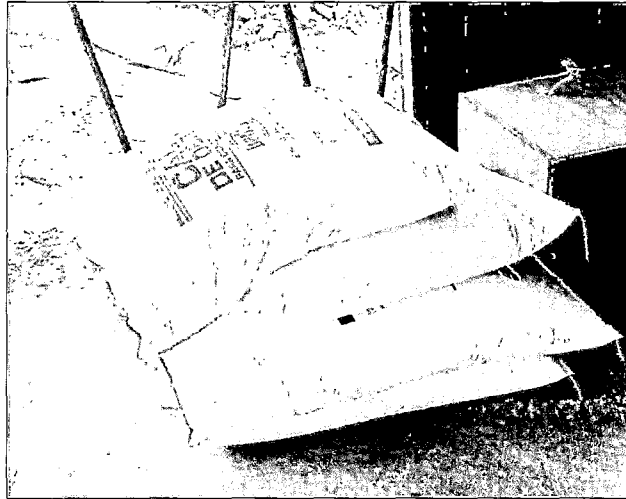


Figura N° 4.6. Sacos de cal de 20 kg cada uno

#### 4.5.4 Baldes de plástico

Se usaron baldes de plástico de 20 litros de capacidad cada uno, los cuales se utilizaron para trasladar el material de relleno estructural, y al mismo tiempo fue posible determinar la cantidad de baldes necesarios para lograr el espesor de capa de relleno estructural deseado (ver Figura N° 4.7).

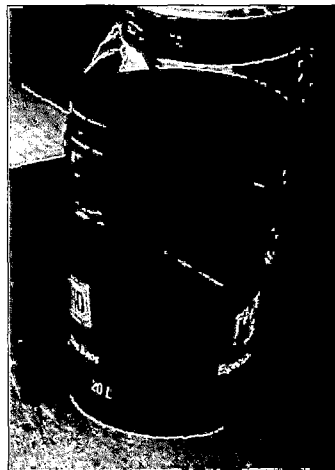


Figura N° 4.7. Baldes de plástico con capacidad de 20 litros cada uno

#### 4.5.5 Plancha vibradora

Se decidió usar una plancha vibradora modelo WP1550, ya que podía ser introducida dentro del pozo de ensayos, permitiendo al operador realizar una compactación uniforme del material de relleno.

Las dimensiones de la plancha vibradora son 87.5 x 50 x 96.5 cm (largo x ancho x altura) y se aprecian en la Figura N° 4.8, así mismo se muestra la plancha vibradora durante el proceso de compactación en la Figura N° 4.9.

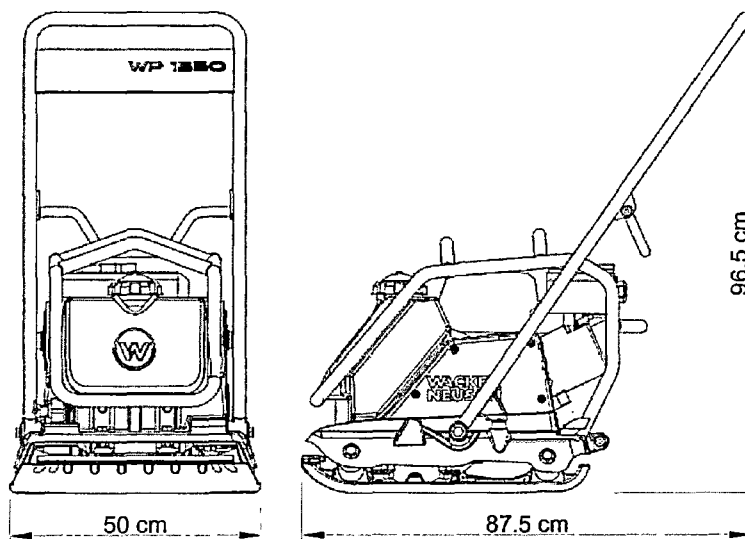


Figura N° 4.8. Dimensiones de la plancha vibradora modelo WP1550

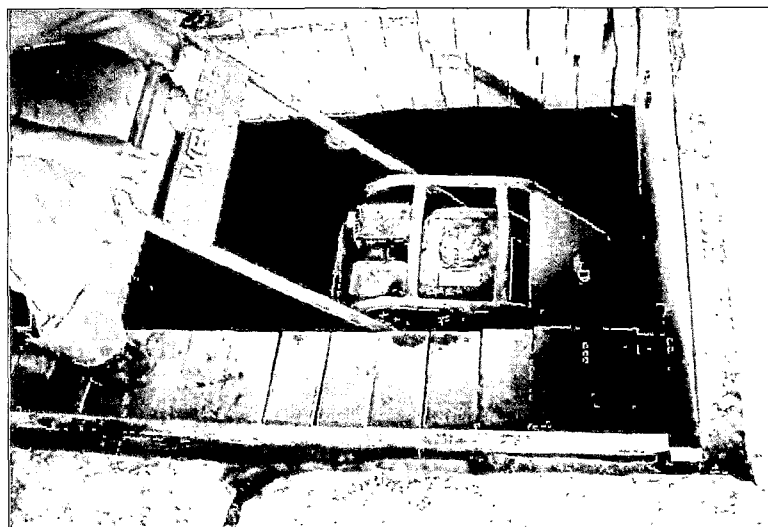


Figura N° 4.9. Uso de la plancha vibradora durante el proceso de compactación

#### 4.5.6 Geomalla biaxial

Se usó como material de refuerzo una geomalla biaxial extruida de polipropileno, indicada para refuerzo y estabilización de suelos, tipo MacGrid EGB 20, cabe señalar, que es el tipo de geomalla que se usó en la construcción del muro de suelo reforzado en el distrito de Pachacámac (Manchay). Las propiedades índices de esta geomalla fueron tomadas de la hoja de especificaciones técnicas de MACCAFERRI<sup>(44)</sup> y se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Características de la geomalla biaxial MacGrid EGB 20 (Fuente: Maccaferri de Perú S.A.C.)

Propiedades físicas	Unidades	EGB 20
Abertura nominal de la malla longitudinal (MD)	mm	38
Abertura nominal de la malla transversal (TD)	mm	36
Propiedades mecánicas	Unidades	EGB 20
Resistencia longitudinal a la tracción (MD)	kN/m	20
Resistencia transversal a la tracción (TD)	kN/m	20
Resistencia longitudinal al 2% de deformación (MD)	kN/m	7.0
Resistencia transversal al 2% de deformación (TD)	kN/m	7.0
Resistencia longitudinal al 5% de deformación (MD)	kN/m	14.0
Resistencia transversal al 5% de deformación (TD)	kN/m	14.0

**Abreviaturas:**

MD: Dirección del maquinado.

#### 4.6 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

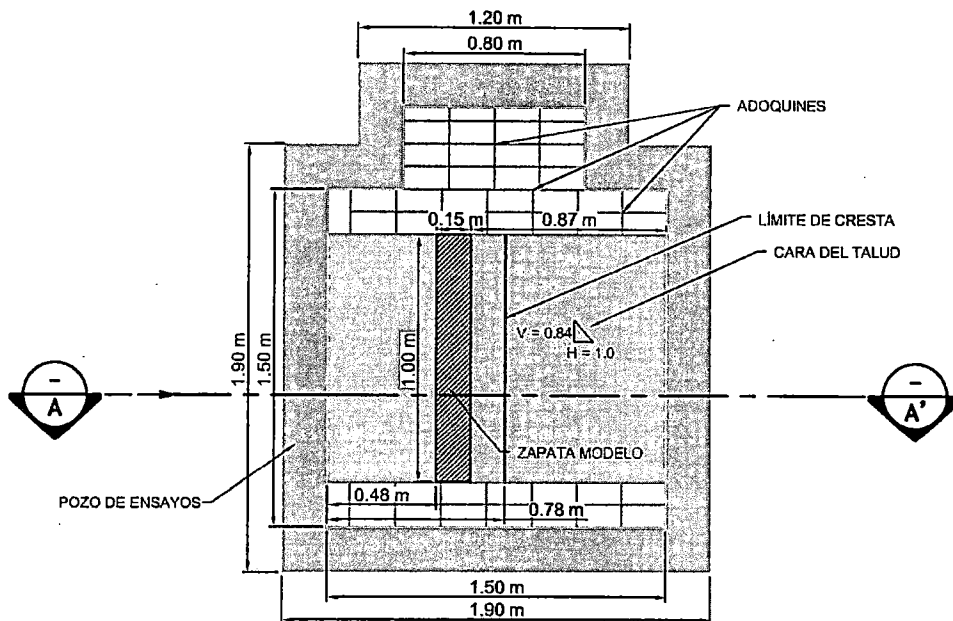
A continuación se describirá de forma detallada el proceso constructivo que fue adoptado con la finalidad de obtener los modelos TSR y TR, para luego ser instrumentados y ensayados.

En este sentido, fue de mucha utilidad la elaboración previa de gráficos referenciales, diseñados en base a las dimensiones de los modelos TSR y TR, que fueron establecidas en el capítulo III.

De acuerdo con lo expuesto en el párrafo anterior, es oportuno señalar que se elaboraron en total 4 gráficos para cada modelo, los cuales son listados a continuación:

a) Gráficos del modelo TSR

1. Vista en planta del modelo TSR (ver Figura N° 4.10), la cual ilustra las componentes principales del modelo TSR, tales como el pozo de ensayos, la zapata modelo, etc.
2. Sección longitudinal A - A' del modelo TSR (ver Figura N° 4.11), donde se aprecia el talud sin reforzar, asimismo, se observan las capas de relleno estructural limitadas por capas de cal de 1 cm de espesor.
3. Vista en planta del gráfico en tres dimensiones elaborado en base a las dimensiones del modelo TSR (ver Figura N° 4.12).
4. Sección longitudinal B - B' del modelo TSR en tres dimensiones (ver Figura N° 4.13), la cual permite una mejor visualización y fácil identificación de todos los componentes involucrados en la construcción del modelo TSR.



LEYENDA			
	LÍMITE DE CRESTA		ADOQUÍN
	RELLENO ESTRUCTURAL		ZAPATA MODELO
	POZO DE ENSAYOS		

Figura N° 4.10. Vista en planta típica - Modelo TSR



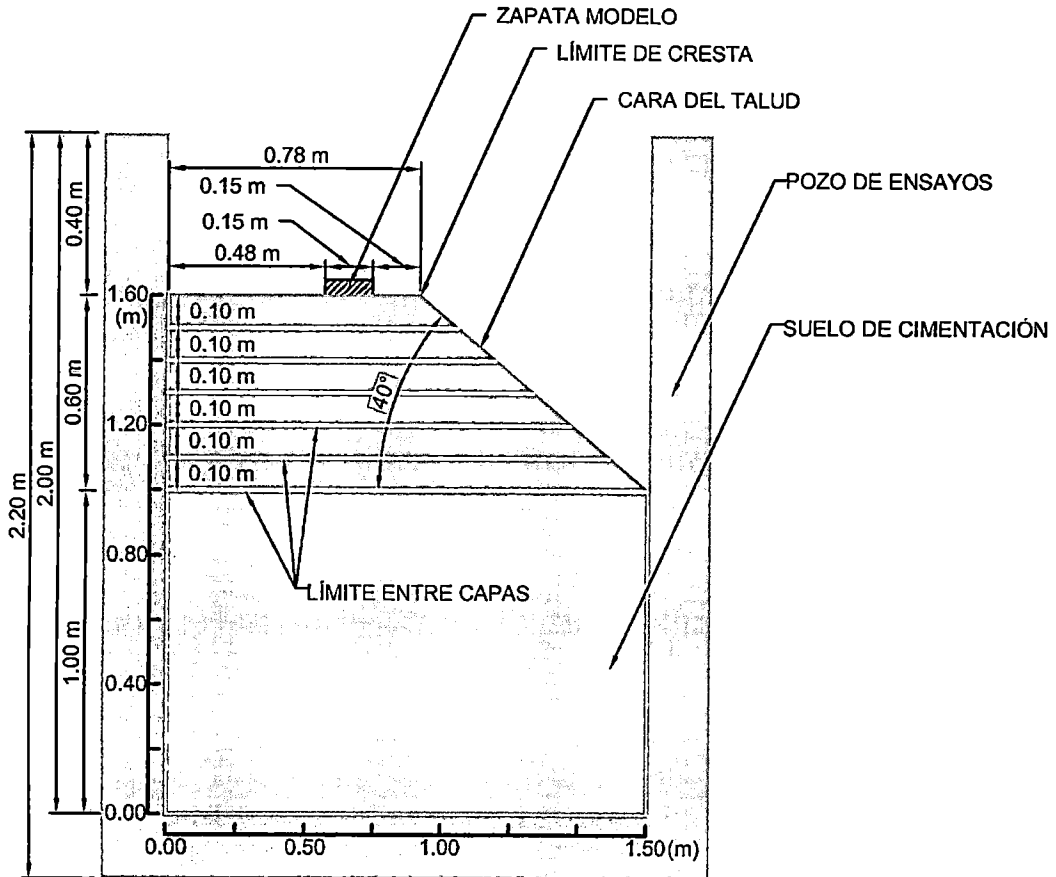


Figura N° 4.11. Sección longitudinal típica A - A' - Modelo TSR

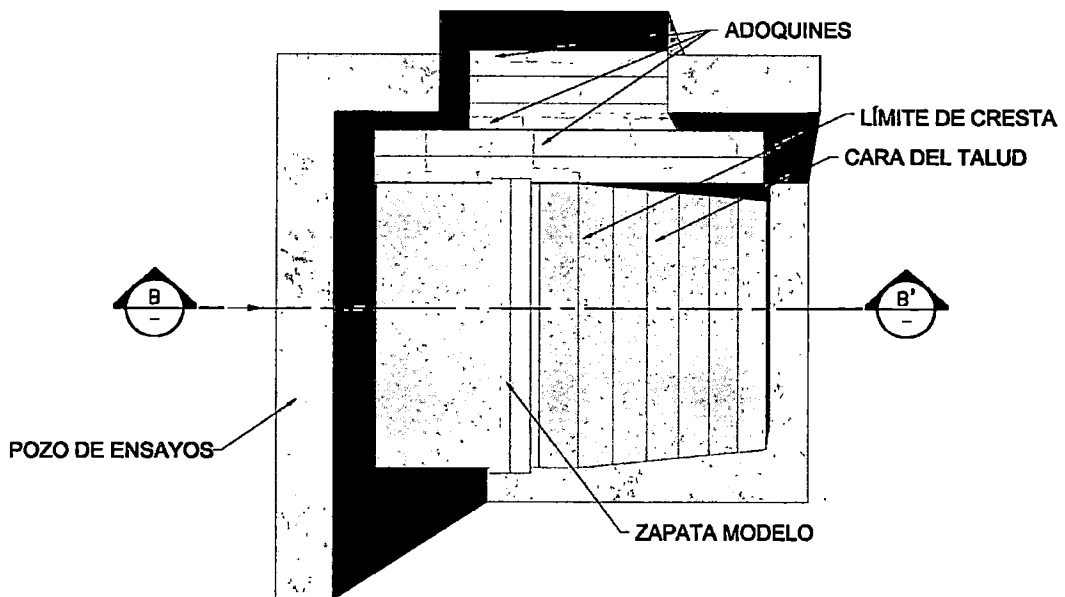


Figura N° 4.12. Vista en planta típica - Modelo TSR en tres dimensiones

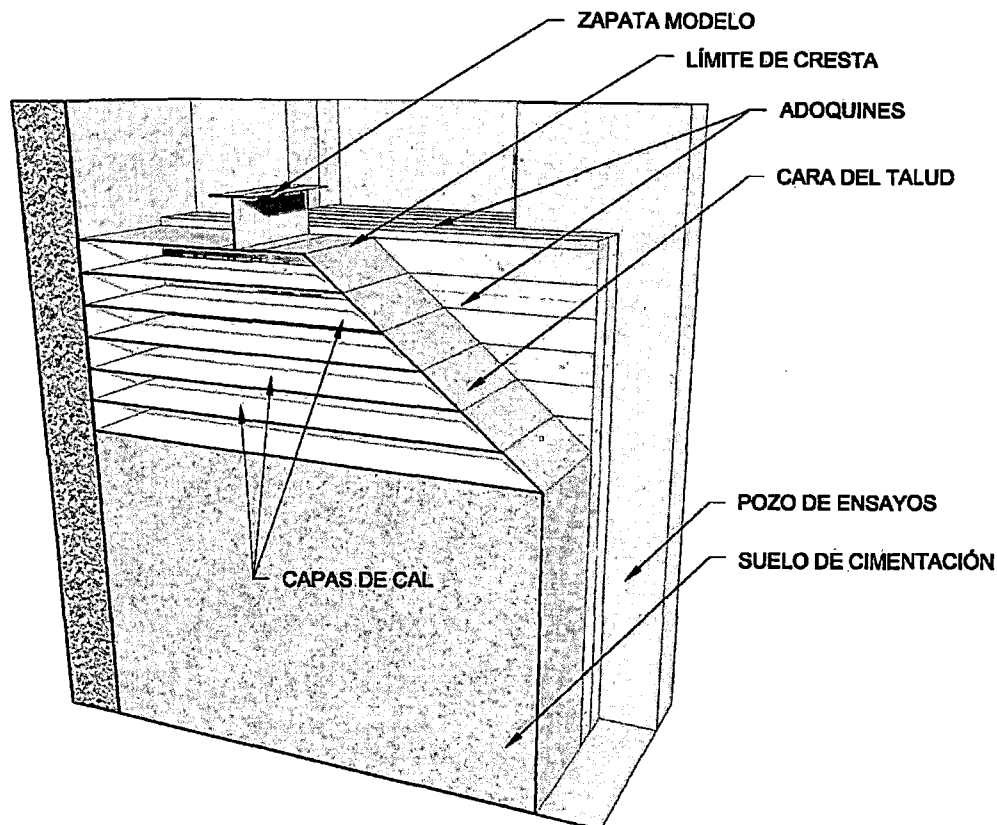
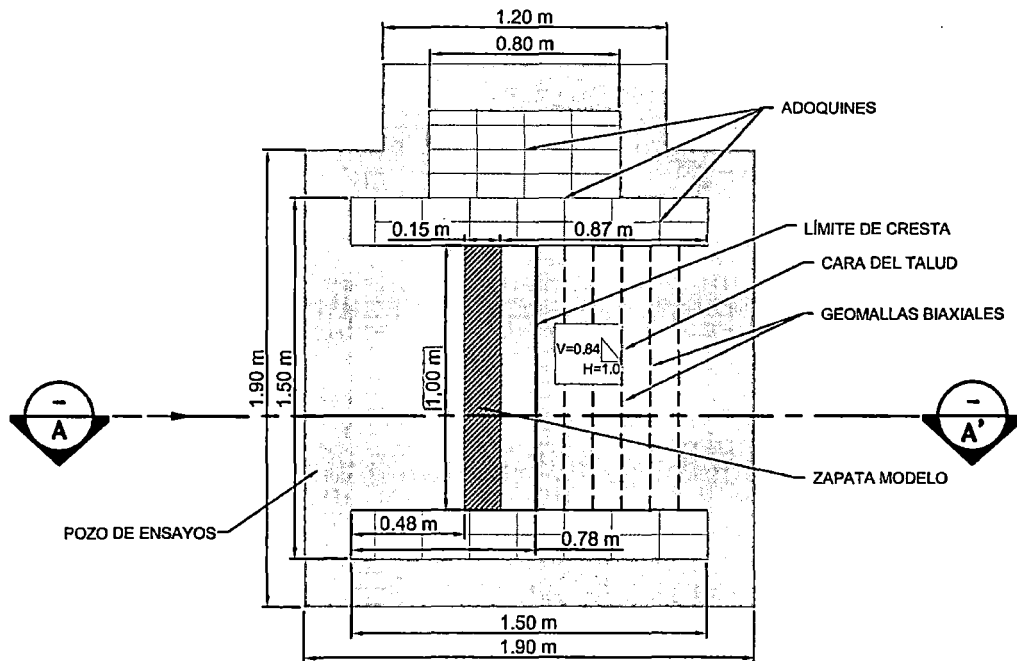


Figura N° 4.13. Sección longitudinal típica B – B' - Modelo TSR en tres dimensiones

b) Gráficos del modelo TR

1. Vista en planta del modelo TR (ver Figura N° 4.14), la cual muestra los componentes principales del modelo TR, tales como el pozo de ensayos, la zapata modelo, los elementos de refuerzo (geomallas biaxiales), etc.
2. Sección longitudinal A - A' del modelo TR (ver Figura N° 4.15), donde se aprecia el talud reforzado, asimismo, se observan las capas de relleno estructural y el límite entre las mismas simbolizado por capas de geomalla.
3. Vista en planta del gráfico en tres dimensiones elaborado en base a las dimensiones del modelo TR (ver Figura N° 4.16).
4. Sección longitudinal B - B' del modelo TR en tres dimensiones (ver Figura N° 4.17), la cual permite una mejor visualización y fácil identificación de todos los componentes involucrados en la construcción del modelo TR.



LEYENDA			
	LÍMITE DE CRESTA		ADOQUÍN
	RELLENO ESTRUCTURAL		ZAPATA MODELO
	POZO DE ENSAYOS		GEOMALLA BIAIXIAL

Figura N° 4.14. Vista en planta típica - Modelo TR

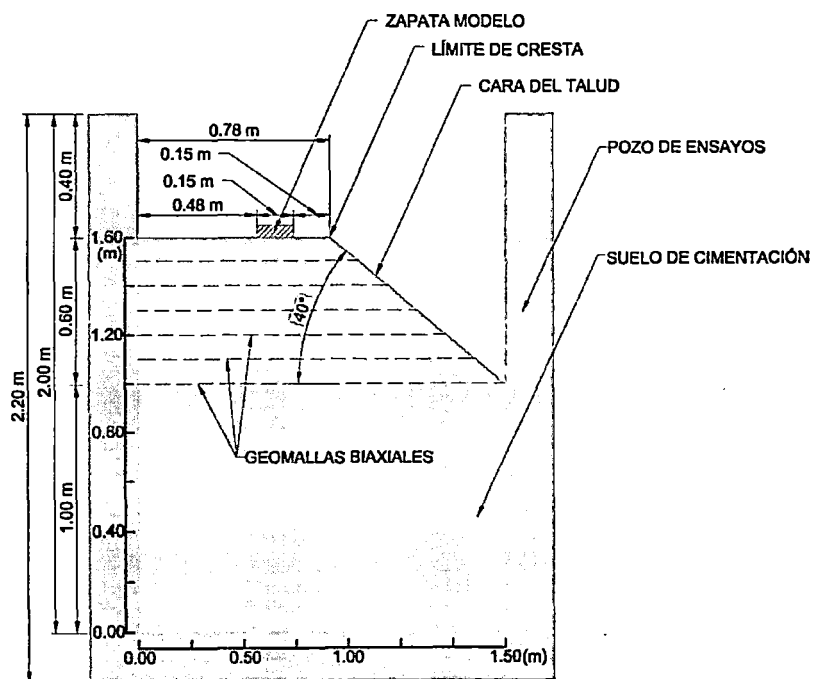


Figura N° 4.15. Sección longitudinal típica A - A' - Modelo TR

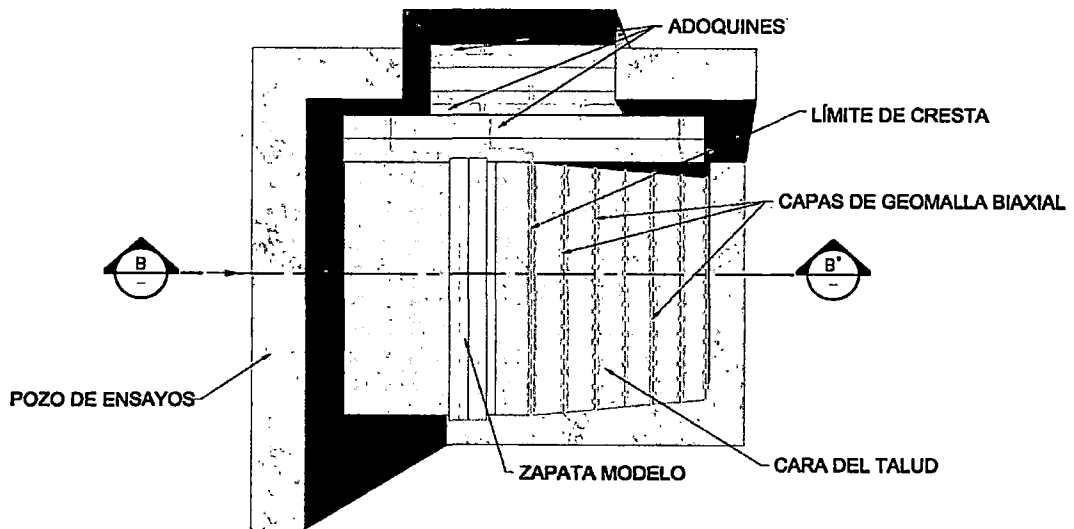


Figura N° 4.16. Vista en planta típica - Modelo TR en tres dimensiones

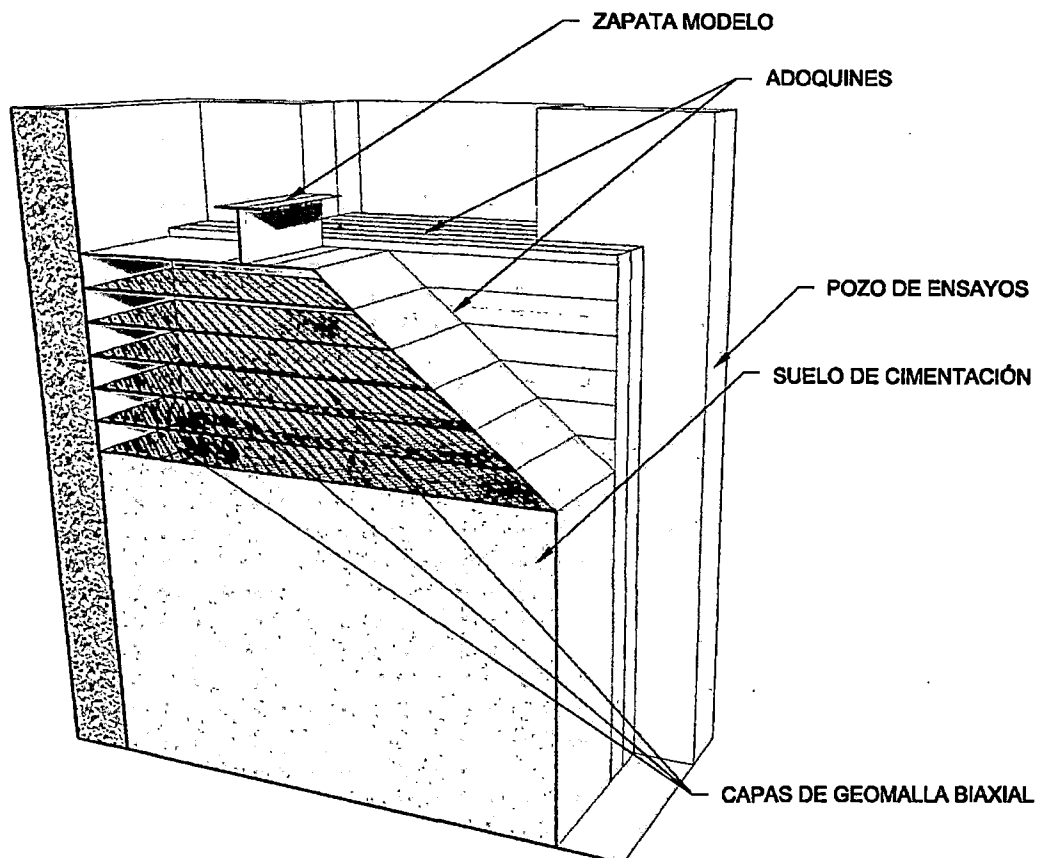


Figura N° 4.17. Sección longitudinal típica B - B' - Modelo TR en tres dimensiones

#### 4.6.1 Construcción del suelo de cimentación

Considerando lo expuesto en el capítulo III, antes de proceder a la construcción de los modelos TSR1 y TSR2, fue necesario construir un relleno estructural de 1 m de altura que cumpla la función de suelo de cimentación, tomando como referencia las investigaciones revisadas <sup>(36), (43), (60)</sup>, el objetivo del suelo de cimentación es solo con la finalidad de tener un apoyo lo suficientemente rígido sobre el cual se pueda construir el modelo, ya que, la superficie de falla objetivo es aquella que ocurre a través del cuerpo del talud. La construcción del suelo de cimentación, se llevó a cabo de la siguiente manera:

Se adicionó agua al material de relleno estructural hasta lograr el óptimo contenido de humedad (5 %, según el ensayo próctor modificado), luego el material preparado se trasladó al pozo de ensayos en una cantidad igual a 15 baldes llenos, cantidad necesaria para compactar una capa de 0.15 m de espesor (ver Figura N° 4.18).

Finalmente, con la ayuda de la plancha vibradora se procedió a compactar el material de relleno estructural, previamente extendido y nivelado en la superficie de forma que genere una capa de material homogéneo de 0.15 m de espesor. Este proceso se repitió hasta lograr 1 m de relleno estructural (ver Figura N° 4.19).



Figura N° 4.18. Material de relleno estructural con el óptimo contenido de humedad



Figura N° 4.19. Vista durante el proceso de compactación con plancha vibradora

Adicionalmente durante la construcción del suelo de cimentación, se realizaron tres ensayos de densidad *in situ* por el método del cono de arena (ASTM D-1556), denominados SC N°1, SC N°2 y SC N°3, a 0.15 m, 0.30 m y 0.60 m de altura, respectivamente, los cuales se ejecutaron con el objetivo de llevar un control del grado de compactación y de esta manera verificar que el relleno estructural, correspondiente al suelo de cimentación, haya sido compactado al 97 % de la máxima densidad seca.

A continuación se detallan los ensayos de densidad ejecutados:

a) Ensayo de densidad SC N°1

La sección transversal del pozo de ensayos representado mediante la Figura N° 4.20 ilustra el ensayo de densidad SC N°1 ejecutado a una altura de 0.15 m simbolizado por un rectángulo sombreado, asimismo se puede observar el límite de la capa compactada ubicado a 0.15 m de altura, del mismo modo se aprecia el límite del suelo de cimentación ubicado a 1 m de altura y el límite de la cresta del talud ubicado a 1.6 m de altura que representa la altura máxima del relleno estructural.

Además, se esbozó una vista en tres dimensiones del ensayo SC N°1, pudiéndose apreciar el pozo de ensayos, así como la disposición de los

adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural y la capa de relleno estructural sobre la cual se ejecutó el ensayo de densidad, tal como se observa en la Figura N° 4.21.

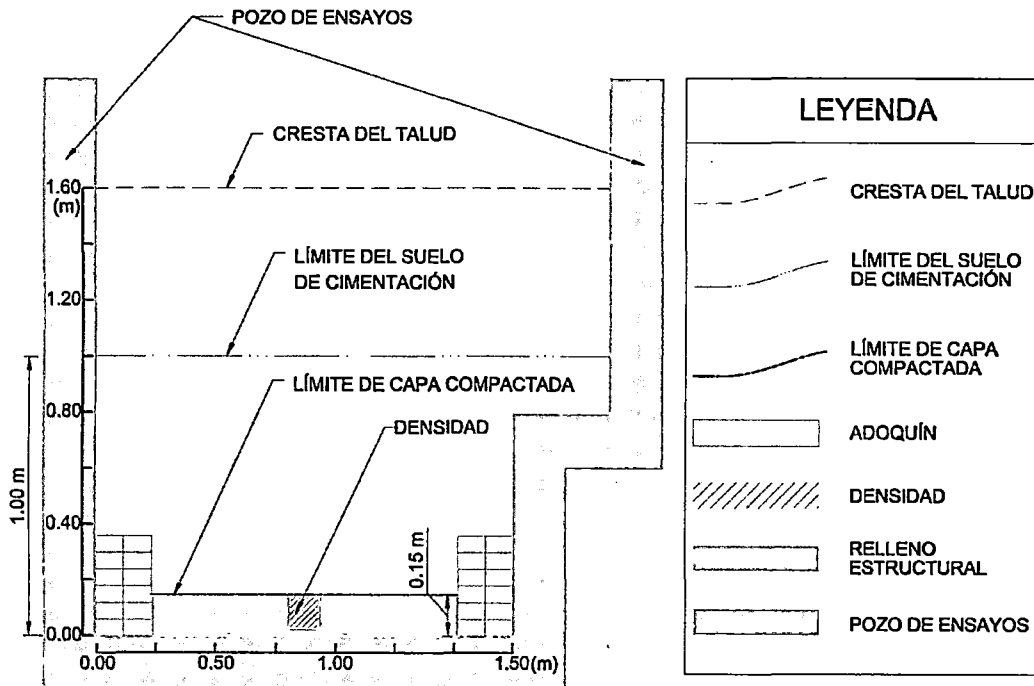


Figura N° 4.20. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo SC N°1 - Suelo de cimentación

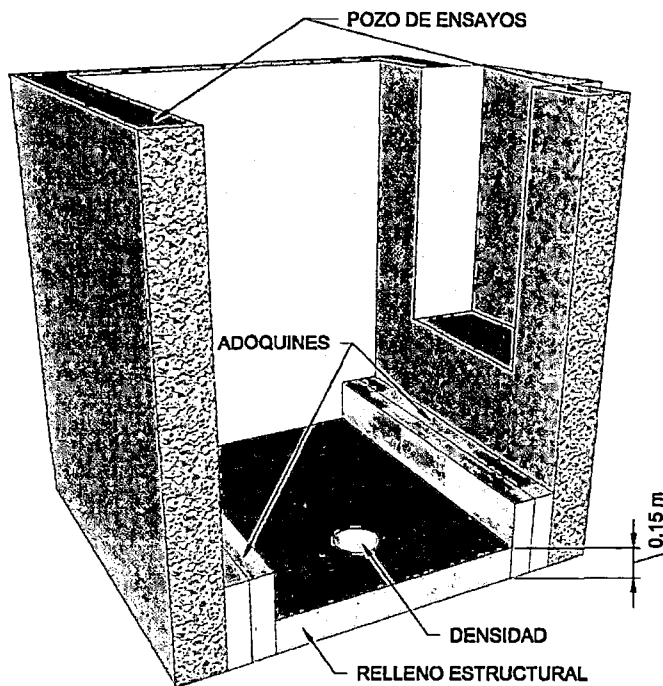


Figura N° 4.21. Vista en tres dimensiones del ensayo SC N°1 - Suelo de cimentación

b) Ensayo de densidad SC N°2

La sección transversal del pozo de ensayos representado mediante la Figura N° 4.22 ilustra el ensayo de densidad SC N°2 ejecutado a una altura de 0.30 m, simbolizado por un rectángulo sombreado, asimismo se puede observar el límite de la capa compactada ubicado a 0.30 m de altura, del mismo modo se aprecia el límite del suelo de cimentación ubicado a 1 m de altura y el límite de la cresta del talud ubicado a 1.6 m de altura que representa la altura máxima del relleno estructural.

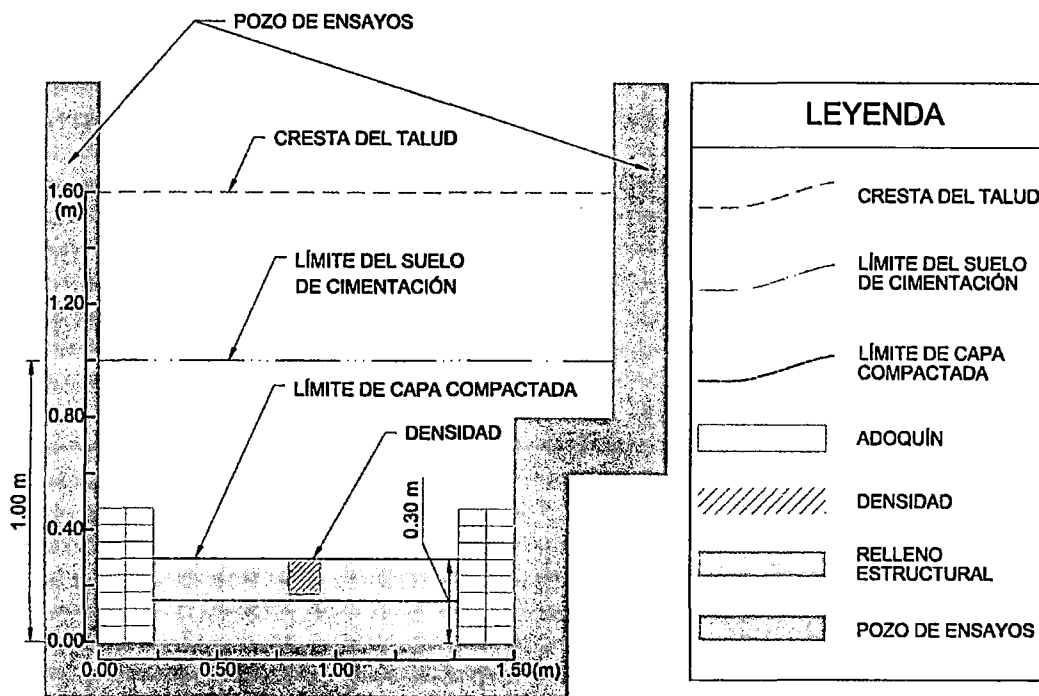


Figura N° 4.22. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo SC N°2 - Suelo de cimentación

Además, se esbozó una vista en tres dimensiones del ensayo SC N°2, pudiéndose apreciar el pozo de ensayos, así como la disposición de los adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural y la capa de relleno estructural sobre la cual se ejecutó el ensayo de densidad, tal como se observa en la Figura N° 4.23.



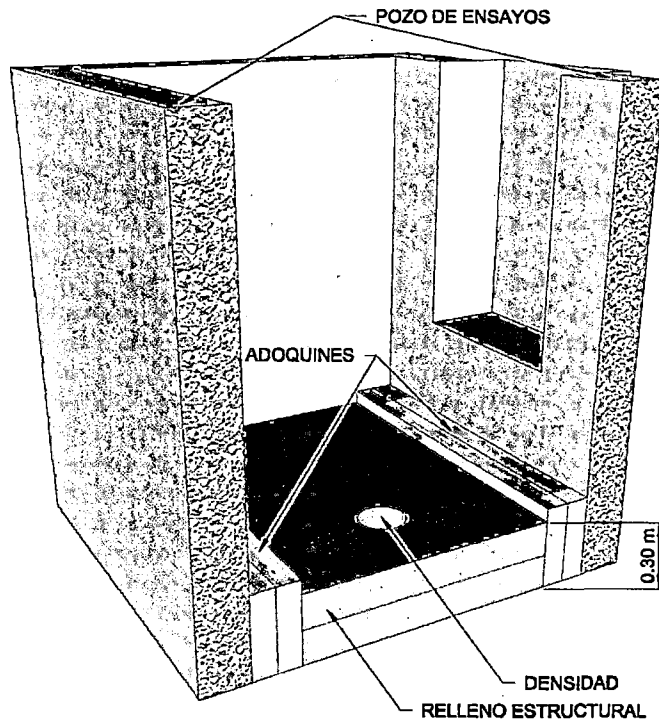


Figura N° 4.23. Vista en tres dimensiones del ensayo SC N°2 - Suelo de cimentación

### c) Ensayo de densidad SC N°3

La sección transversal del pozo de ensayos representado mediante la Figura N° 4.24 ilustra el ensayo de densidad SC N°3 ejecutado a una altura de 0.60 m simbolizado por un rectángulo sombreado, asimismo se puede observar el límite de la capa compactada ubicado a 0.60 m de altura, del mismo modo, se aprecia el límite del suelo de cimentación ubicado a 1 m de altura y el límite de la cresta del talud ubicado a 1.6 m de altura que representa la altura máxima del relleno estructural.

Además, se esbozó una vista en tres dimensiones del ensayo SC N°3, pudiéndose apreciar el pozo de ensayos, así como la disposición de los adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural y la capa de relleno estructural sobre la cual se ejecutó el ensayo de densidad, tal como se observa en la Figura N° 4.25.

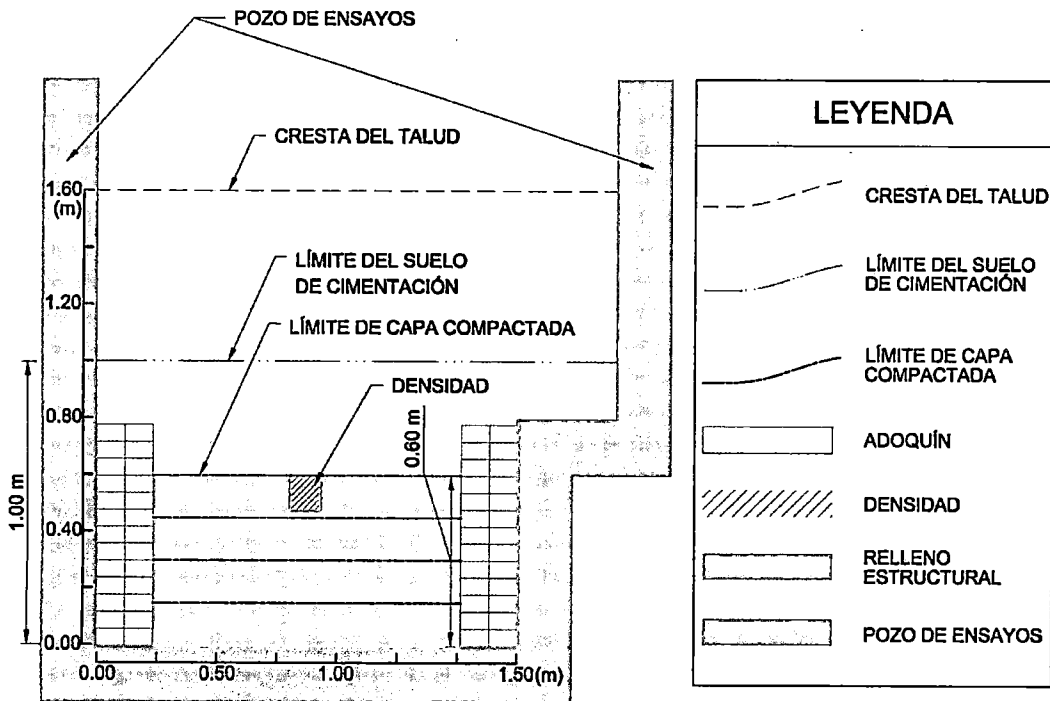


Figura N° 4.24. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo SC N°3 - Suelo de cimentación

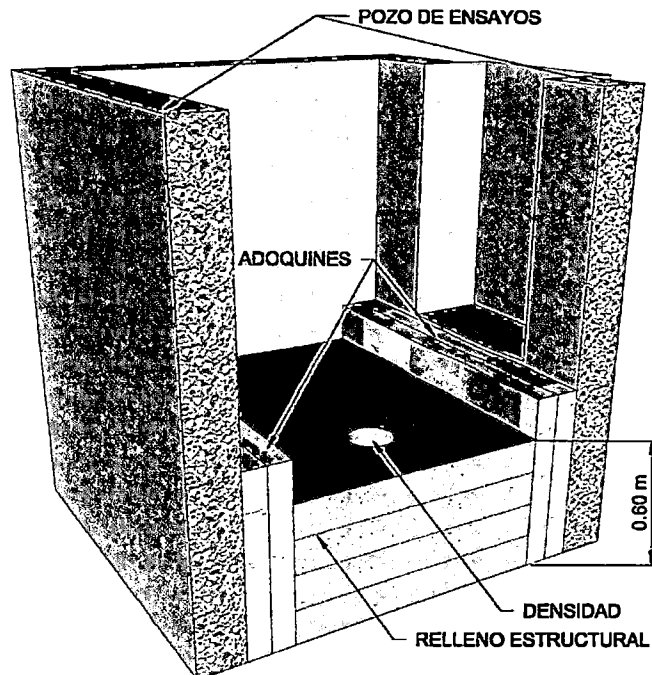


Figura N° 4.25. Vista en tres dimensiones del ensayo SC N°3 - Suelo de cimentación

La configuración final en tres dimensiones del suelo de cimentación, una vez terminado el proceso de compactación y antes de iniciarse la construcción de los modelos TSR1 y TSR2 se ilustra en la Figura N° 4.26.

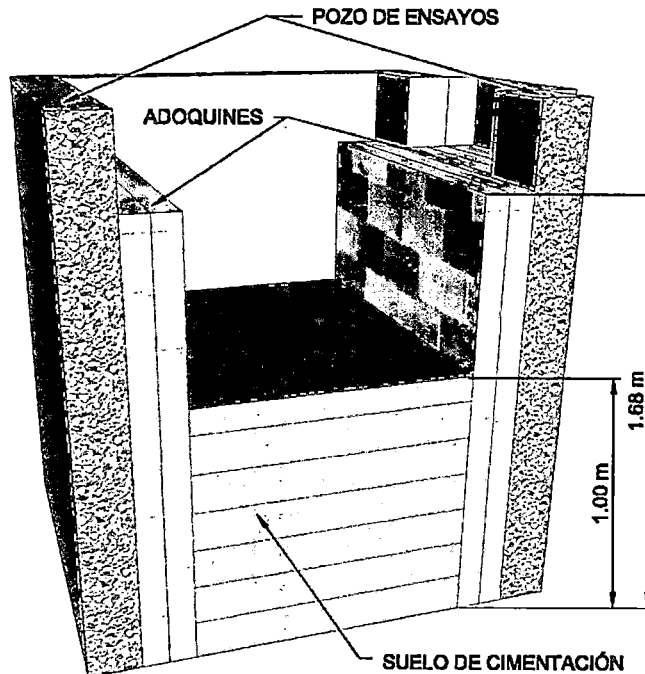


Figura N° 4.26. Vista en tres dimensiones - Suelo de cimentación

#### 4.6.2 Construcción del modelo TSR

Finalizada la construcción del suelo de cimentación, se construyeron los modelos TSR1 y TSR2, el primer modelo en ser construido y ensayado fue el modelo TSR1. La construcción de los modelos TSR1 y TSR2 se llevó a cabo de la siguiente manera:

La geometría del talud fue marcada sobre los adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural, para ser usada como referencia, esto se logró con la ayuda de un spray de color azul, de esta manera al culminar el proceso de compactación hasta la altura de 1.6 m se excavó el relleno estructural cuidadosamente hasta conseguir la inclinación del talud requerida, de acuerdo al procedimiento recomendado por Lee y Manjunath (2000)<sup>(43)</sup> (ver Figura N° 4.29). La elaboración del trazo del talud sobre los adoquines, se muestra en la Figura N° 4.27, donde se aprecia la geometría del talud denotado por una línea de color azul que inicia desde la esquina inferior derecha del límite del suelo de

cimentación, manteniendo un ángulo de inclinación de  $40^\circ$  el cual fue definido en el capítulo II, hasta llegar a una altura de 0.60 m, para finalmente completar el trazo con un ancho de cresta igual a 0.78 m. La Figura N° 4.28 muestra la elaboración del trazo antes de iniciar el proceso de compactación.

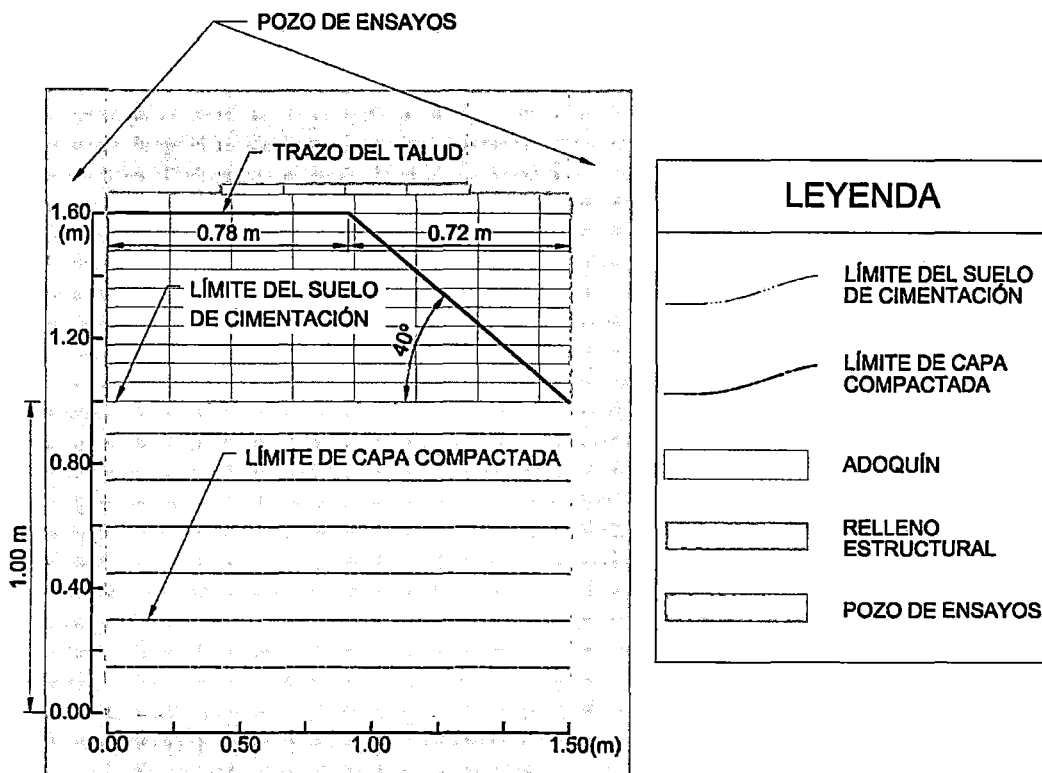


Figura N° 4.27. Trazo del talud sobre los adoquines - Modelo TSR



Figura N° 4.28. Elaboración del trazo durante la construcción - Modelo TSR

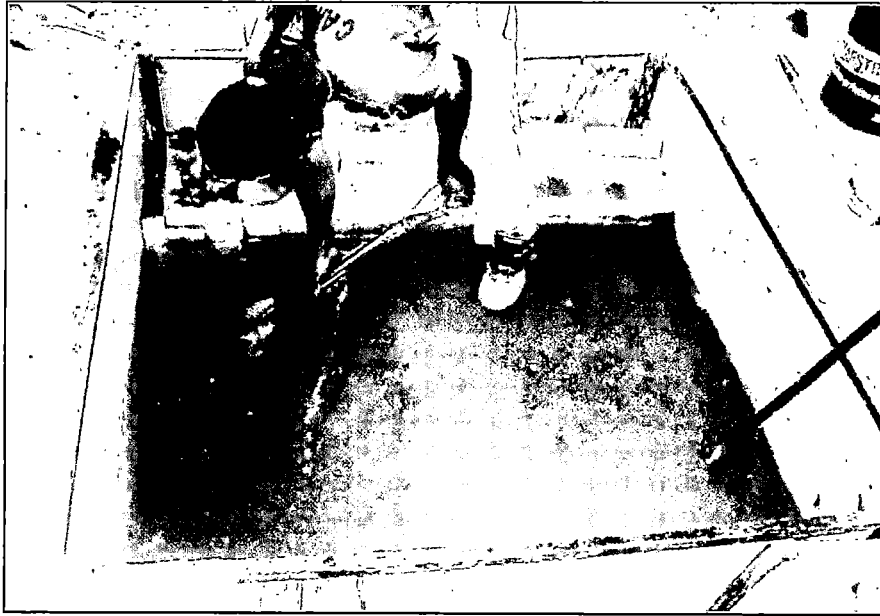


Figura N° 4.29. Vista durante la excavación del relleno estructural - Modelo TSR

Una vez realizado el trazo del talud, se procedió a esparcir una delgada capa de cal de aproximadamente 1 cm de espesor sobre la superficie del suelo de cimentación, la Figura N° 4.30 muestra un ejemplo de cómo se esparce la cal sobre la superficie del relleno compactado.



Figura N° 4.30. Esparciendo cal sobre el relleno compactado - Modelo TSR

Al mismo tiempo, se preparó el material de relleno estructural, adicionándole agua hasta lograr el óptimo contenido de humedad (5 %, según el ensayo próctor modificado), luego el material preparado se trasladó al pozo de ensayos

en una cantidad igual a 9 baldes llenos, cantidad necesaria para compactar una capa de 0.10 m de espesor.

El material de relleno estructural fue previamente extendido y nivelado en la superficie de forma que genere una capa de material homogéneo de 0.10 m de espesor. Este proceso se repitió hasta lograr una altura de 0.60 m de relleno estructural sobre el nivel del suelo de cimentación.

El proceso constructivo descrito líneas arriba, es ilustrado en la Figura N° 4.31, donde se observa la geometría del talud (línea azul), y al mismo tiempo se aprecia la capa de cal de 1 cm de espesor, sobre la cual se compacta el material de relleno estructural con ayuda de la plancha vibradora.

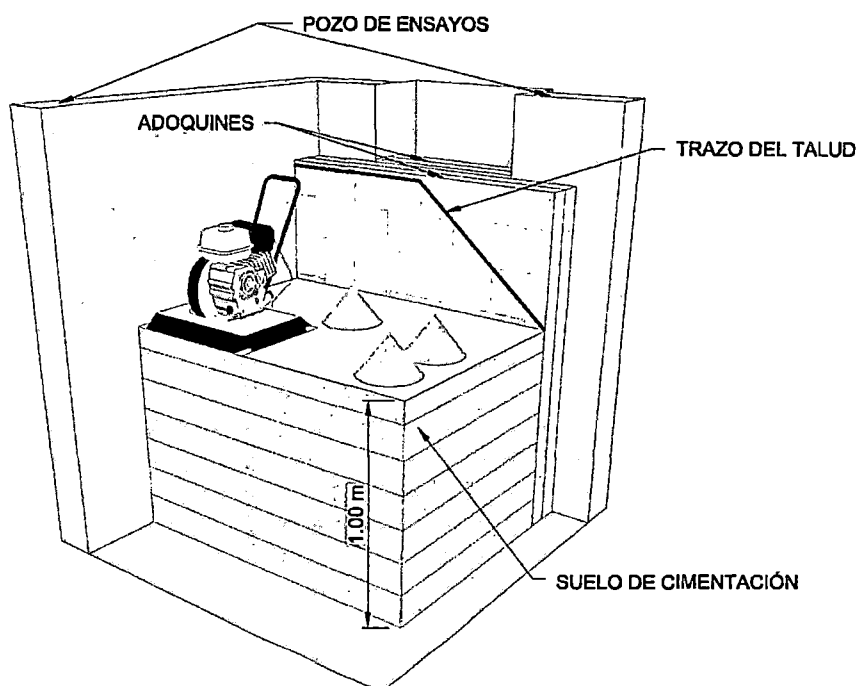


Figura N° 4.31. Compactación del material de relleno estructural - Modelo TSR

Adicionalmente durante la construcción de los modelos TSR1 y TSR2, se realizaron ensayos de densidad *in situ* por el método del cono de arena (ASTM D-1556), a distintas alturas, los cuales se ejecutaron con el objetivo de llevar un control del grado de compactación y de esta manera verificar que el relleno estructural, correspondiente a los modelos TSR1 y TSR2, haya sido compactado al 94 % y 90 % de la M.D.S., respectivamente.

Se realizaron en total cuatro ensayos de densidad *in situ* por el método del cono de arena, dos en el modelo TSR1 ubicados a 1.2 m y 1.5 m de altura, denominados TSR1 N°1 y TSR1 N°2, respectivamente y dos en el modelo TSR2 ubicados a 1.5 m y 1.6 m de altura, denominados TSR2 N°1 y TSR2 N°2, respectivamente.

Los ensayos de densidad ejecutados, son detallados a continuación:

a) Ensayo de densidad TSR1 N°1

La sección transversal del pozo de ensayos representado mediante la Figura N° 4.32 ilustra el ensayo de densidad TSR1 N°1 ejecutado a una altura de 1.2 m simbolizado por un rectángulo sombreado, del mismo modo se aprecia el límite del suelo de cimentación ubicado a 1 m de altura a partir del cual la separación entre capas de relleno compactado es representado por capas de cal (líneas blancas), así como el límite de la cresta del talud ubicado a 1.6 m de altura, que representa la altura máxima del relleno estructural.

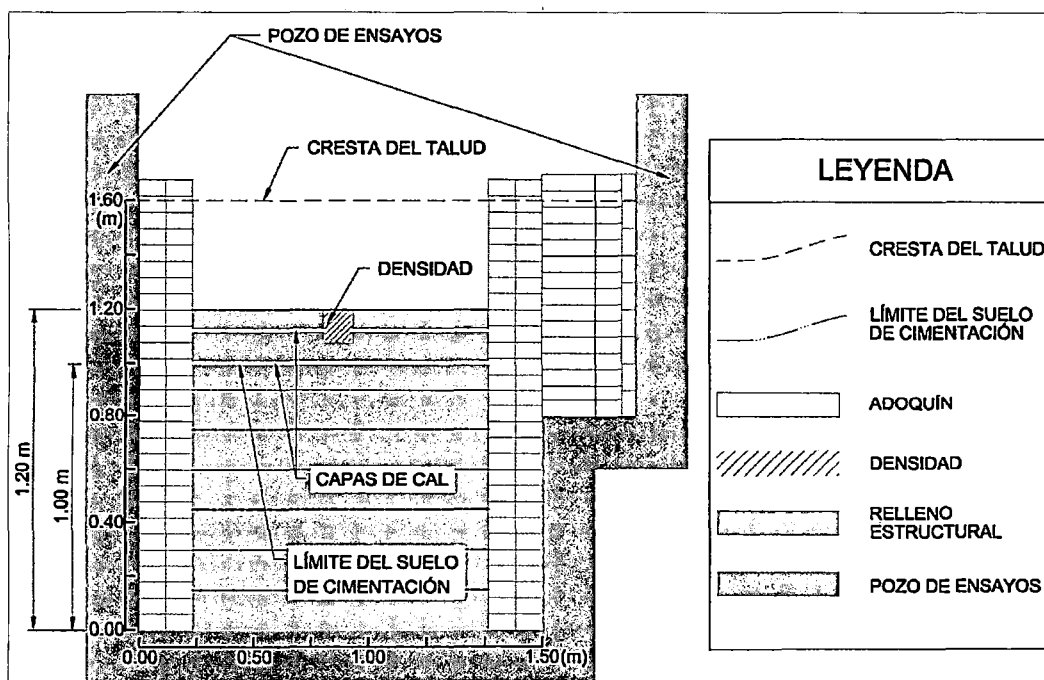


Figura N° 4.32. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo TSR1 N°1

Además, se esbozó una vista en tres dimensiones del ensayo TSR1 N°1, pudiéndose apreciar el pozo de ensayos, así como la disposición de los

adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural y la capa de relleno estructural sobre la cual se ejecutó el ensayo de densidad, asimismo se observa la proyección del trazo del talud indicando que el trazo ha sido cubierto de forma parcial por el relleno estructural, tal como se observa en la Figura N° 4.33.

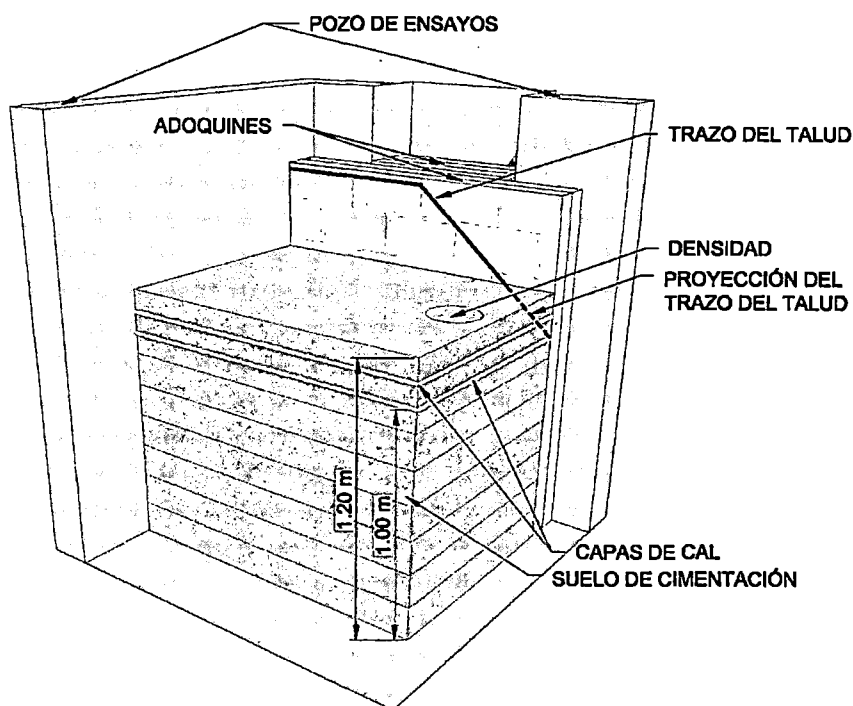


Figura N° 4.33. Vista en tres dimensiones del ensayo TSR1 N°1

#### b) Ensayos de densidad TSR1 N°2 y TSR2 N°1

La sección transversal del pozo de ensayos representado mediante la Figura N° 4.34, ilustra el ensayo de densidad TSR1 N°2 y también el ensayo de densidad TSR2 N°1, los cuales fueron ejecutados a una altura de 1.5 m en sus respectivos modelos, ambos están simbolizados por un rectángulo sombreado, del mismo modo se aprecia el límite del suelo de cimentación ubicado a 1 m de altura a partir del cual la separación entre capas de relleno compactado, es representado por capas de cal (líneas blancas), así como el límite de la cresta del talud ubicado a 1.6 m de altura, que representa la altura máxima del relleno estructural.



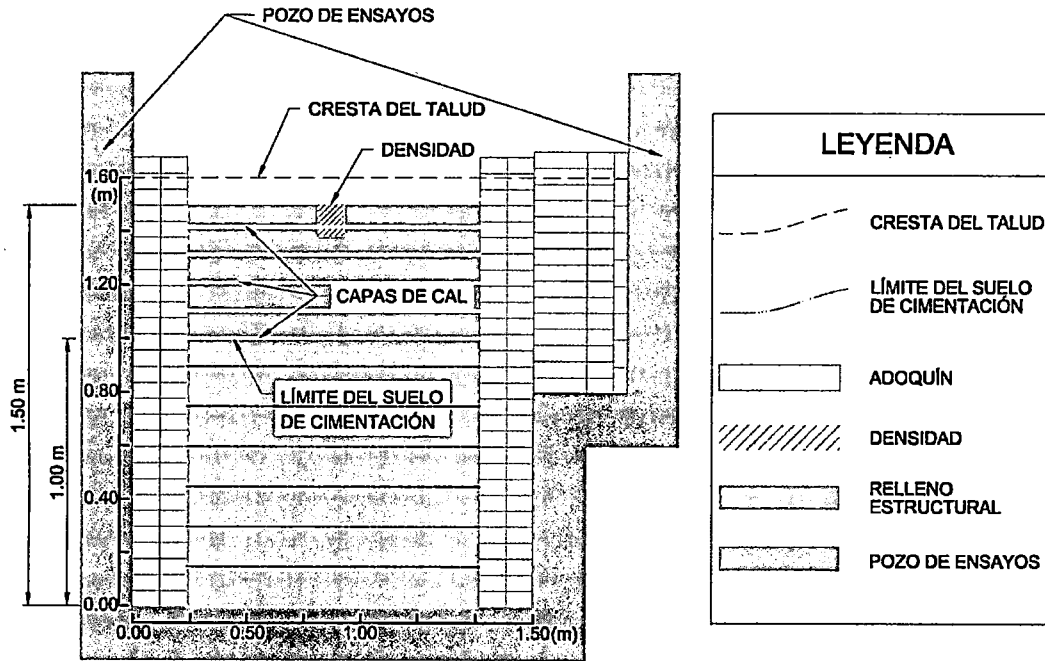


Figura N° 4.34. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayos TSR1 N°2 y TSR2 N°1

Además, se esbozó una vista en tres dimensiones de ambos ensayos, pudiéndose apreciar el pozo de ensayos, así como la disposición de los adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural y la capa de relleno estructural sobre la cual se ejecutaron ambos ensayos, asimismo se observa la proyección del trazo del talud indicando que el trazo ha sido cubierto de forma parcial por el relleno estructural, tal como se observa en la Figura N° 4.35.

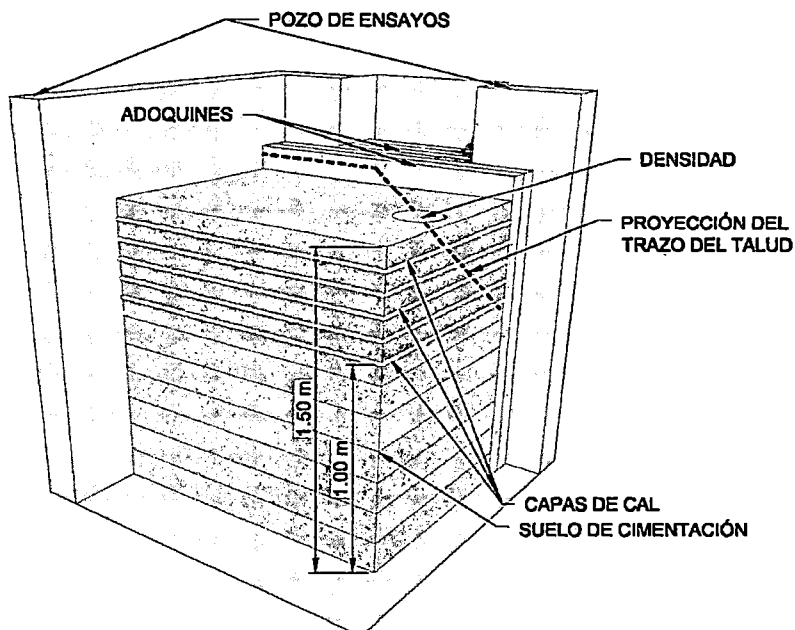


Figura N° 4.35. Vista en tres dimensiones de los ensayos TSR1 N°2 y TSR2 N°1

c) Ensayo de densidad TSR2 N°2

La sección transversal del pozo de ensayos representado mediante la Figura N° 4.36 ilustra el ensayo de densidad TSR2 N°2 ejecutado a una altura de 1.6 m simbolizado por un rectángulo sombreado, del mismo modo se aprecia el límite del suelo de cimentación, ubicado a 1 m de altura a partir del cual la separación entre capas de relleno compactado es representado por capas de cal (líneas blancas), así como el límite de la cresta del talud ubicado a 1.6 m de altura, que representa la altura máxima del relleno estructural.

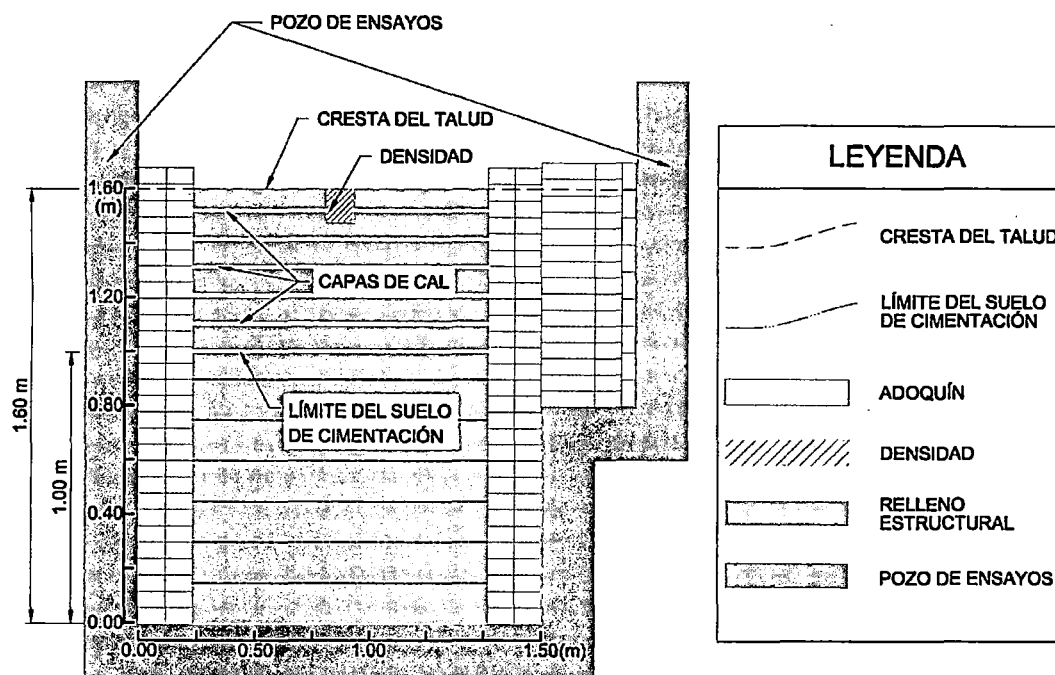


Figura N° 4.36. Sección transversal del pozo de ensayos, ensayo TSR2 N°2

Además, se esbozó una vista en tres dimensiones del ensayo TSR2 N°2, pudiendo apreciar el pozo de ensayos, así como la disposición de los adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural y la capa de relleno estructural sobre la cual se ejecutó el ensayo de densidad, asimismo se observa la proyección del trazo del talud indicando que el trazo ha sido cubierto en su totalidad por el relleno estructural, tal como se observa en la Figura N° 4.37.

Finalmente, se procedió a excavar, desde la superficie expuesta del relleno estructural ubicada a 1.6 m hasta el pie del talud ubicado a 1 m de altura, de esta manera se obtuvo el talud con la inclinación requerida. La Figura N° 4.29,

muestra el instante cuando se está excavando el relleno estructural. La Figura N° 4.38, presenta una vista en tres dimensiones del acabado final del talud sin reforzar luego de excavar el relleno estructural.

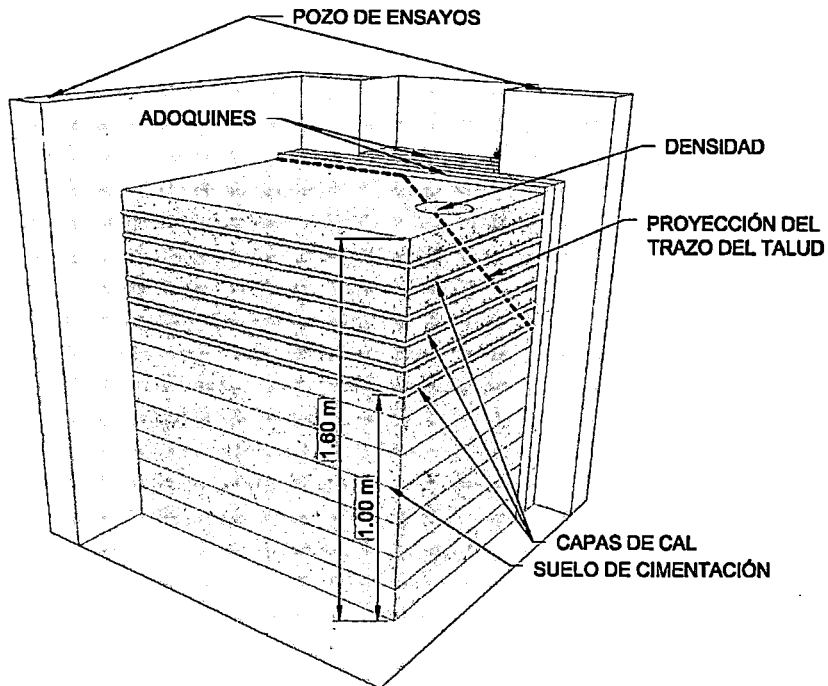


Figura N° 4.37. Vista en tres dimensiones del ensayo TSR2 N°2

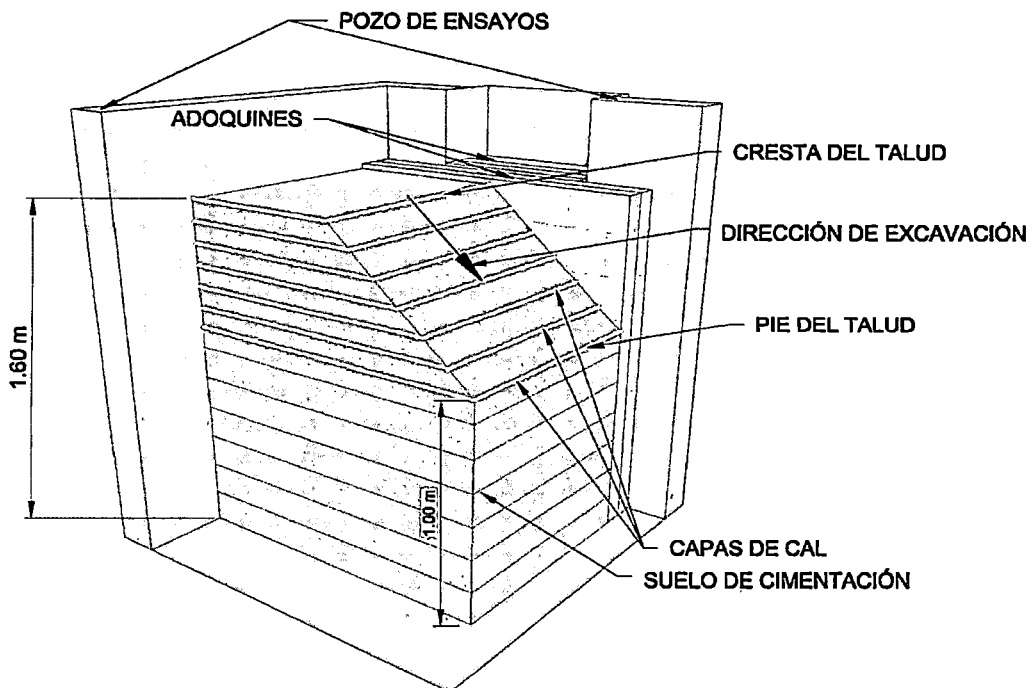


Figura N° 4.38. Acabado final del modelo TSR

#### 4.6.2.1 Resultados de los ensayos de densidad *in situ*

Se efectuaron 07 determinaciones de densidad *in situ* y se extrajeron las muestras correspondientes que se llevaron al laboratorio geotécnico del CISMID para la determinación del contenido de humedad y posteriormente calcular la densidad seca para cada capa de relleno estructural. En la Tabla 4.4, se resume los resultados de los ensayos de humedad realizados en las muestras que fueron extraídas. Los formatos de los ensayos son presentados en el anexo B.

Tabla 4.4. Muestras extraídas de los ensayos de densidad (Elaboración propia)

Ubicación	Ensayo	Altura (m)	Muestra
Suelo de cimentación	SC N°1	0.15	M-1
	SC N°2	0.30	M-2
	SC N°3	0.60	M-3
Modelo TSR1	TSR1 N°1	1.20	M-4
	TSR1 N°2	1.50	M-5
Modelo TSR2	TSR2 N°1	1.50	M-6
	TSR2 N°2	1.60	M-7

Los resultados de los ensayos de contenido de humedad (ASTM D2216) realizados a las muestras extraídas son resumidos en Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Resultados de los ensayos de contenido de humedad (Elaboración propia)

Muestra	Altura (m)	Humedad (%)
M-1	0.15	4.5
M-2	0.30	6.0
M-3	0.60	4.7
M-4	1.20	6.5
M-5	1.50	6.4
M-6	1.50	6.2
M-7	1.60	4.6

##### a) Suelo de cimentación (SC)

A partir de los resultados de contenido de humedad, se calculó la densidad seca y el grado de compactación para las capas de relleno estructural ubicadas a 0.15, 0.30 y 0.60 m de altura, correspondientes al suelo de cimentación. Los resultados de las densidades secas son resumidos en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Ensayos de densidad en el SC (Elaboración propia)

Ensayo	Muestra	Altura (m)	C.H. (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	G.C. (%)
SC N°1	M-1	0.15	4.5	21.6	96
SC N°2	M-2	0.30	6.0	21.9	97
SC N°3	M-3	0.60	4.7	22.1	98

**Abreviaturas:**

C.H.: Contenido de humedad.

$\gamma_d$ : Densidad seca.

G.C.: Grado de compactación =  $\gamma_d / \gamma_{d\text{máx}}$ .

De acuerdo a la Tabla 4.6, el grado de compactación varía desde 96 % hasta 98 % de la máxima densidad seca del ensayo próctor modificado, con un grado de compactación promedio de 97 % ( $\gamma_d = 21.9 \text{ kN/m}^3$ , C.H. = 5 %), entonces se asumió una densidad seca de  $21.9 \text{ kN/m}^3$  correspondiente al 97 % de la máxima densidad seca, como uniforme para el suelo de cimentación (SC).

Los resultados de las densidades secas obtenidas para el SC son presentados en la Figura N° 4.39, donde se pueden apreciar los ensayos realizados a 0.15 m, 0.30 m y 0.60 m de altura, asimismo se muestra la densidad seca promedio representada por la línea vertical punteada de color azul, que se asumió como uniforme para el suelo de cimentación.

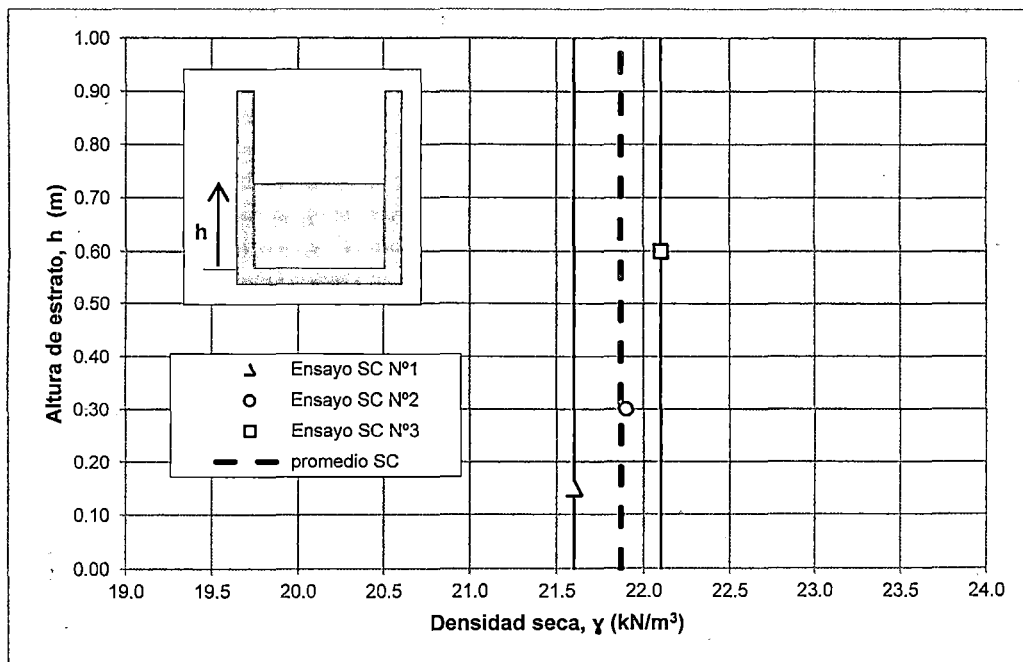


Figura N° 4.39. Densidades secas obtenidas - Suelo de cimentación (SC)

b) Modelos TSR1 y TSR2

A partir de los resultados de contenido de humedad, se calculó la densidad seca y el grado de compactación para las capas de relleno estructural ubicadas a 1.2 m y 1.5 m de altura, correspondientes al modelo TSR1, del mismo modo para las capas de relleno estructural ubicadas a 1.5 m y 1.6 m de altura, correspondientes al modelo TSR2. Los resultados de las densidades secas son resumidos en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Ensayos de densidad en los modelos TSR1 y TSR2 (Elaboración propia)

Ensayo	Muestra	Altura (m)	C.H. (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	G.C. (%)
TSR1 N°1	M-4	1.20	6.5	21.1	93
TSR1 N°2	M-5	1.50	6.4	21.4	95
TSR2 N°1	M-6	1.50	6.2	20.6	91
TSR2 N°2	M-7	1.60	4.6	19.9	88

**Abreviaturas:**

C.H.: Contenido de humedad.

$\gamma_d$ : Densidad seca.

G.C.: Grado de compactación =  $\gamma_d / \gamma_{dm\acute{a}x}$ .

De acuerdo a la Tabla 4.7, para el modelo TSR1 el grado de compactación varía desde 93 % hasta 95 % de la M.D.S., con un porcentaje de compactación promedio de 94 % ( $\gamma_d = 21.2$  kN/m<sup>3</sup>, C.H. = 6 %), entonces se asumió una densidad seca de 21.2 kN/m<sup>3</sup> correspondiente al 94 % de la M.D.S., como uniforme para el modelo TSR1. En el modelo TSR2 el grado de compactación varía desde 88 % hasta 91 % de la M.D.S., con un porcentaje de compactación promedio de 90 % ( $\gamma_d = 20.3$  kN/m<sup>3</sup>, C.H. = 5.4 %), entonces se asumió una densidad seca de 20.3 kN/m<sup>3</sup> correspondiente al 90 % de la M.D.S., como uniforme para el modelo TSR2.

Los resultados de las densidades secas obtenidas para los modelos TSR1 y TSR2, son presentados en la Figura N° 4.40, donde se puede apreciar los ensayos TSR1 N°1 y TSR1 N°2 ubicados a 1.2 m y 1.5 m de altura, correspondientes al modelo TSR1, asimismo, se aprecia la densidad seca promedio representada por la línea vertical punteada de color morado, que se asumió como uniforme para el modelo TSR1, del mismo modo se muestran los ensayos TSR2 N°1 y TSR2 N°2 ubicados a 1.5 m y 1.6 m de altura, correspondientes al modelo TSR2, de la misma manera, se observa la densidad

seca promedio, representada por la línea vertical punteada de color azul, que se asumió como uniforme para el modelo TSR2.

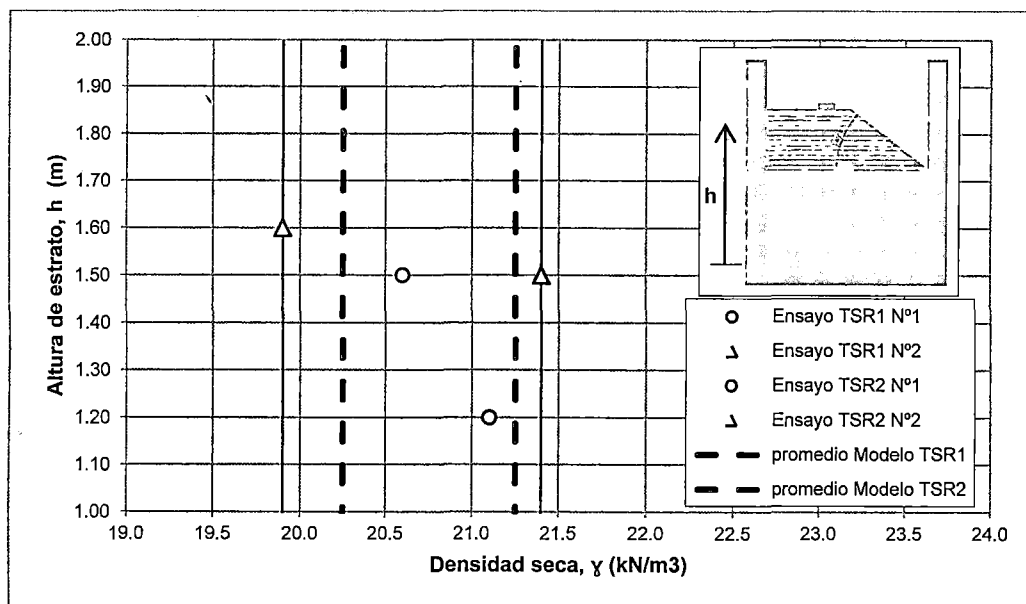


Figura N° 4.40. Densidades secas obtenidas - Modelos TSR1 y TSR2

#### 4.6.3 Construcción del modelo TR

Luego de ejecutar los ensayos de capacidad de carga, correspondientes a los modelos TSR1 y TSR2, se procedió a la excavación de los mismos hasta dejar expuesto el límite superior del suelo de cimentación de 1 m de altura (ver Figura N° 4.26), sobre el cual se construyó el modelo TR. La construcción del modelo TR (talud reforzado), se llevó a cabo de la siguiente manera:

La geometría del talud fue marcada sobre los adoquines ubicados a ambos lados del relleno estructural para ser usada como referencia, esto se logró con la ayuda de un spray de color azul, de esta manera, al culminar el proceso de compactación hasta la altura de 1.6 m, se excavó el relleno estructural cuidadosamente hasta conseguir la inclinación del talud requerida, de acuerdo al procedimiento recomendado por Lee y Manjunath (2000)<sup>(43)</sup> (ver Figura N° 4.43). La elaboración del trazo del talud sobre los adoquines, se muestra en la Figura N° 4.27, donde se aprecia la geometría del talud denotado por una línea de color azul que inicia desde la esquina inferior derecha del límite del suelo de cimentación, manteniendo un ángulo de inclinación de 40° hasta llegar a una altura de 0.60 m, para finalmente completar el trazo con un ancho de cresta igual

a 0.78 m. La Figura N° 4.28 muestra la elaboración del trazo antes de iniciar el proceso de compactación.

Una vez realizado el trazo del talud, se habilitaron las geomallas de refuerzo que irían dentro del relleno estructural, con dimensiones de 0.67 m, 0.79 m, 0.915 m, 1.04 m, 1.16 m y 1.28 m de largo por 1 m de ancho cada una, las cuales fueron instaladas de mayor a menor longitud, instalando la primera capa de geomalla de 1.28 m de longitud sobre la superficie del suelo de cimentación. Las geomallas estuvieron acompañadas de una capa de cal de 1 cm de espesor. La Figura N° 4.41 muestra el instante cuando se está esparciendo la cal sobre la geomalla.



Figura N° 4.41. Esparciendo cal sobre el relleno compactado - Modelo TR

Al mismo tiempo, se preparó el material de relleno estructural, adicionándole agua hasta lograr el óptimo contenido de humedad (5 %, según el ensayo próctor modificado), luego el material preparado se trasladó al pozo de ensayos en una cantidad igual a 9 baldes llenos, cantidad necesaria para compactar una capa de 0.10 m de espesor.

El material de relleno estructural fue previamente extendido y nivelado en la superficie de forma que genere una capa de material homogéneo de 0.10 m de espesor. Este proceso se repitió hasta lograr una altura de 0.60 m de relleno estructural sobre el nivel del suelo de cimentación.

El proceso constructivo descrito líneas arriba, es ilustrado en la Figura N° 4.42, donde se observa la geometría del talud (línea azul), y al mismo tiempo se



aprecia la capa de geomalla acompañada de una capa de cal de 1 cm de espesor, sobre la cual se compacta el material de relleno estructural con ayuda de la plancha vibradora.

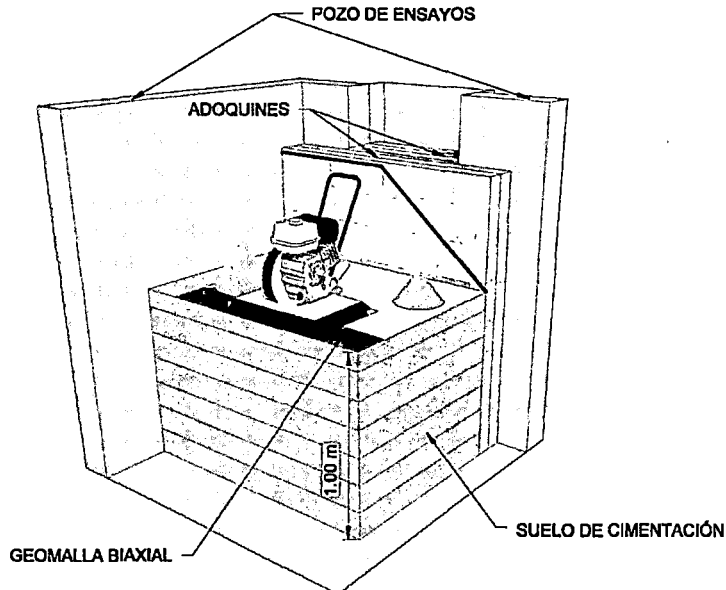


Figura N° 4.42. Compactación del material de relleno estructural - Modelo TR

Finalmente, se procedió a excavar desde la superficie expuesta del relleno estructural ubicada a 1.6 m hasta el pie del talud ubicado a 1 m de altura, de esta manera se obtuvo el talud con la inclinación requerida. La Figura N° 4.43, muestra el instante cuando se está excavando el relleno estructural. La Figura N° 4.44 presenta una vista en tres dimensiones del acabado final del talud reforzado luego de excavar el relleno estructural.

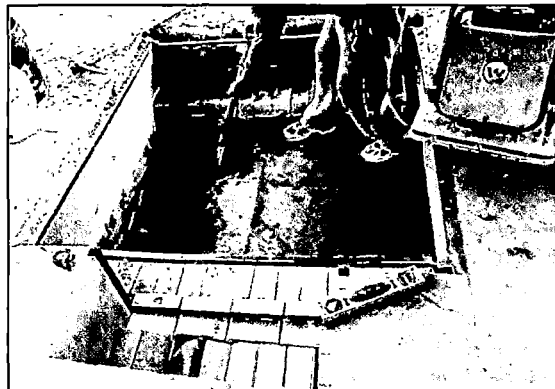


Figura N° 4.43. Vista durante la excavación del relleno estructural - Modelo TR

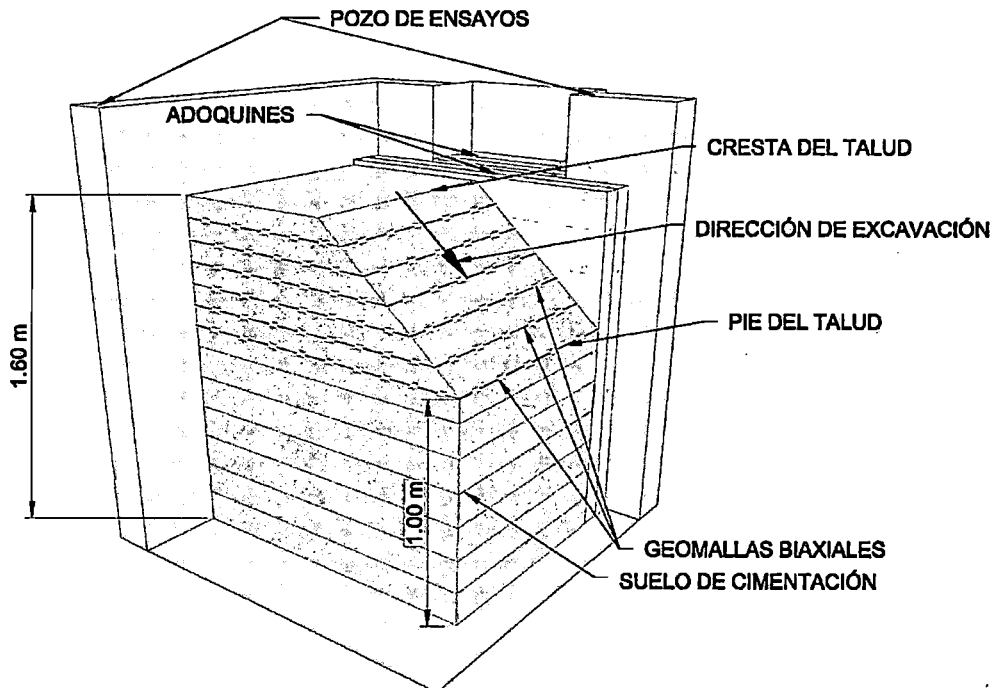


Figura N° 4.44. Acabado final del modelo TR

#### 4.7 INSTRUMENTACIÓN DE LOS MODELOS

Con la finalidad de monitorear y registrar la carga vertical aplicada sobre la zapata modelo, así como los asentamientos verticales que se produjeron debajo de la zapata modelo, se utilizaron los siguientes equipos y dispositivos:

- Celda de carga (ver Figura N° 4.45).
- Adquisidor de datos TDS-301 (ver Figura N° 4.46).
- Deformímetros (Figura N° 4.47).
- Zapata modelo (ver Figura N° 4.48).

Las especificaciones de los equipos y dispositivos usados en la instrumentación de los modelos TSR1, TSR2 y TR, son detallados a continuación:

##### 4.7.1 Celda de carga

Sirve para la aplicación de carga axial, es del tipo CLU-50 A manufacturado por Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd, de 50 toneladas de capacidad y de +/- 2.00 mV/V de sensibilidad (ver Figura N° 4.45). La celda de carga se apoya en la

viga de reacción y registra la carga vertical que es aplicada a través de una bomba hidráulica, tal como se muestra en la Figura N° 4.49.

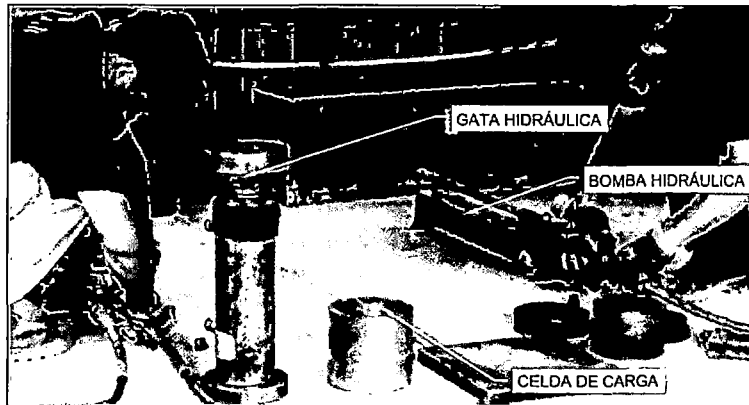


Figura N° 4.45. Celda de carga

#### 4.7.2 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, impresión y mecanismos de control de tiempo. El modelo TDS-301 puede medir hasta 10 canales simultáneamente (ver Figura N° 4.46). La Figura N° 4.49, muestra el adquisidor de datos mientras realiza la impresión de los datos que son registrados a través de los deformímetros.

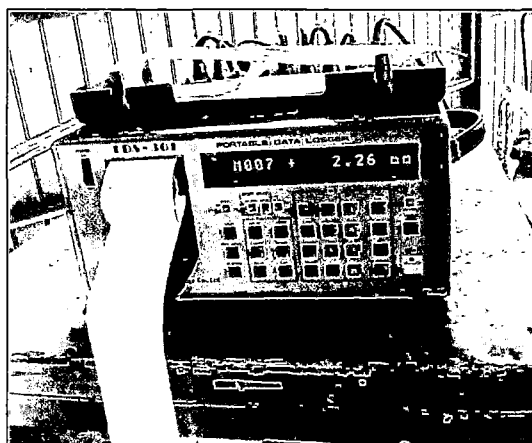


Figura N° 4.46. Adquisidor de datos TDS-301

#### 4.7.3 Deformímetros

Los desplazamientos verticales de la zapata experimental fueron registrados por deformímetros de dial manufacturados por Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd. del tipo Peacock DDP-50 A de 50 mm de carrera con una sensibilidad de  $100 \times 10^{-6}$  mm (ver Figura N° 4.47). En la Figura N° 4.49, se muestran los deformímetros conectados al adquisidor de datos mediante un arreglo de cables.

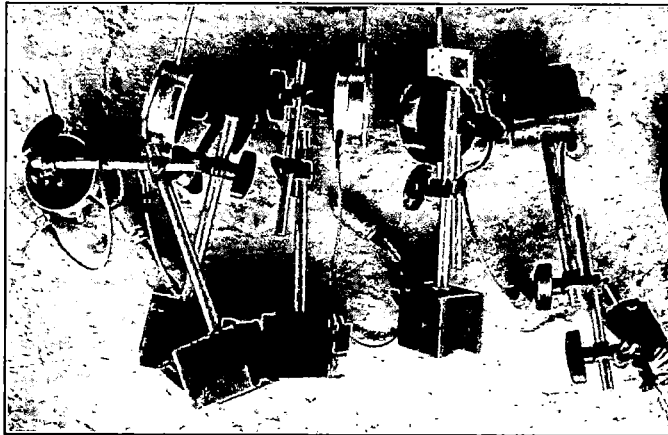


Figura N° 4.47. Deformímetros

#### 4.7.4 Zapata modelo

Para lograr una distribución uniforme de la carga aplicada mediante la gata hidráulica fue necesario el uso de una zapata modelo de dimensiones 0.98 x 0.15 x 0.15 m (largo x ancho x altura). La Figura N° 4.48, ilustra la zapata modelo ubicada en la cresta del talud antes de ejecutar el ensayo de capacidad de carga.

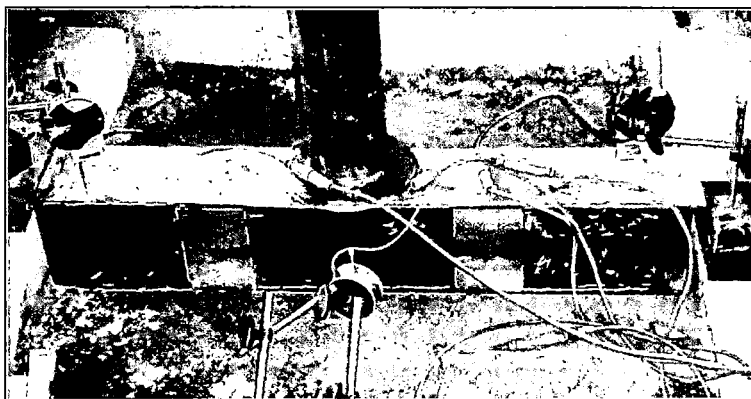


Figura N° 4.48. Zapata modelo

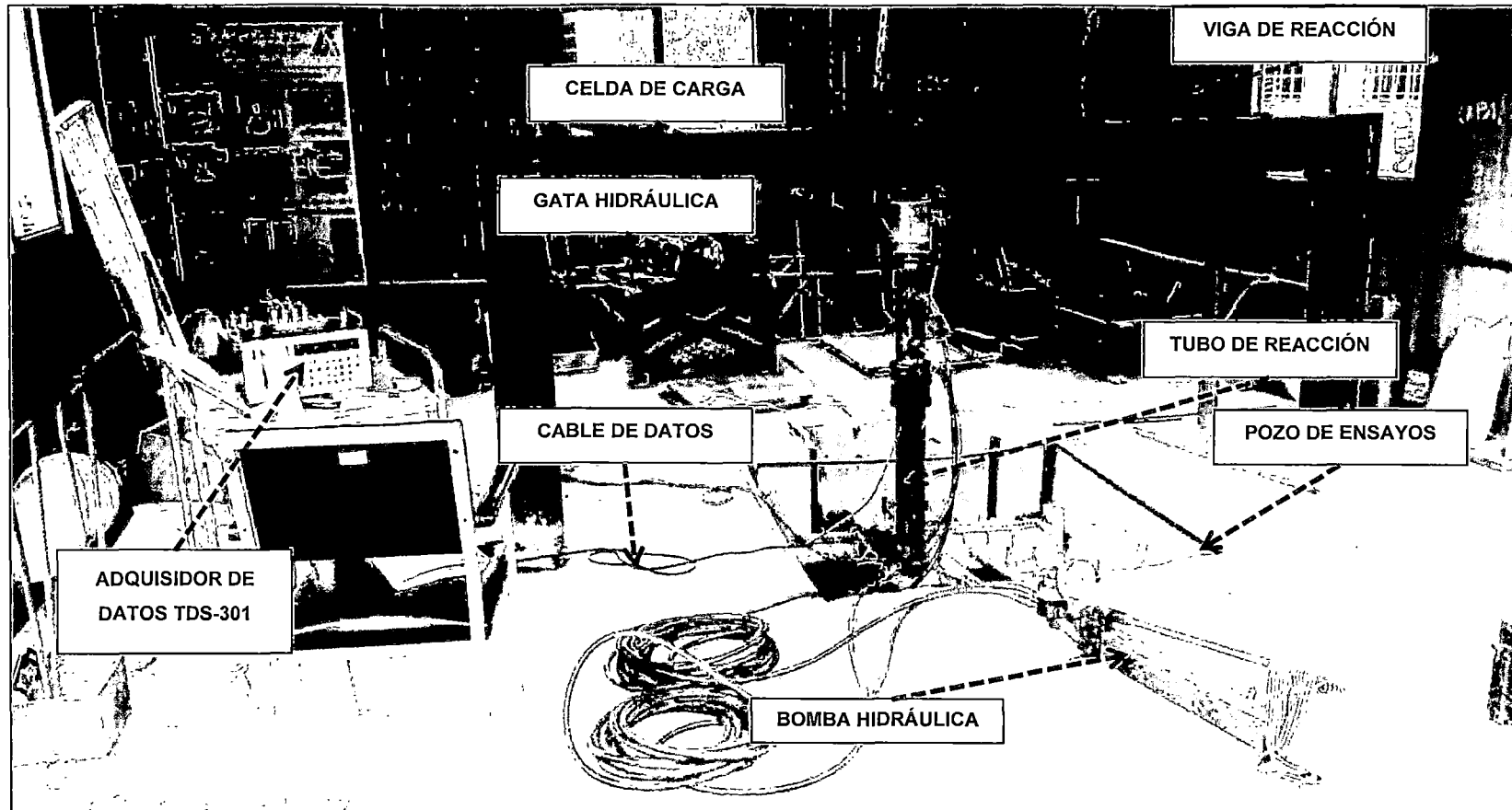


Figura N° 4.49. Vista general de la estación de ensayos, implementada, para realizar los ensayos de capacidad de carga

#### 4.7.5 Instrumentación del modelo TSR

Con la finalidad de obtener datos que sean representativos del comportamiento de los modelos TSR1 y TSR2, durante la ejecución de los ensayos de capacidad de carga se eligió la ubicación de los equipos y dispositivos en base al esquema usado por Lee y Manjunath (2000)<sup>(17)</sup> y Bathurst, Blatz y Burger (2003)<sup>(4)</sup>; por esta razón, la instrumentación consistió en la instalación de cinco deformímetros, dos instalados de forma equidistante al punto de aplicación de la carga, a lo largo del eje central de la zapata modelo, uno en la cresta del talud y dos en la cara del talud, asimismo, se instaló la celda de carga, que se apoyó en la parte central de la viga de reacción (ver Figura N° 4.49). La Figura N° 4.50, muestra un ejemplo de cómo se habilitaron los equipos y dispositivos, antes de ejecutarse los ensayos de capacidad de carga. La Figura N° 4.51, es una vista en tres dimensiones de la configuración de los equipos de medición (deformímetros) a lo largo del talud.

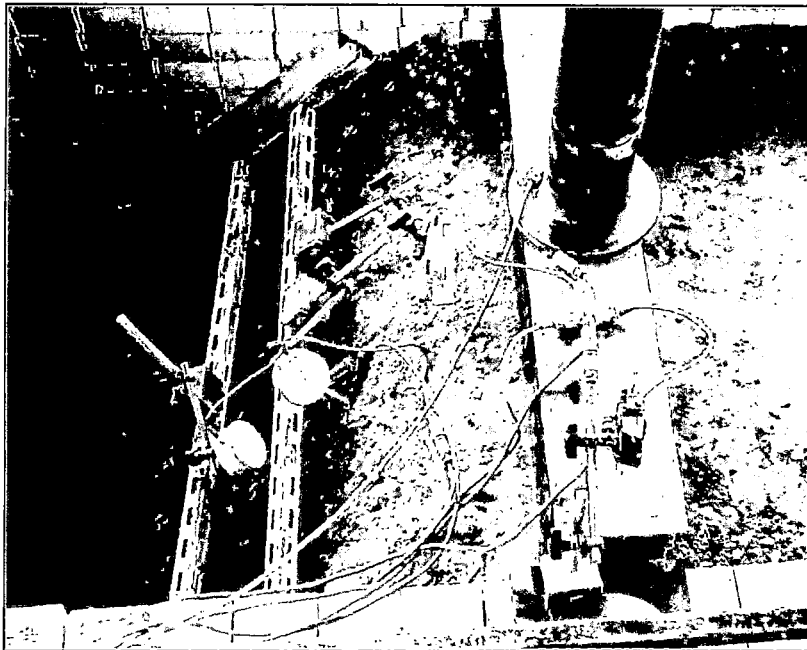


Figura N° 4.50. Instrumentación del modelo TSR

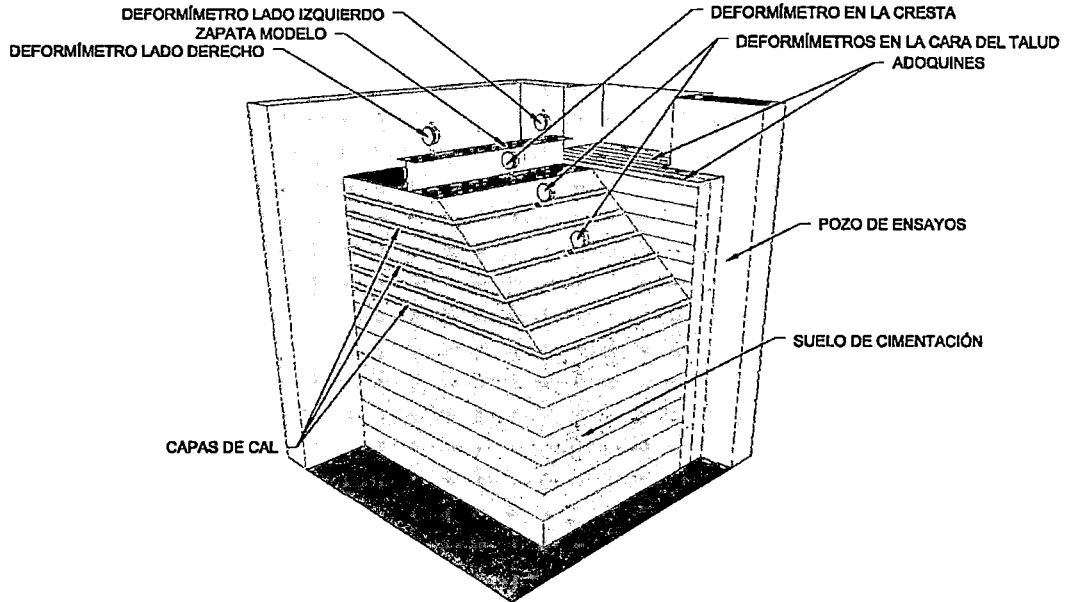


Figura N° 4.51. Esquema típico de ubicación de deformímetros - Modelo TSR

#### 4.7.6 Instrumentación del modelo TR

La configuración de los equipos y dispositivos instalados en el modelo TR, fue la misma que se empleó en la instrumentación de los modelos TSR1 y TSR2. La Figura N° 4.52, muestra un ejemplo de cómo se habilitaron los equipos y dispositivos antes de ejecutarse el ensayo de capacidad de carga, asimismo, la Figura N° 4.53, es una vista en tres dimensiones de la configuración de los equipos de medición (deformímetros) a lo largo del talud reforzado.

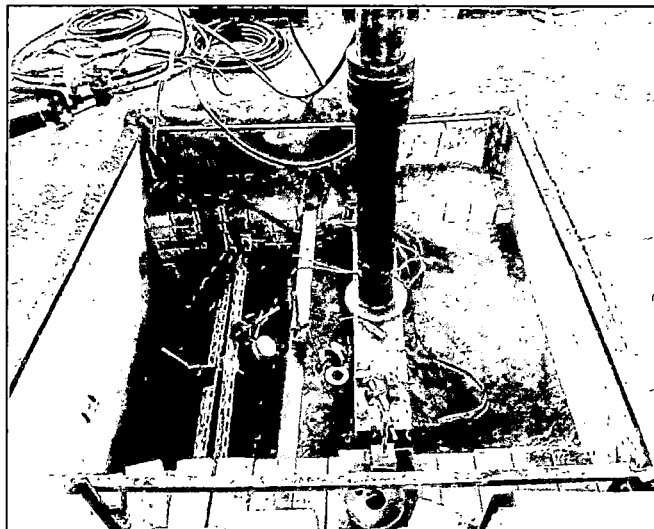


Figura N° 4.52. Instrumentación del modelo TR

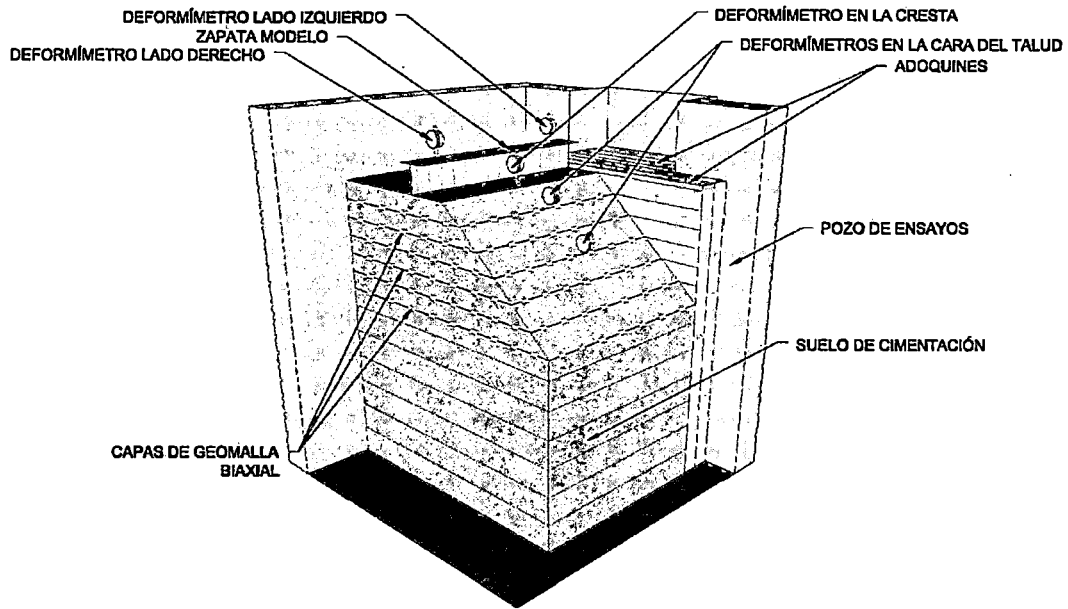


Figura N° 4.53. Esquema típico de ubicación de deformímetros - Modelo TR

#### 4.8 ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA

Los ensayos de capacidad de carga, ejecutados en los modelos TSR1, TSR2, y TR, se llevaron a cabo en la estación de ensayos que fue implementada en las instalaciones del laboratorio geotécnico del CISMID (ver Figura N° 4.49).

La zapata modelo fue cargada usando una gata hidráulica, al mismo tiempo, se utilizó como reacción el marco de carga de 10 toneladas de capacidad (ver Figura N° 4.2), además, el asentamiento de la zapata y la carga aplicada fueron registrados a través del adquirente de datos TDS-301 (ver Figura N° 4.46).

El procedimiento de aplicación de la carga vertical sobre la zapata modelo es descrito a continuación:

##### 4.8.1 Procedimiento de aplicación de la carga vertical

Los ensayos de capacidad de carga se ejecutaron como ensayos de carga controlada, de esta manera, la carga vertical fue aplicada en incrementos de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  a intervalos de 20 minutos, hasta la falla del modelo.



La diferencia de asentamientos verticales, entre los dos últimos registros deberá ser menor a 0.01 mm, caso contrario, se tendrá que mantener la carga hasta que esta diferencia sea menor a 0.01 mm, momento en el cual, se procederá a incrementar la carga.

Cabe señalar, que el registro de asentamientos verticales de la zapata modelo se realizó cada minuto, lo que equivale a 20 datos de asentamientos verticales por cada incremento de carga vertical.

#### 4.8.2 Limitaciones

Antes de realizar los ensayos de capacidad de carga se tuvieron en cuenta las principales limitaciones, estas fueron:

- El contar con una viga de reacción de 16 toneladas de capacidad, no permitió realizar el incremento de la carga vertical a más de 11.0 kg/cm<sup>2</sup>, es decir el incremento de carga vertical estuvo limitado a un máximo de 11.0 kg/cm<sup>2</sup>.
- El registro de los asentamientos verticales, estuvo limitado por la corrida de los deformímetros, ya que, solo podían registrar hasta un máximo de 5 cm.
- Los modelos TSR1, TSR2 y TR, estaban ubicados dentro del pozo de ensayos, por ende, no fue posible observar la falla progresiva del talud.

#### 4.9 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CAPACIDAD DE CARGA

Los datos impresos por el adquisidor de datos sirvieron para elaborar las curvas Carga - Asentamiento mediante las cuales fue posible interpretar el comportamiento de los modelos TSR1, TSR2 y TR.

Se graficaron las curvas Carga - Asentamiento, en términos de  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) y  $s$  (mm), donde  $q$  es la carga vertical promedio aplicada sobre la zapata modelo expresada en kN/m<sup>2</sup>, y  $s$  es el asentamiento vertical de la zapata modelo expresado en mm. Del mismo modo, se calculó el módulo de elasticidad ( $E_i$ ) de

los modelos TSR1, TSR2 y TR, definido como la pendiente del tramo inicial recto de la curva Carga - Asentamiento, la cual representa la rigidez inicial de los modelos TSR1, TSR2 y TR (Selvadurai y Gnanendran, 1989<sup>(60)</sup>; Anubhav y Basudhar, 2012<sup>(4)</sup>).

#### 4.9.1 Resultados del Modelo TSR1

A partir de los datos registrados, se graficó la curva Carga - Asentamiento para el modelo TSR1. La Figura N° 4.54, ilustra la curva Carga - Asentamiento en términos de  $q$  ( $\text{kN/m}^2$ ) y  $s$  (mm), donde la curva de color morado representa el registro realizado por el deformímetro del lado izquierdo (ver Figura N° 4.51), asimismo, la curva de color celeste corresponde al registro realizado por el deformímetro del lado derecho y la curva de color negro de líneas discontinuas representa el promedio de ambas curvas que será representativa del comportamiento del modelo TSR1. En este gráfico también se puede apreciar el módulo de elasticidad  $E_i$ , igual a  $160000 \text{ kPa/m}$ , el cual representa la pendiente del tramo inicial de la curva Carga - Asentamiento.

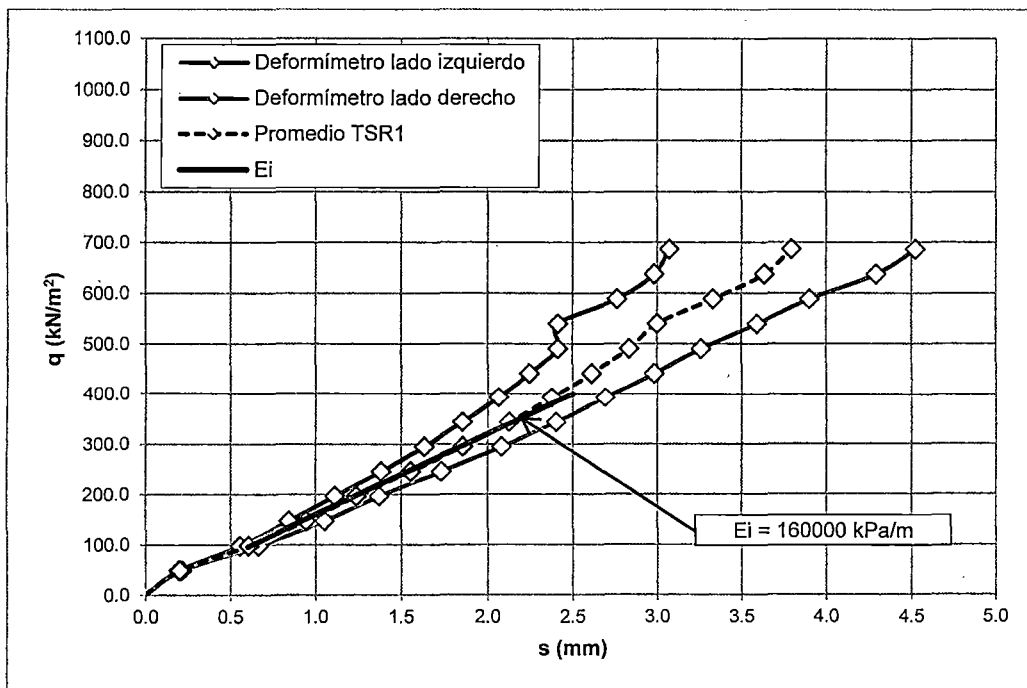


Figura N° 4.54. Curva Carga - Asentamiento - Modelo TSR1

La carga vertical máxima sobre el modelo TSR1 al final del ensayo fue igual a  $687.0 \text{ kN/m}^2$  ( $7.0 \text{ kg/cm}^2$ ) con un asentamiento máximo de 3.8 mm, cabe señalar

que, la carga no fue suficiente para llegar a la falla del modelo, por lo tanto, no se pudo determinar la capacidad de carga última ( $q_u$ ), sin embargo, de acuerdo a los resultados, tales como el asentamiento máximo de 3.8 mm, el cual es mucho menor a 1 cm, se puede afirmar que el  $q_u$  es mayor a  $7.0 \text{ kg/cm}^2$ . Los resultados del ensayo de carga ejecutado sobre el modelo TSR1 son resumidos en la Tabla 4.8.

El hecho de llegar a una carga mayor a la que inicialmente se había estimado para el marco de reacción ( $6.8 \text{ kg/cm}^2$ ), se explicó, ya que la carga de servicio del marco de reacción es de  $6.8 \text{ kg/cm}^2$ , aunque esta podría haber llegado hasta  $11 \text{ kg/cm}^2$ , tal como se presenta en los ensayos de carga ejecutados en el CISMID, por Muñoz, H. (2009) <sup>(49)</sup>.

Tabla 4.8. Resultados del ensayo de capacidad de carga - Modelo TSR1 (Elaboración propia)

Modelo	$E_i$ (kPa/m)	$S_{m\acute{a}x}$		$q_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{m\acute{a}x}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
		(mm)	s/B (%)			
TSR1	160000	3.8	2.5	687.0	7.0	NA

**Abreviaturas:**

- $E_i$  : Módulo de elasticidad.
- $q_{m\acute{a}x}$  : Carga vertical máxima.
- $q_u$  : Capacidad de carga última.
- $S_{m\acute{a}x}$  : Asentamiento máximo al final del ensayo.
- NA : No alcanzado hasta el momento de la carga máxima aplicada.

#### 4.9.2 Resultados del Modelo TSR2

A partir de los datos registrados, se graficó la curva Carga - Asentamiento para el modelo TSR2. La Figura N° 4.55, ilustra la curva Carga - Asentamiento en términos de  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) y  $s$  (mm), donde la curva de color morado representa el registro realizado por el deformímetro del lado izquierdo (ver Figura N° 4.51), asimismo, la curva de color celeste corresponde al registro realizado por el deformímetro del lado derecho y la curva de color negro de líneas discontinuas representa el promedio de ambas curvas que será representativa del comportamiento del modelo TSR2. En este gráfico también se puede apreciar el módulo de elasticidad  $E_i$ , igual a 163000 kPa/m, el cual representa la pendiente del tramo inicial de la curva Carga - Asentamiento.

La carga vertical máxima sobre el modelo TSR2 al final del ensayo fue igual a  $834.0 \text{ kN/m}^2$  ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ ) con un asentamiento máximo ( $S_{\text{máx}}$ ) de  $110.0 \text{ mm}$ , bajo esta carga el modelo TSR2 colapsó, por lo tanto, la capacidad de carga última ( $q_u$ ) del modelo TSR2, fue de  $834.0 \text{ kN/m}^2$ . Los resultados del ensayo de carga ejecutado sobre el modelo TSR1 son resumidos en la Tabla 4.9.

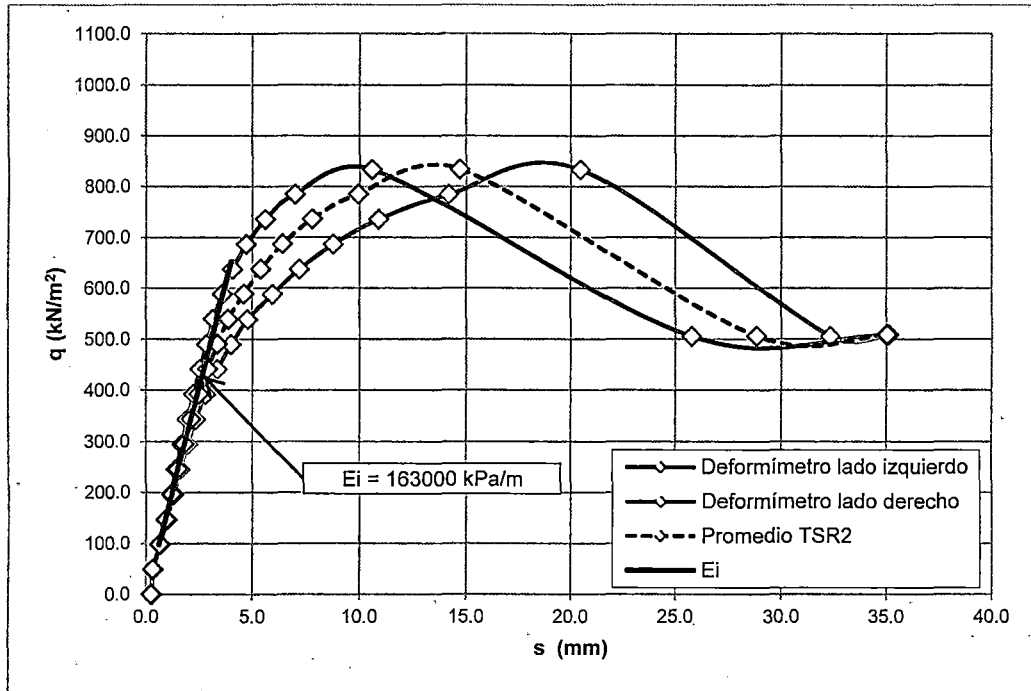


Figura N° 4.55. Curva Carga - Asentamiento - Modelo TSR2

Tabla 4.9. Resultados del ensayo de capacidad de carga - Modelo TSR2 (Elaboración propia)

Modelo	$E_i$ (kPa/m)	$S_{\text{máx}}$ (mm)	$s/B$ (%)	$q_{\text{máx}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
TSR2	163000	110.0	73.3	834.0	834.0	8.5

**Abreviaturas:**

- $E_i$  : Módulo de elasticidad.
- $q_{\text{máx}}$  : Carga vertical máxima.
- $q_u$  : Capacidad de carga última.
- $S_{\text{máx}}$  : Asentamiento máximo al final del ensayo.
- NA : No alcanzado hasta el momento de la carga máxima aplicada.

#### 4.9.3 Resultados del Modelo TR

A partir de los datos registrados, se graficó la curva Carga - Asentamiento para el modelo TR. La Figura N° 4.56, ilustra la curva Carga - Asentamiento en términos de  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) y  $s$  (mm), donde la curva de color morado representa el registro realizado por el deformímetro del lado izquierdo (ver Figura N° 4.53),

asimismo, la curva de color celeste corresponde al registro realizado por el deformímetro del lado derecho y la curva de color negro de líneas discontinuas representa el promedio de ambas curvas que será representativa del comportamiento del modelo TR. En este gráfico también se puede apreciar el módulo de elasticidad  $E_i$ , igual a 153000 kPa/m, el cual representa la pendiente del tramo inicial de la curva Carga - Asentamiento.

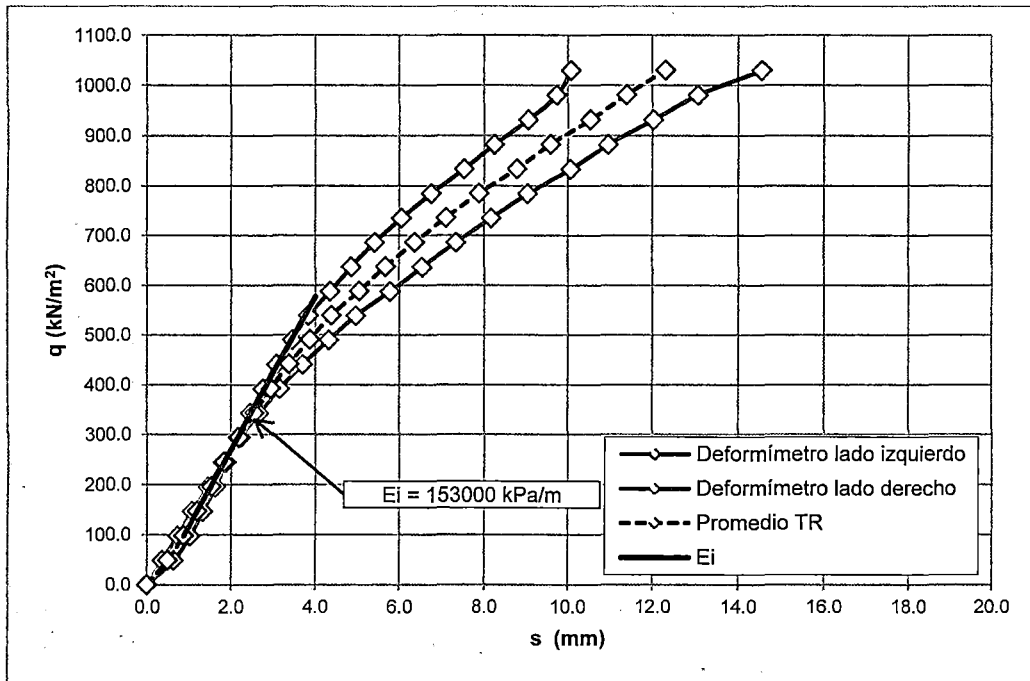


Figura N° 4.56. Curva Carga - Asentamiento - Modelo TR

La carga vertical máxima sobre el modelo TR al final del ensayo fue igual a 1030.0 kN/m<sup>2</sup> (10.5 kg/cm<sup>2</sup>) con un asentamiento máximo de 12.3 mm, cabe señalar, que la carga no fue suficiente para llegar a la falla del modelo, por lo tanto, no se pudo determinar la capacidad de carga última ( $q_u$ ). Los resultados del ensayo de carga ejecutado sobre el modelo TR son resumidos en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10. Resultados del ensayo de capacidad de carga - Modelo TR (Elaboración propia)

Modelo	$E_i$ (kPa/m)	$S_{m\acute{a}x}$ (mm)	$s/B$ (%)	$q_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{m\acute{a}x}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
TR	153000	12.3	8.2	1030.0	10.5	NA

**Abreviaturas:**

- $E_i$  : Módulo de elasticidad.
- $q_{m\acute{a}x}$  : Carga vertical máxima.
- $q_u$  : Capacidad de carga última.

- $S_{m\acute{a}x}$  : Asentamiento máximo al final del ensayo.  
NA : No alcanzado hasta el momento de la carga máxima aplicada.

Adicionalmente, en la presente investigación se utilizó la relación de capacidad de carga BCR para evaluar el incremento de la capacidad de carga debido a la inclusión de geomallas, esta relación se usó de dos maneras: (1) determinando un incremento puntual de la capacidad de carga última definido por el  $BCR_u$ , y (2) el incremento gradual de la capacidad de carga a través del  $BCR_s$ .

El  $BCR_u$ , se calculó en base a la carga máxima aplicada en los modelos TSR1, TSR2 y TR, recalando que para el modelo TSR2 la carga máxima aplicada corresponde a la capacidad de carga última. Los valores de  $BCR_u$  calculados son resumidos en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11. Relación de capacidad de carga para la carga máxima,  $BCR_u$  (Elaboración propia)

Modelo	TSR1	TSR2	TR	$BCR_u$	
				TR/TSR1	TR/TSR2
$q_{m\acute{a}x}$ ( $kN/m^2$ )	687.0	834.0	1030.0	1.50	-
$q_u$ ( $kN/m^2$ )	NA	834.0	NA	-	1.24

Con la finalidad de calcular el  $BCR_s$ , se normalizó la carga aplicada, así como los asentamientos inducidos, es decir, se utilizaron parámetros adimensionales para evaluar el incremento absoluto en la capacidad de carga a un determinado asentamiento, de esta manera, se eliminó la influencia de factores, tales como densidad del suelo presente en el modelo y el ancho de la cimentación. La carga aplicada se normalizó aplicando la ecuación 4.1, y los asentamientos inducidos fueron normalizados al dividir dichos asentamientos entre el ancho de la zapata modelo ( $s/B$ ,  $B = 0.15$  m).

$$N = \frac{2q}{\gamma B} \quad (4.1)$$

Dónde:

- N : Carga vertical normalizada.  
q : Carga vertical aplicada ( $kN/m^2$ ).  
 $\gamma$  : Densidad seca del suelo usado como relleno estructural ( $kN/m^3$ ).  
B : Ancho de la zapata modelo (m).

La expresión dada en la ecuación 4.1, fue tomada de las investigaciones realizadas por Tatsuoka, F., Huang C.C., Morimoto, T. and Okahara, M. (1989)<sup>(65)</sup> y Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimote, T. and Siddiquee, M.S.A. (1991)<sup>(67)</sup>

Los valores normalizados, así como, el  $BCR_s$  calculado a partir de estos, son presentados en la Tabla 4.12, asimismo, la Figura N° 4.57, ilustra la curva Carga - Asentamiento normalizada correspondiente a los modelos TSR1, TSR2 y TR, y la Figura N° 4.58 representa el incremento gradual de la capacidad de carga en términos del  $BCR_s$ , donde se puede apreciar el porcentaje de deformación inducido en la zapata modelo correspondiente a un  $BCR_s$  igual a 1.00, simbolizado por la intersección de las líneas discontinuas de color negro y azul.

Tabla 4.12. Relación de capacidad de carga a un asentamiento dado,  $BCR_s$  (Elaboración propia)

s/B (%)	Carga vertical normalizada ( $N = 2q/yB$ )			$BCR_s$	
	TSR1	TSR2	TR	TR/ TSR1	TR/ TSR2
0.50	47.06	45.15	34.03	0.72	0.75
0.75	66.37	71.81	56.55	0.85	0.79
1.00	93.05	98.46	79.07	0.85	0.80
1.25	116.51	125.12	101.60	0.87	0.81
1.50	144.64	151.77	124.19	0.86	0.82
1.75	175.54	167.55	143.88	0.82	0.86
2.00	206.43	185.02	163.57	0.79	0.88
2.25	237.33	202.48	180.72	0.76	0.89
2.50	263.90	219.95	195.72	0.74	0.89
3.00	354.07	237.88	225.70	0.64	0.95
3.50	-	257.62	247.88	-	0.96
4.00	-	278.40	269.91	-	0.97
5.00	-	295.28	313.00	-	1.06
6.00	-	312.15	347.09	-	1.11
7.00	-	329.02	381.18	-	1.16
8.00	-	341.93	415.27	-	1.21
9.00	-	347.56	449.35	-	1.29

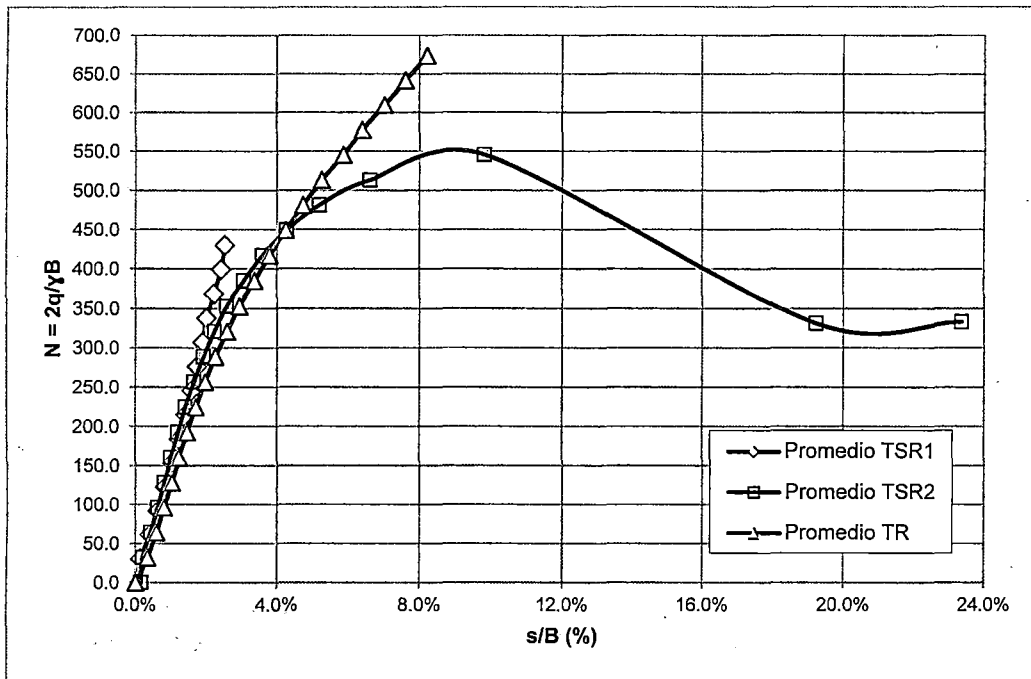


Figura N° 4.57. Curva Carga - Asentamiento normalizada - Modelos TSR1, TSR2 y TR

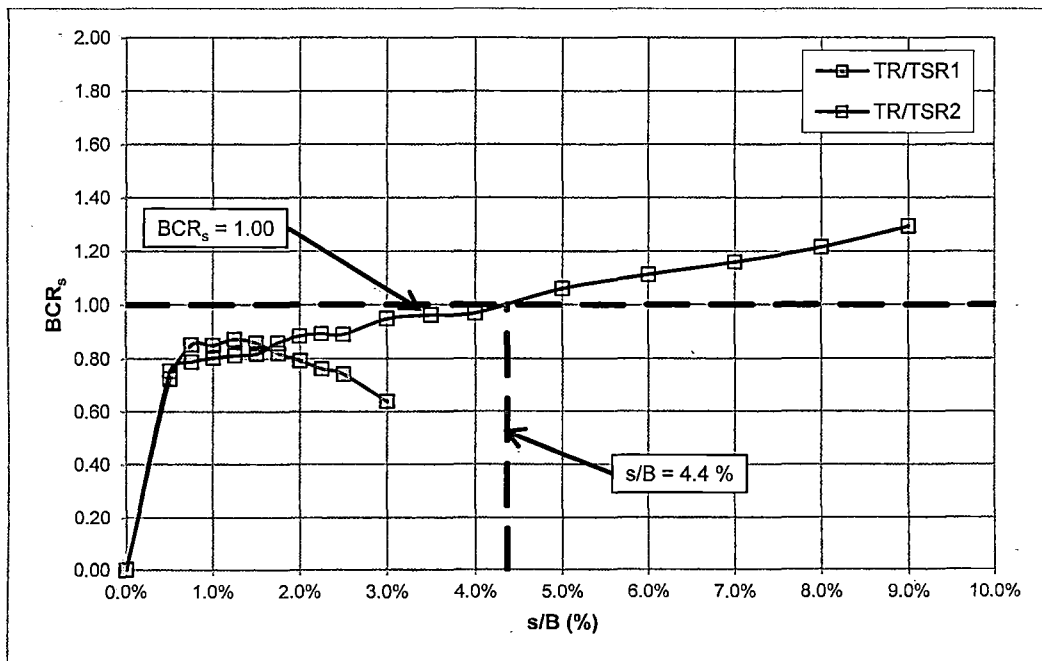


Figura N° 4.58. Incremento gradual de la capacidad de carga,  $BCR_s$

#### 4.10 MODOS DE FALLA

Los modos de falla son aquellas superficies de falla generadas durante el ensayo de capacidad de carga y son propias de cada modelo ensayado, la formación de estas superficies de falla dependen en gran medida del material de relleno, así



como de sus propiedades físicas y de resistencia al corte, además, se debe tener en cuenta las propiedades de los elementos de refuerzo que serán incluidos en el modelo a ensayar.

Al término de cada ensayo de capacidad de carga, se procedió a realizar cuidadosamente la excavación de los taludes a escala reducida, la línea de corte se ubicó en la parte central de los taludes, el objetivo fue definir el modo de falla presente en cada modelo.

#### 4.10.1 Modo de falla del modelo TSR

Se realizaron dos pruebas en base al modelo TSR, denominados TSR1 y TSR2, de los cuales el único que llegó a la falla fue el modelo TSR2.

La Figura N° 4.59, muestra el instante en el cual se dio término al ensayo de capacidad de carga sobre el modelo TSR2, se puede apreciar que la zapata modelo se ha desplazado desde su posición inicial hasta la cara del talud, indicando de esta manera que el modelo TSR2 ha llegado a la falla. La Figura N° 4.60, ilustra el momento durante el cual se procedió a tomar las medidas del modelo TSR2, luego de colapsar.

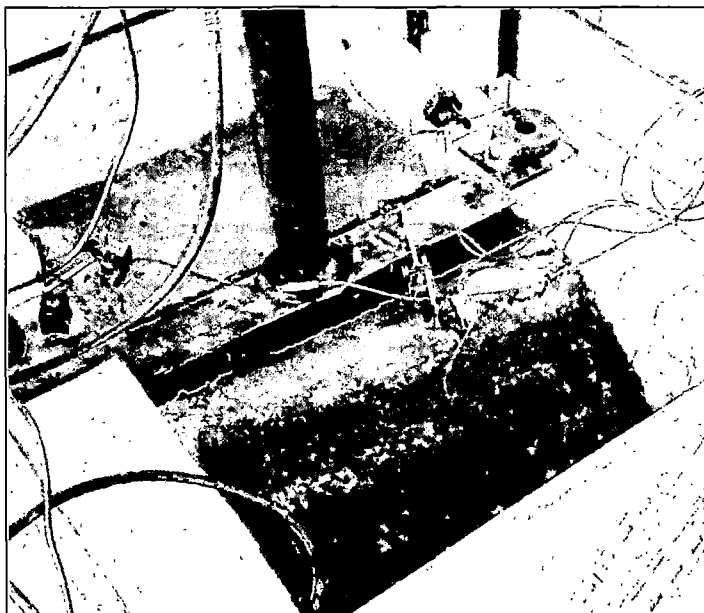


Figura N° 4.59. Modelo TSR2 luego de colapsar



Figura N° 4.60. Registro de medidas del modelo TSR2 luego del colapso

Una vez realizado el registro de las dimensiones de la superficie expuesta del modelo TSR2, se procedió a excavar el talud cuidadosamente (ver Figura N° 4.61), quedando expuesta la superficie de falla del modelo TSR2. La Figura N° 4.62 ilustra la sección longitudinal del talud, donde las líneas de color blanco representan las capas de cal que definen la forma de la superficie de falla.

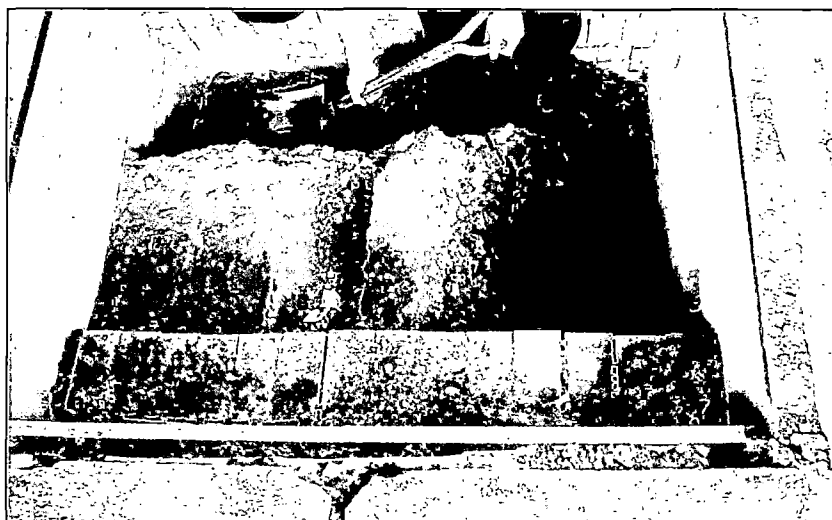


Figura N° 4.61. Excavación del modelo TSR2 luego del colapso

Se registraron las medidas del perfil longitudinal (ver Figura N° 4.62), dando importancia a la orientación y forma de las capas de cal, ya que la unión de los puntos en los cuales las capas de cal presentaban una gran deformación representaba de forma aproximada la forma de la superficie de falla.

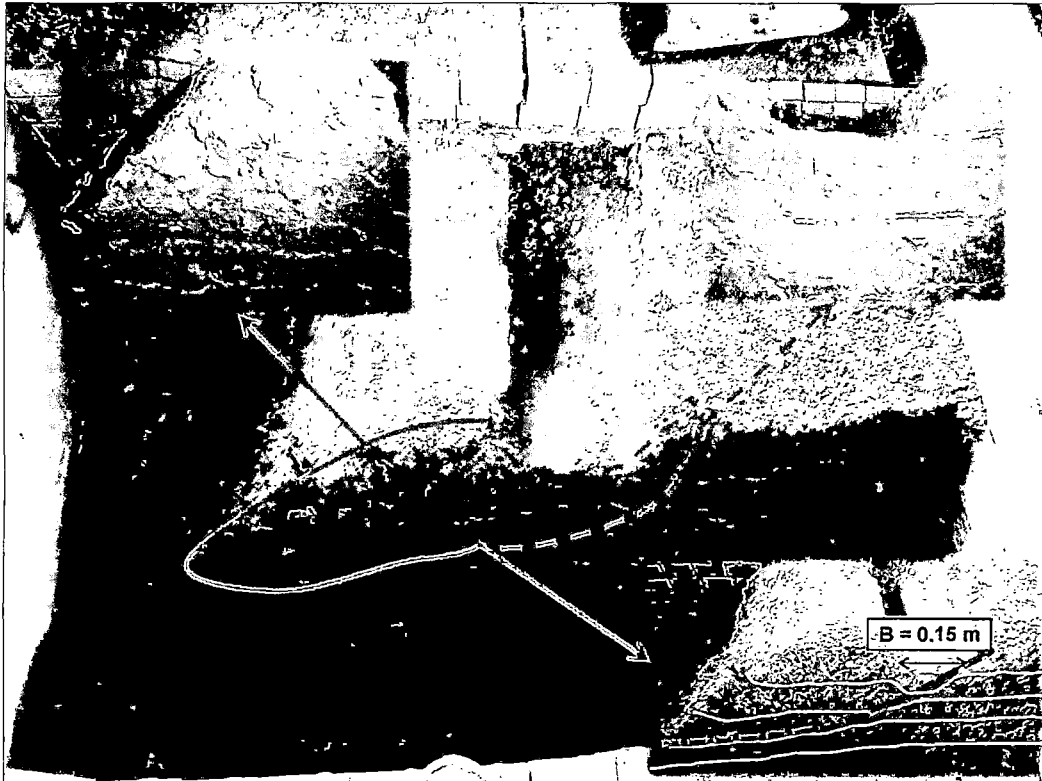


Figura N° 4.62. Perfil longitudinal del modelo TSR2 luego del colapso

La Figura N° 4.63, representa el perfil longitudinal digitalizado del modelo TSR2, graficado sin considerar el suelo de cimentación para una mejor visualización de las capas de cal (líneas de color blanco) inicialmente dispuestos de forma horizontal y que al final del ensayo presentaron una gran deformación, asimismo, se puede observar la ubicación inicial y final de la zapata modelo luego de la ocurrencia del máximo asentamiento  $s = 0.11$  m, correspondiente a la carga vertical máxima ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ ).

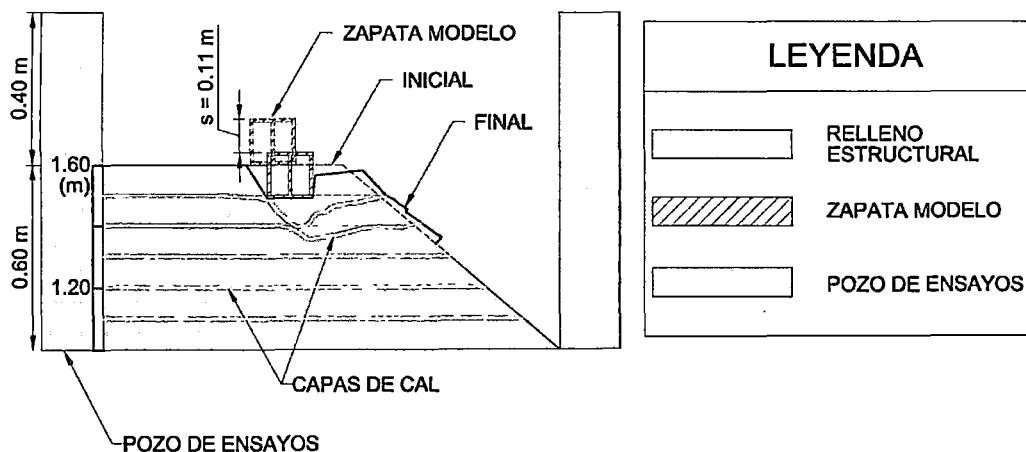


Figura N° 4.63. Perfil longitudinal digitalizado del modelo TSR2 luego del colapso

Luego con ayuda del perfil longitudinal digitalizado (ver Figura N° 4.63), se trazó de forma aproximada la superficie de falla inferida, representada por una línea de color negro en la Figura N° 4.64, de esta manera se logró definir el modo de falla del modelo TSR2.

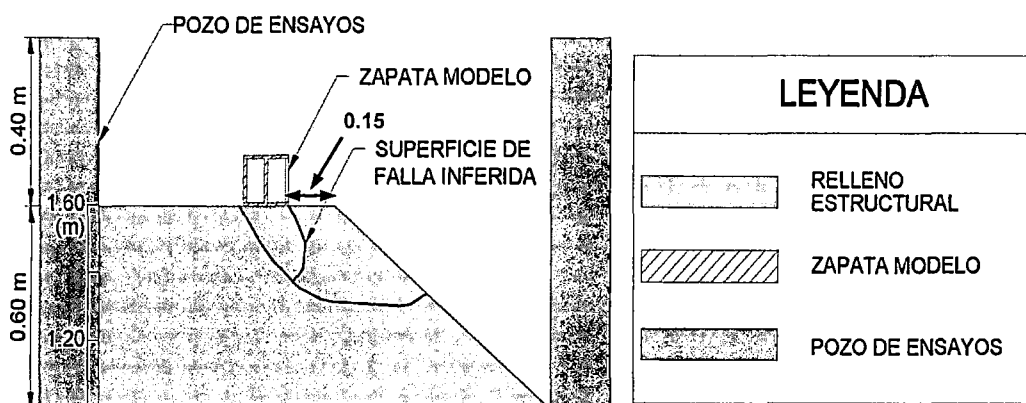


Figura N° 4.64. Superficie de falla inferida a partir del perfil longitudinal digitalizado, modelo TSR2

Con la finalidad de extender los resultados obtenidos para el modelo TSR2 se realizó un análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite, para el cual se utilizó el programa SLIDE versión 6.0, asimismo, se usaron los métodos disponibles en el programa tales como: Ordinario o Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Corregido y Spencer.

Como parte del análisis de estabilidad se consideró una carga vertical de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  para simular el peso de una vivienda de albañilería de 1 piso sobre una platea de cimentación, se debe tener en cuenta que por lo general en las laderas de los cerros se construyen viviendas más livianas que la asumida en la presente investigación, asimismo se consideró otra carga vertical de  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ , correspondiente a la carga de falla del modelo TSR2, ambas cargas se ubicaron en la cresta del talud.

La Figura N° 4.65 muestra las superficies de falla con el mínimo factor de seguridad obtenidas mediante los métodos de equilibrio límite para la carga de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , también puede apreciarse que la geometría de las superficies de falla son similares y la diferencia radica en la variación de los factores de seguridad mínimos, de los cuales el menor es el que se obtuvo con el método de Fellenius con un F.S. = 2.20.

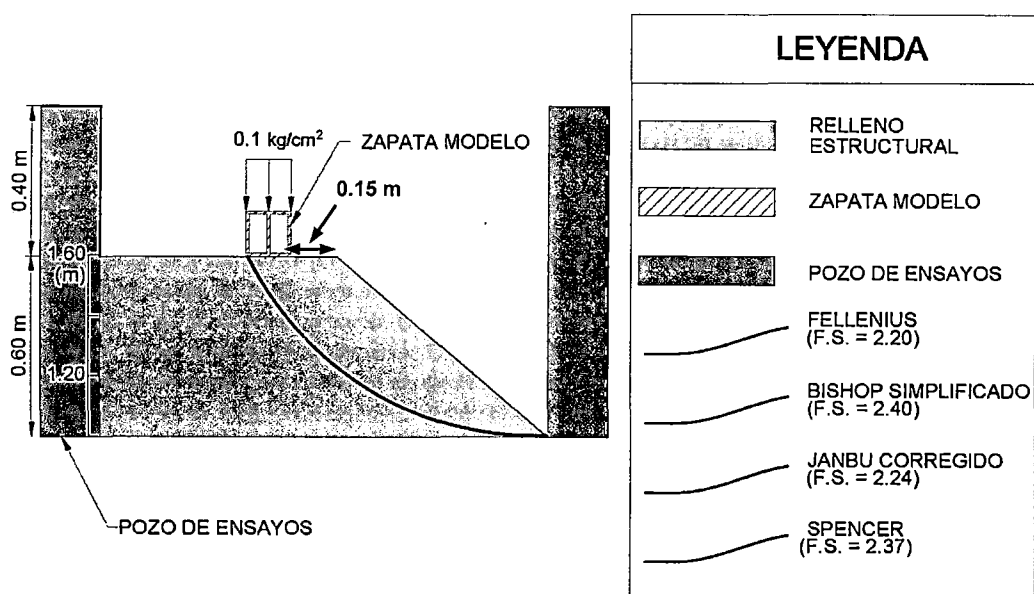


Figura N° 4.65. Superficies de falla con el método de equilibrio límite para una carga vertical de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$

De manera similar, la Figura N° 4.66 ilustra las superficies de falla con el mínimo factor de seguridad determinadas mediante los métodos de equilibrio límite para la carga de  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ , estas superficies fueron comparadas con la superficie de falla inferida, y resultó que la superficie de falla calculada con el método de Fellenius se ajustó con una mejor aproximación a la superficie de falla inferida, por ende, se utilizó el método de Fellenius en análisis posteriores.

Adicionalmente con la finalidad de cuantificar el incremento en el factor de seguridad debido a la inclusión de geomallas biaxiales bajo la misma carga vertical ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ ), se determinó la superficie de falla para el caso de un talud reforzado sometido a una carga vertical de  $8.5 \text{ kg/cm}^2$  la cual es ilustrada en la Figura N° 4.67, en esta figura se puede apreciar la superficie de falla para el caso del talud sin reforzar con un factor de seguridad (F.S.) de 0.36 y para el caso del talud reforzado con un F.S. = 1.58, lo que equivale a un incremento de 339 % en el factor de seguridad.

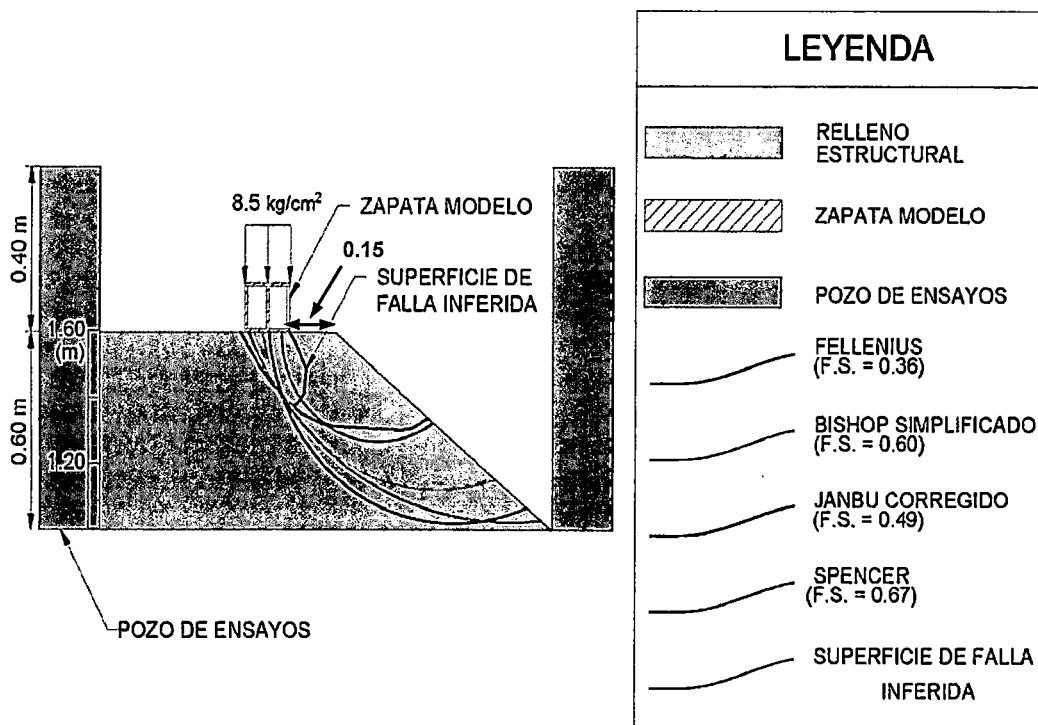


Figura N° 4.66. Superficie de falla inferida y superficies de falla con el método de equilibrio límite para la carga de falla ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ )

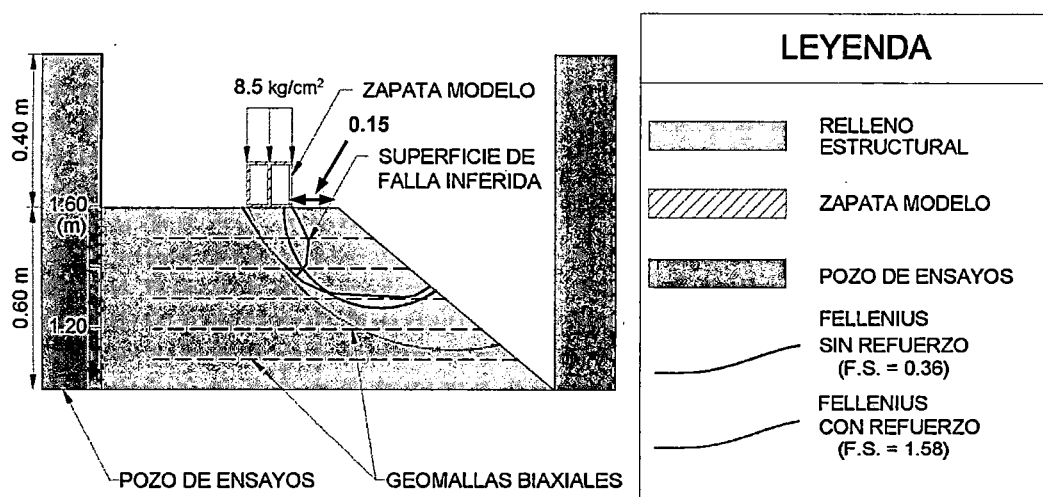


Figura N° 4.67. Superficie de falla para el caso de un talud reforzado sometido a una carga vertical máxima de  $8.5 \text{ kg/cm}^2$

Finalmente se realizó un análisis de estabilidad estadístico con ayuda del programa SLIDE V. 6.0, el cual consistió en variar la carga vertical aplicada en la cresta del talud con la finalidad de obtener un factor de seguridad igual a 1.00, este análisis se llevó a cabo para los modelos TSR2 y TR. Los análisis de estadísticos son presentados en la Figura N° 4.68 y Figura N° 4.69.

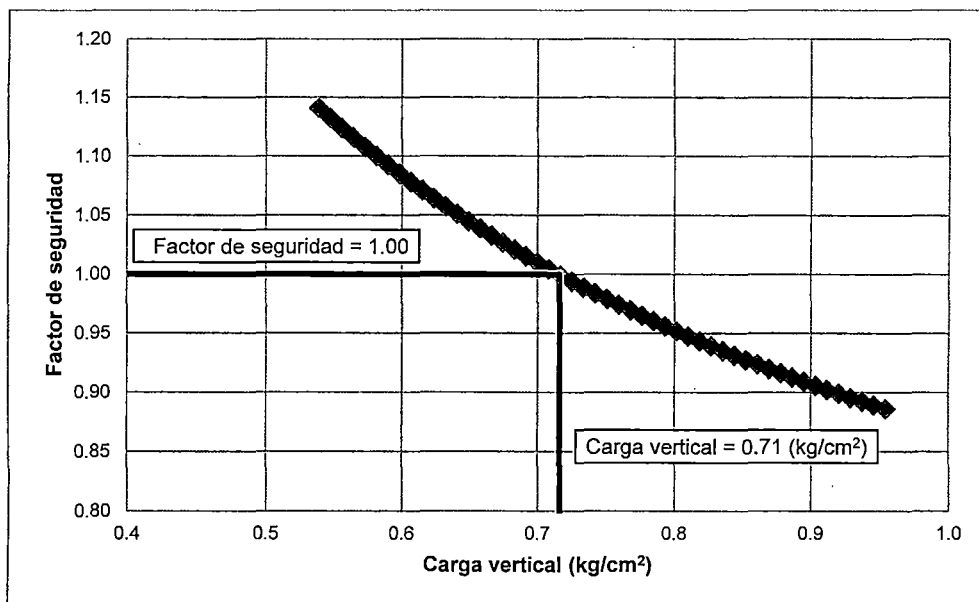


Figura N° 4.68. Variación del factor de seguridad versus la carga vertical aplicada, modelo TSR2

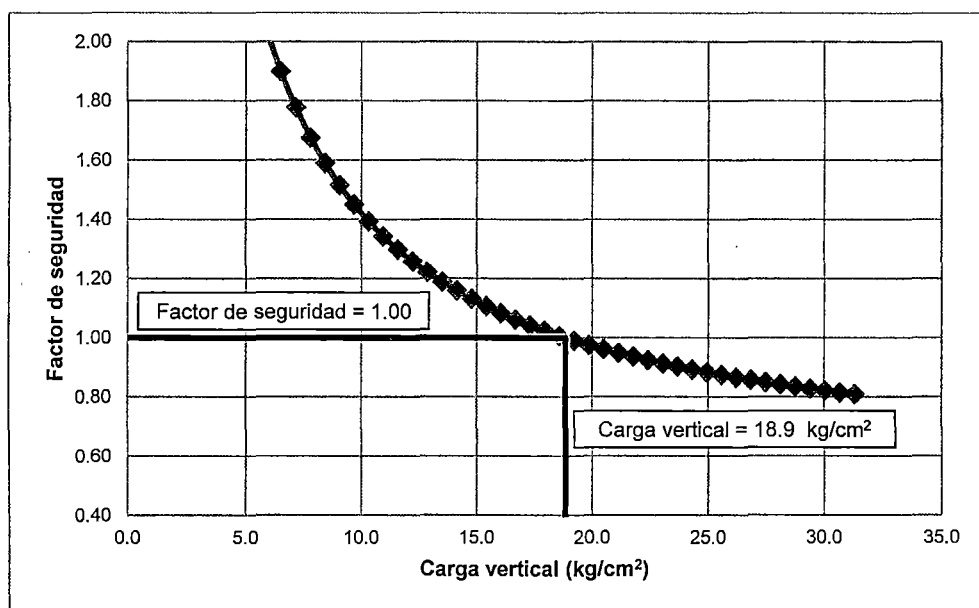


Figura N° 4.69. Variación del factor de seguridad versus la carga vertical aplicada, modelo TR

Como resultado de los análisis de estabilidad estadísticos, las cargas verticales correspondientes a un F.S. = 1.00, en los modelos TSR2 y TR fueron de 0.71 kg/cm<sup>2</sup> y 18.9 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

Asimismo, a manera de verificación se calculó la capacidad de carga última del modelo TSR2, utilizando la formulación de Meyerhof (ver ecuación 4.2) para cimentaciones sobre taludes sin refuerzo, presentado en el capítulo II.

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \quad (4.2)$$

Reemplazando los valores de acuerdo a las características geométricas del modelo TSR2 y propiedades de resistencia del relleno estructural.

$$q_u = (3kPa)(5) + \frac{1}{2}\left(20.39 \frac{kN}{m^3}\right)(0.15)(30) = 60.9 \frac{kN}{m^2} \cong 0.61 \frac{kg}{cm^2}$$

#### 4.10.2 Modo de falla del modelo TR

El ensayo de carga del modelo TR se culminó para una carga vertical de 10.5 kg/cm<sup>2</sup>, esta carga se registró como la máxima carga vertical aplicada al modelo TR, sin embargo, bajo esta carga el modelo TR no llegó a colapsar.

De manera similar al modelo TSR2, se excavó el talud del modelo TR con el objetivo de establecer su modo de falla a partir de la disposición de las capas de cal, como resultado de la excavación. Se observó de acuerdo a la Figura N° 4.70 que las capas de cal se encontraban casi horizontales, por esta razón no fue posible definir el modo de falla del modelo TR y se decidió utilizar el modo de falla del modelo TSR2 de manera referencial.

De acuerdo a lo expresado en el párrafo anterior el modelo TR no llegó a la falla, por ende, se decidió realizar un análisis de estabilidad mediante el método de Fellenius para determinar la superficie de falla más probable del modelo TR con la ayuda del programa SLIDE V. 6.0, como parte del análisis de estabilidad se consideró una carga vertical de 10.5 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiente a la máxima carga vertical aplicada al modelo TR, ubicada en la cresta del talud.



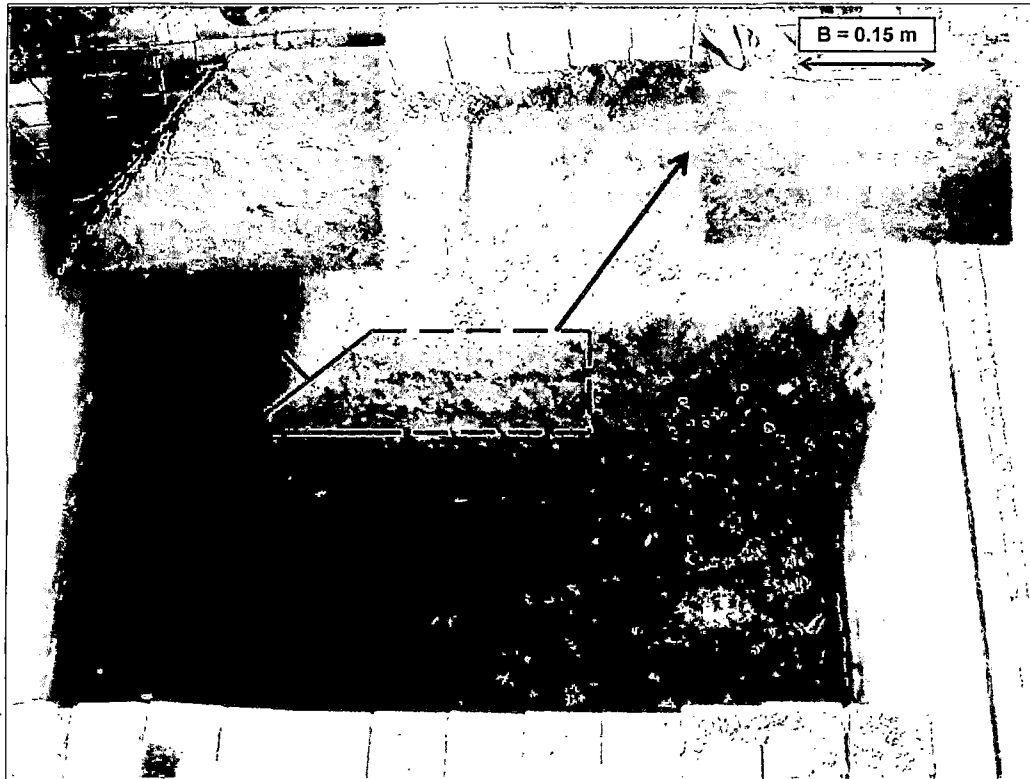


Figura N° 4.70. Perfil longitudinal del modelo TR

La Figura N° 4.71, ilustra el modelo TR, donde se puede apreciar la superficie referencial de falla correspondiente al modelo TSR2 para una carga vertical de  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ , al mismo tiempo, se observa la superficie potencial de falla con el mínimo factor de seguridad calculada mediante el método de Fellenius para el modelo TR (línea de color verde) con un F.S. = 1.38.

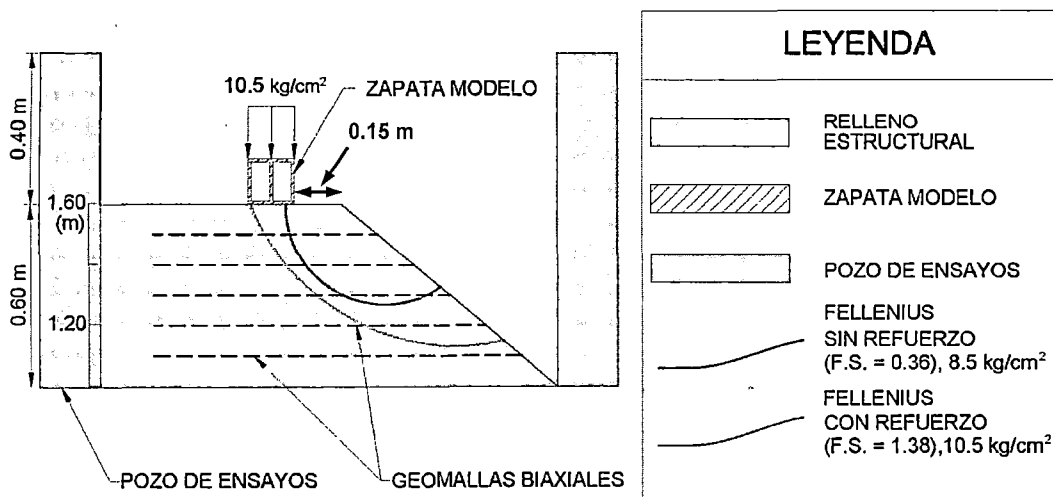


Figura N° 4.71. Superficie potencial de falla, modelo TR

En base a los resultados del análisis estadístico realizado para el modelo TR, se procedió a determinar la superficie de falla con factor de seguridad igual a 1.00, para el modelo TR sometido a una carga vertical de  $18.9 \text{ kg/cm}^2$ . En la Figura N° 4.72 se muestran las superficies de falla correspondientes al modelo TSR2 (F.S. = 0.36;  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ ), modelo TR (F.S. = 1.38;  $10.5 \text{ kg/cm}^2$ ) y modelo TR a punto de fallar (F.S. = 1.00;  $18.9 \text{ kg/cm}^2$ ).

Finalmente, aunque no se pudo estimar de forma experimental la capacidad de carga última o carga vertical máxima a la cual el modelo TR llegaría a la falla, con las herramientas disponibles tales como el programa SLIDE V. 6.0, se pudo determinar que la falla del modelo TR empezaría a manifestarse para una carga vertical de  $18.9 \text{ kg/cm}^2$ .

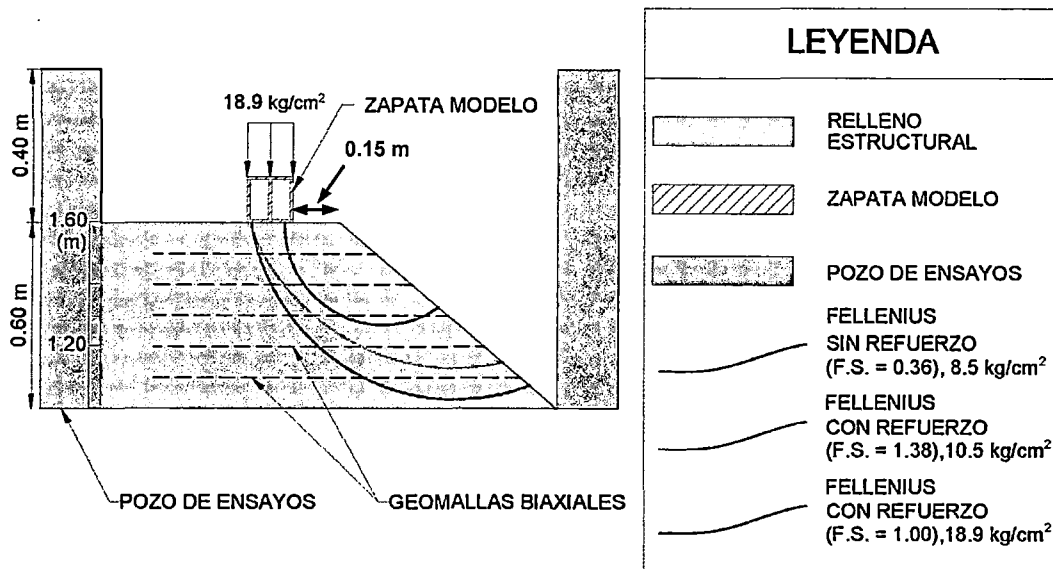


Figura N° 4.72. Cálculo de la superficie de falla para el modelo TR sometido a una carga vertical de  $18.9 \text{ kg/cm}^2$

#### 4.11 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este apartado se presenta de forma resumida el análisis de los resultados obtenidos como parte de los ensayos de capacidad de carga y análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite.

#### 4.11.1 Ensayos de capacidad de carga

Las rigideces de los modelos TSR1, TSR2 y TR, en función de los módulos de elasticidad calculados a partir del tramo inicial de las curvas Carga - Asentamiento, resultaron similares, lo cual significaría que los modelos TSR1 y TSR2 exhibirían un comportamiento similar al modelo TR hasta que las fuerzas de tracción en estos elementos sean desarrollados.

Los asentamientos máximos para los modelos TSR1 y TSR2, correspondientes a las cargas máximas aplicadas en ambos modelos de  $7 \text{ kg/cm}^2$  y  $8.5 \text{ kg/cm}^2$ , fueron de 3.8 mm y 110 mm, es importante señalar que el modelo TSR1 presentó menores asentamientos a comparación del modelo TSR2, debido a la diferencia de rigideces expresada en función del grado de compactación con los que fueron construidos, siendo 94% para el modelo TSR1 y 90% para el modelo TSR2.

Con la finalidad de cuantificar los beneficios de utilizar las geomallas biaxiales como refuerzo del suelo y comparar los modelos TSR1 y TSR2 con el modelo TR, se normalizó la carga vertical aplicada y los asentamientos inducidos, de esta manera se utilizaron parámetros adimensionales, eliminando de esta manera la influencia de factores tales como la densidad del suelo y el ancho de la cimentación.

De los ensayos de capacidad de carga ejecutados, se obtuvo una capacidad de carga última 29% mayor para el modelo TR comparado con el modelo TSR2, lo cual puso en evidencia la utilidad de las geomallas biaxiales.

#### 4.11.2 Análisis de estabilidad

En el análisis de estabilidad realizado para el modelo TSR2, se determinó que el mínimo factor de seguridad correspondiente a una carga de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , equivalente al peso de una vivienda de 1 piso apoyado sobre una platea de cimentación, fue de 2.20, lo que indica estabilidad en tal condición.

El análisis de estabilidad para el caso extremo de aplicación de la carga de falla del modelo TSR2 ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ ) dió como resultado un factor de seguridad de 0.36 con el método de Fellenius, lo que indica inestabilidad del modelo TSR2 en tal condición. Al evaluar la estabilidad del mismo modelo, pero con la inclusión de geomallas biaxiales, el F.S. se incrementó a 1.58, de esta manera se puso en evidencia la mejora de la estabilidad del modelo TSR2 debido a los refuerzos.

Asimismo, el análisis de estabilidad estadístico permitió determinar la carga vertical para la cual el modelo TSR2, se encontraría en un estado límite, el cual dió como resultado una carga vertical de  $0.71 \text{ kg/cm}^2$  (ver Figura N° 4.68), siendo 14 % mayor, comparado con la capacidad de carga última calculada con la formulación de Meyerhof ( $0.61 \text{ kg/cm}^2$ ), en base a estos resultados, se aprecia que los valores de capacidad de carga última calculados con la formulación de Meyerhof son conservadores y que estarían asociados a un estado límite (F.S. = 1.00); sin embargo, aunque ambos valores no difieren demasiado, el modelo TSR2 colapsó para una carga mucho mayor ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ ), lo que se explicaría, dado que el ensayo se realiza en un tiempo muy corto, por lo tanto, futuras investigaciones deberían considerar un análisis acoplado que involucre el tiempo de aplicación de la carga.

El factor de seguridad del modelo TR para el caso de aplicación de la carga vertical máxima ( $10.5 \text{ kg/cm}^2$ ) fue igual a 1.38 con un asentamiento de 12.3 mm, comprendido dentro de los límites tolerables ( $<1''$ ), lo que indica la estabilidad del modelo TR para dicha carga.

Al evaluar el modelo TR mediante el análisis de estabilidad estadístico, la carga de falla del modelo resultó  $18.9 \text{ kg/cm}^2$ , siendo 80% mayor comparado con la carga vertical máxima ( $10.5 \text{ kg/cm}^2$ ), esta gran diferencia explica porque el modelo TR presentó asentamientos menores a  $1''$  al término del ensayo de capacidad de carga.

La carga de falla para el modelo TR calculada mediante el análisis de estabilidad estadístico representa un incremento en la capacidad de carga última de 122 % comparada con la carga de falla del modelo TSR2.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

El presente trabajo ha sido desarrollado en tres etapas: la primera parte estuvo dirigida al estado del arte sobre el uso de geosintéticos como refuerzo del suelo, así como la revisión de conceptos y formulaciones previas; en la segunda parte se presentaron las condiciones asumidas para definir las dimensiones de los modelos a escala reducida, tomando como referencia las buenas prácticas realizadas por otros investigadores; finalmente en la tercera parte se presentaron los ensayos realizados sobre los modelos a escala reducida, asimismo el procedimiento constructivo y la instrumentación, implementados en esta investigación, igualmente se presentaron los resultados de forma gráfica para su mejor interpretación, esto conlleva a las siguientes conclusiones:

5.1.1. Aunque muchos investigadores (Selvadurai, A. y Gnanendran, C., 1989<sup>(60)</sup>; Lee, K.M. y Manjunath, V.K., 2000<sup>(43)</sup>; Saeed, N., 2009<sup>(57)</sup>; Thanapalasingam, J. y Gnanendran, C.T., 2006<sup>(71)</sup>; entre otros) trataron de crear metodologías o estándares de diseño para el caso de cimentaciones sobre taludes reforzados, no tuvieron mucho éxito; aun así, todos concluyen que el uso de elementos de refuerzo (geomallas, varillas de acero, tiras de bronce, etc.) correctamente ubicados (parámetros geométricos óptimos), asegura un incremento de la capacidad de carga última como mínimo en un 20 %.

5.1.2. Respecto a los resultados de los ensayos de capacidad de carga, las curvas Carga - Asentamiento, en general exhiben un comportamiento no lineal al inicio de la curva, lo cual se explica como resultado de cualquier error de acomodo asociado al contacto entre el suelo y la superficie de la zapata modelo.

5.1.3. Se observó de las curvas Carga - Asentamiento, que los modelos a escala reducida TSR1, TSR2 y TR, presentan un comportamiento similar en el tramo inicial, el cual se mantiene para valores de relación de asentamiento relativo (s/B) que varían desde 0.0 % hasta 2.0 %, sin embargo, para valores mayores a 2.0 % se observó que los modelos TSR2 y TR tienen una tendencia a sufrir mayores deformaciones a comparación del modelo TSR1, lo anterior se

explicaría debido a la diferencia de rigideces, dado que, el modelo TSR1 fue compactado con una mayor energía, por lo tanto un mayor grado de compactación está asociado a la reducción de los asentamientos, al mismo tiempo, está asociado a una mayor capacidad de soportar cargas verticales.

5.1.4. Al utilizar el módulo  $E_i$ , como parámetro característico de cada Curva - Asentamiento, se pudo apreciar que para los modelos TSR1 y TSR2 los módulos son casi idénticos, al menos hasta un 2.0 % (s/B), congruente con la conclusión expresada en el párrafo anterior, sin embargo, para valores de deformación mayores a 2.0 %, se evidencia un cambio de pendiente asociado a la reducción del módulo, el cual es más pronunciado para el modelo TSR2 comparado con el modelo TSR1, ratificando así, la importancia del grado de compactación en la rigidez del sistema o reducción de los asentamientos y en la capacidad de carga, de modo adicional, se puede apreciar que el modelo TR presenta un módulo menor para el mismo rango de deformación (2.0 %), lo cual pone en evidencia que el sistema adquiere cierta flexibilidad, al menos bajo pequeñas deformaciones.

5.1.5. Uno de los objetivos centrales de la presente investigación, fue evaluar la eficiencia del uso de geomallas para el refuerzo de taludes, para lograr dicho objetivo, se introdujo el concepto de la relación de capacidad de carga (BCR), de esta manera se analizó las curvas Carga - Asentamiento, así como las curvas  $BCR_s$  (relación de Capacidad de soporte ( $BCR_s$ ) versus Asentamiento normalizado (s/B)) de los modelos TSR2 y TR, la comparación entre ambos modelos fue hecha a partir de las siguientes condiciones: (1) ambos modelos tienen el mismo grado de compactación (90 %) y (2) los modelos comparten características geométricas similares (ángulo de inclinación del talud, altura del talud, distancia de la cimentación a la cara del talud, dimensiones de la zapata modelo, entre otros); a partir de las curvas  $BCR_s$ , se apreció que, para valores de relación de asentamiento relativo (s/B) mayores o iguales a 4.0 % los valores de  $BCR_s$  son mayores a la unidad, variando desde 1.06 hasta 1.29, lo que significa que ya han sido activadas las fuerzas de tracción en las geomallas de refuerzo (a través de la fricción entre el suelo y la geomalla) alcanzando un incremento máximo en la capacidad de soporte de 29 % ( $BCR_s = 1,29$ ), respecto a este punto se debe tener en cuenta que el modelo TR no llegó a la falla debido a

limitaciones con la viga de reacción, por lo que se puede aseverar que es posible obtener un incremento de la capacidad de carga mayor a 29 %.

5.1.6. Se observó, que el tramo inicial de las curvas Carga - Asentamiento correspondientes a los modelos TRS2 y TR, presentan características similares en términos de asentamiento y módulo  $E_i$  para un rango de relación de asentamiento relativo ( $s/B$ ) que varía desde 0.0 % hasta 4.0 % y para valores mayores a 4.0 % la rigidez del modelo TSR2 disminuye de manera drástica hasta llegar a la falla, mientras que el modelo TR mantiene una rigidez adicional proporcionada por los elementos de refuerzo; a partir de lo observado, se formuló la siguiente afirmación: la inclusión de geomallas dentro del suelo no genera un incremento significativo de la capacidad de carga para valores bajos de relación de asentamiento relativo ( $s/B$ ), y los beneficios que se esperan obtener de la geomalla de refuerzo se apreciarían a partir de valores de relación de asentamiento relativo ( $s/B$ ) iguales o mayores a 4.0 %; esto confirma lo concluido a partir del análisis hecho en base a los valores de  $BCR_s$ .

5.1.7. Los valores de BCR presentados en la curva  $BCR_s$ , correspondiente al cociente de los modelos TSR1 y TR, varían desde 0.63 hasta 0.87, asimismo, esta curva presenta una tendencia a la disminución del  $BCR_s$  conforme se incrementa el asentamiento, lo cual estaría expresando un comportamiento ilógico o erróneo, ya que a mayor asentamiento se esperaría un incremento gradual del  $BCR_s$ , esto prueba la necesidad de satisfacer las condiciones impuestas (Selvadurai, A. and Gnanendran, C., 1989<sup>(60)</sup>; Huang, C.C. y otros, 1994<sup>(36)</sup>) para efectos de comparar los modelos, las cuales son: (1) ambos modelos deben contar aproximadamente con el mismo grado de compactación y (2) los modelos tienen que compartir características geométricas similares; de acuerdo a las condiciones establecidas; los modelos TSR1 y TR solo cumplen con la segunda condición, ya que ambos modelos difieren en 4 % en el grado de compactación siendo 94 % y 90 % para los modelos TSR1 y TR, respectivamente, además, como ya se explicó la diferencia en el valor del grado de compactación tiene una gran influencia en la ocurrencia de asentamientos, capacidad de carga y rigidez del sistema.

5.1.8. El valor de  $BCR_u$ , correspondiente al cociente entre los modelos TSR1 y TR, igual 1.50, representaría otro valor erróneo, dado que se está subestimando la capacidad de carga del talud sin reforzar teniendo en cuenta que el modelo TSR1 no llegó a la falla, asimismo, este error estaría asociado a la diferencia de rigideces existente entre los modelos TSR1 y TR, por lo cual, es necesario realizar otro ensayo en base al modelo TR con una rigidez similar a la del modelo TSR1, lo que involucraría la implementación de una nueva viga de reacción con capacidad de resistir más de 20 toneladas; lo expresado corrobora la obligatoriedad de cumplir las dos condiciones señaladas en la conclusión anterior a fin de realizar una correcta interpretación de los resultados.

5.1.9. La superficie de falla inferida para el modelo TSR2, indicaría que la falla ocurrió de manera gradual, esto se evidencia al observar la formación de dos bandas de corte, las cuales convergen en un punto y luego continúa solo una banda de corte hasta intersectar la cara del talud, esto es congruente con lo señalado por Huang, C.C. y otros (1994)<sup>(36)</sup>, quienes observaron este comportamiento en taludes sin refuerzo, además, indicaron que los elementos de refuerzo deberían ser lo suficientemente largos para intersectar ambas bandas de corte con la finalidad de profundizar la falla (deep footing effect), así como lograr una redistribución de las deformaciones cerca a los elementos de refuerzo (wide-slab mechanism) activando simultáneamente el mecanismo de anclaje (tie-back mechanism).

5.1.10. El análisis de estabilidad realizado para el modelo TSR2 sometido a una carga vertical de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , equivalente al peso de una vivienda de 1 piso sobre una platea de cimentación, dió como resultado un factor de seguridad promedio de 2.30, lo cual indica que el modelo TSR2 es estable en tal condición.

5.1.11. La evaluación del modelo TSR2 para una carga vertical igual a la carga de falla ( $8.5 \text{ kg/cm}^2$ ), dió como resultado un factor de seguridad promedio de 0.53, donde el mínimo F.S. fue obtenido mediante el método de Fellenius (F.S. = 0.36), por otro lado, la evaluación del modelo TSR2 para el caso de un talud reforzado bajo la misma carga vertical, resultó en un F.S. = 1.58, obtenido con el método de Fellenius. Este incremento del F.S. en un 339 %, demostró la



existencia de una mejora significativa de la estabilidad del modelo debido a los elementos de refuerzo considerados en el análisis (geomallas biaxiales).

5.1.12. En general, las superficies potenciales de falla obtenidas mediante los métodos de equilibrio límite son más profundas comparadas con la superficie de falla inferida para el modelo TSR2, esto coincide con las observaciones hechas por Huang, C.C. y otros (1994)<sup>(36)</sup>, además, se observó que la superficie de falla que tuvo mejor ajuste con la superficie de falla inferida, correspondía a la determinada mediante el método de Fellenius, por lo tanto, la evaluación de la estabilidad de taludes sin refuerzo cuyo material de relleno sea un suelo tipo GP-GC (según el sistema de clasificación SUCS), podrían ser realizadas usando el método de Fellenius.

5.1.13. Para el modelo TR, la superficie potencial de falla fue determinada usando el método de Fellenius. Como era de esperarse basándose en el efecto de zapata profunda y la tendencia de los métodos de equilibrio límite a dar fallas más profundas, la superficie calculada resultó más profunda comparada con la superficie que se halló para el modelo TSR2 utilizando el mismo método, además, se observó que la profundidad de la falla era dependiente de límite inferior del modelo TR, de todo esto se desprende la necesidad del uso de métodos de elementos finitos o diferencias finitas, a través de los cuales se pueda determinar una superficie de falla dependiente de las deformaciones y propiedades de resistencia del suelo con las que se pueda verificar y en lo posible someter a evaluación la superficie de falla determinada para el modelo TR mediante el método de Fellenius, ya que en la práctica común los métodos más recomendados para el análisis de estabilidad son el método de Spencer y el de Morgenstern-Price por considerar un equilibrio completo de fuerzas y momentos.

5.1.14. El análisis de estabilidad realizado para el modelo TR bajo una carga vertical de  $10.5 \text{ kg/cm}^2$ , dio como resultado un factor de seguridad de 1.38, lo que indica la estabilidad del modelo TR en tal condición.

5.1.15. Basándose en los resultados del análisis de estabilidad estadístico llevado a cabo sobre el modelo TR, se pudo concluir que el modelo TR llegaría a

la falla para una carga vertical de  $18.9 \text{ kg/cm}^2$ , con este resultado se concluyó también que la capacidad de carga última se podría incrementar hasta en 122 % comparado con la capacidad de carga última del modelo TSR2.

5.1.16. Hechas las conclusiones anteriores, se podría decir que en la presente investigación los elementos de refuerzo (geomallas biaxiales) proporcionan un incremento de 29 % en la capacidad de carga última, lo cual se afirma a partir de los ensayos de capacidad de carga y podría llegar incluso hasta 122 % si se toma en cuenta los resultados del análisis de estabilidad estadístico, además estos incrementos en la capacidad de carga última traen consigo una reducción de los asentamientos para cimentaciones construidas sobre taludes reforzados comparado con taludes sin refuerzo cuyo material de relleno sea un suelo tipo GP-GC. Por todo lo dicho, y desde el punto de vista cualitativo, dado que los modelos estuvieron bajo la influencia de los efectos de escala, los taludes reforzados con geomallas han demostrado ser una alternativa a los muros tipo pirca, sin embargo, es necesario el estudio de un prototipo a escala real en base al cual se pueda proporcionar el verdadero incremento en la capacidad de carga última, además de evaluar el tipo de paramento frontal o recubrimiento a usar, así como la elaboración de un proceso constructivo para la construcción de viviendas sobre taludes reforzados.

## 5.2 RECOMENDACIONES

5.2.1. Se considera conveniente la utilización de Strain gages o galgas de deformación, con la finalidad de registrar las deformaciones que podrían ocurrir en los elementos de refuerzo, además, esto permitirá dar a conocer la magnitud de las fuerzas de tracción que son activadas en los elementos de refuerzo.

5.2.2. Si se quisiera extender el estudio realizado en la presente investigación, como primer paso se debería implementar un pozo de ensayos que permita la visualización del perfil longitudinal de los modelos, de esta manera se podrá observar cómo se genera la superficie de falla en los distintos modelos. Además es necesario implementar una viga de reacción de por lo menos 50 toneladas de capacidad para llevar a cabo los ensayos de capacidad de carga hasta que ocurra la falla de los modelos.

5.2.3. Se recomienda que los resultados dados en la presente investigación, sean verificados por un prototipo a escala real, sobre el que puedan establecerse recomendaciones desde el punto de vista cuantitativo y permita cuantificar la influencia de los efectos de escala para taludes cuyo material de relleno estructural sea un suelo tipo GP-GC.

5.2.4. Los ensayos de capacidad de carga ejecutados en la presente investigación, podrían ser utilizados para calibrar un modelo numérico en elementos finitos o diferencias finitas para posteriormente agregar condiciones que no se tomaron en cuenta tales como: sobrecargas, efectos de sismo, influencia del nivel freático, entre otros. Asimismo, sería posible escalar los ensayos a tres o cuatro veces su tamaño, para luego analizar su comportamiento y compararlos con los modelos a escala reducida.

5.2.5. Se considera que el estudio sobre la capacidad de carga de modelos a escala reducida de muros de suelo reforzado es un aspecto importante que debería ser considerado en futuras investigaciones, dado que, los muros de suelo reforzado son otra alternativa al uso de muros de piedra tipo pirca.

5.2.6. Con la finalidad de disminuir el costo que involucra realizar el mejoramiento del suelo utilizando geomallas biaxiales, se recomienda evaluar el uso de distintos tipos de elementos de refuerzo, tales como: bambú, llantas recicladas, etc., y lograr de esta manera que la construcción masiva de viviendas sobre cimentaciones de suelo reforzado sea económica.

5.2.7. Futuras investigaciones deberían considerar el factor tiempo en sus análisis, a fin de corroborar los valores de capacidad de carga última que se obtuvieron a partir del análisis de estabilidad y la formulación de Meyerhof para cimentaciones sobre taludes sin refuerzo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Akinmusuru, J.O. and Akinbolade, J.A., *Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, Vol. 107, N° GT6, pp. 819-827.
2. Aklik, P. and Wu, W., *Centrifuge model tests on foundation on geosynthetic reinforced slope*, Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013, pp. 875-878.
3. Alamshahi, S. and Hataf, N., *Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and Grid-anchor*, Geotextiles and Geomembranes, 2009, Vol. 27, N° 3, pp. 217-226.
4. Anubhav and Basudhar, P., *Experimental Studies of Strip Footing on Model Wrap-Around Reinforced Soil Walls*, EJGE, 2012, Vol. 17, pp. 1-12.
5. Athanasopoulos, G.A., *Effect of Particle Size on the Mechanical Behavior of Sand-Geotextile Composite*, Geotextiles and Geomembranes, 1993, Vol. 12, pp. 255-273.
6. Bassett, A.K. and Last, N.C., *Reinforcing Earth below Footings and Embankments*, Proceedings on Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh, ASCE, 1978, pp. 202-231.
7. Basudhar, P., Dixit, P, Ashish Gharpure and Kousik Deb, *Finite Element Analysis of Geotextile-Reinforced Sand-Bed Subjected to Strip Loading*, Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, U. K, 2007.
8. Bathurst, R.J. and Blatz, J., *Limit Equilibrium analysis of large-scale reinforced and unreinforced embankments loaded by a strip footing*, Canadian Geotechnical Journal, 2003, Vol. 40, pp. 1084-1092.

9. Bathurst, R.J. Blatz, J.A. and Burger, M.H., *Performance of Full-Scale Reinforced Embankments Loaded to Failure*, Canadian Geotechnical Journal, 2003, Vol. 40, N° 6, pp. 1067-1083.
10. Bathurst, R.J., *Geosynthetics Classification*, IGS Leaflets on Geosynthetics Applications, IGS Education Committee, 2007, disponible en [www.geosyntheticssociety.org](http://www.geosyntheticssociety.org).
11. Benjamim, C., Bueno, B. and Zornberg, J., *Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls*, Geosynthetics international, 2007, Vol. 14, N° 2, pp. 100-118.
12. Berg, R., Christopher, B. and Samtani, N., *Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*, Report N° FHWA-NHI-10-024, Federal Highway Administration, Arlington VA, 2009.
13. Binquet, J. and Lee, K.L., *Analysis of Foundations of Reinforced Earth Slabs*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, Vol. 101, N°GT12, pp. 1257-1276.
14. Binquet, J. and Lee, K.L., *Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, Vol. 101, N°GT12, pp. 1241-1255.
15. Bowles, J., *Foundation Analysis and Design*, 5<sup>th</sup> Edition, Civil Engineering Series, McGraw-Hill, 2001.
16. Brown, S.F., Kwan, J., Thom, N.H., *Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballasts*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 25, pp. 326-335.
17. Cerato, A. and Lutenecker, A., *Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 2007, pp. 1192-1202.

18. Chen, Y.M., Cao, W.P. and Chen, R.P., *An experimental Investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments*, Geotextile and Geomembranes, 2008, Vol. 26, N° 2, pp. 164-174.
19. De Los Ríos, D., *Estudio semi empírico de muros de piedra tipo Pirca utilizados como cimentación de viviendas en AA. HH. de Lima Metropolitana*, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú, 2008.
20. El Sawwaf, M., *Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand over A Soft Clay Slope*, Geotextiles and Geomembranes, 2007, Vol. 25, N° 1, pp. 50-60.
21. Elias, V., Christopher, R. and Berg, R., *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, Federal Highway Administration, Publication N° FHWA-NHI-00-043, 2001.
22. Fragaszy, R.J. and Lawton, E., *Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1984, Vol. 110, N° GT10, pp. 1500-1507.
23. Geogroup, Sencico, *Guía para la construcción de muros de contención*, Lima, 2012.
24. Ghazavi, M. y Lavasan, A.A., *Interference Effect of Shallow Foundations Constructed on Sand Reinforced with Geosynthetics*, Geotextiles and Geomembranes, 2008, Vol. 26, N° 5, pp. 404-415.
25. Gill, K.S., Choudhary, A.K., Jha, J.N. and Shukla, S.K., *Load Bearing Capacity of Footing Resting On a Multilayer Reinforced Fly Ash Slope*, Kochi, Proceedings of Indian Geotechnical Conference, 2011, pp. 819-822.
26. Gill, K.S., Kaur, A., Choudhary, A.K. and Jha, J.N., *Numerical Study of Footing on Single Layer Reinforced Slope*, Kochi, Proceedings of Indian Geotechnical Conference, 2011, pp. 839-842.

27. Gnanendran, C.T. and Selvadurai, A.P.S., *Strain measurement and interpretation of stabilising force in geogrid reinforcement*, *Geotextiles and Geomembranes*, 2001, Vol. 19, pp. 177-194.
28. Graham, J., Andrews, M. and Shields, D.H., *Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes*, *Canadian Geotechnical Journal*, 1988, Vol. 25, Nº 2, pp. 238-249.
29. Gray, D.H. and Ohashi, H., *Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand*, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1983, Vol. 109, Nº 3, pp. 335-353.
30. Guido, V.A., Chang, D.K. and Sweeney, M.A., *Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Earth Slabs*, *Canadian Geotechnical Journal*, 1986, Vol. 23, pp. 435-440.
31. Hausmann, M.R. and Lee, K.L., *Strength Characteristics of Reinforced Soil*, *Proceedings of the International Symposium on New Horizons in Construction Materials*, Lehigh, 1976, Vol. 1, pp. 165-176.
32. Holtz, R., Christopher, R. and Berg, R., *Geosynthetic Design and Construction Guidelines*, Federal Highway Administration, Publication Nº FHWA HI-95-038, 1998.
33. Holtz, R., *Geosynthetic for soil reinforcement*, 9<sup>th</sup> Spencer J. Buchanan Lecture, 2001.
34. Huang, C.C. and Tatsuoka, F., *A Comparative Study of Stability Analysis Methods for Reinforced Sand Slopes*, *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, 1992, Vol. 1, pp. 607-612.
35. Huang, C.C. and Tatsuoka, F., *Bearing Capacity of Reinforced Sandy Ground*, *Geotextiles and Geomembranes*, 1990, Vol. 9, pp. 51-82.

36. Huang, C.C., Tatsuoka, F. and Sato, Y., *Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1994, Vol. 34, N° 2, pp. 27-40.
37. Ingold, T.S., *Reinforced Earth*, Thomas Telford, 1982, p. 141.
38. Ketchart, K. and Wu, J.T.H., *Performance Test for Geosynthetic- Reinforced Soil Including Effects of Preloading*, Report No. FHWA-RD-01-018, Federal Highway Administration, McLean, VA, 2001.
39. Koerner, R.M., *Designing With Geosynthetics*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 4<sup>th</sup> Edition, 1998, p. 181.
40. Kumar, S. and Ilamparuthi, K., *Response of Footing on Sand Slopes*, Indian Geotechnical Conference - IGC 2009, pp. 622-626.
41. Kumar, S., *Reinforcing Soil Engineering, Basic Concepts*, Edith Cowan University, Workshop on Reinforced Soil and Geosynthetic Engineering, Department of Civil Engineering Guru Nanak Dev Engineering College, India, 2012.
42. Lambe, W.T. and Whitman, V.R., *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, EE UU, 1979, pp. 553.
43. Lee, K.M. and Manjunath, V.K., *Experimental and Numerical Studies of A Geosynthetic-Reinforced Sand Slopes Loaded with A Footing*, Canadian Geotechnical Journal, 2000, Vol. 37, pp. 828-842.
44. Maccaferri, *Características técnicas de la geomalla MacGrid EGB 20*, Maccaferri América Latina, 2011.
45. Maher, M.H. and Gray, D.H., *Static response of sand reinforced with randomly distributed fibers*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1990, Vol. 116, N° 1, pp. 1116-1131.



46. McGown, A., Andrawes, K.Z. and Kabir, M. H, *Load-Extension Testing of Geosynthetics Confined In-Soil*, Proceedings Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, NV, 1982, Vol. III, pp. 793-798.
47. Meyerhof, G.G., *The ultimate bearing capacity of foundations on slopes*, proceedings, IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, England, 1957, Vol. 1, pp. 384-387.
48. Munawir, A., Dewi, M., Soehardjono, A. and Zaika, Y., *Bearing Capacity of Continuous Footing on Slope Modeling With Composite Bamboo Pile Reinforcement*, International Journal of Current Engineering and Technology, 2013, pp. 557-562.
49. Muñoz, H., *Evaluación experimental de la capacidad de soporte de suelos reforzados con geomallas*, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil FIC-UNI, Lima, Perú, 2009.
50. Ortuño, L., *Cálculo de Estabilidad de Taludes en Suelos*, Curso sobre Taludes en Obras Lineales, INTEVIA, Madrid, 2003.
51. Palhas, R. and Ehrlich, M., *Physical 1:1 scale model on geogrid reinforced soil walls*, International Conference; 16<sup>th</sup>, Soil mechanics and geotechnical engineering (ICSMGE), 2005, pp. 1405-1408.
52. Palmeira, E., Tatsuoka, F., Bathurst, R., Stevenson, P. and Zornberg, J., *Advances in Geosynthetics Materials and Applications for Soil Reinforcement and Environmental Protection Works*, EJGE, 2008, pp. 1-38.
53. Peng, F. and Tatsuoka F., *Numerical Study for Wide-slab Effect on Reinforced Sandy Ground*, Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, Vol. 24, N° 2, pp. 269-277.
54. Quyet, T., *Investigating Composite Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Mass*, University of Colorado Denver, Thesis submitted for the degree of Doctoral of Philosophy in Civil Engineering, 2009.

55. Raftari, M., Khairul, A. and Safuan, A., *Settlement of Shallow Foundations near Reinforced Slopes*, EJGE, 2013, Vol. 18, pp. 798-808.
56. Ruiken, A., Vollmert, L. and Duzic, L., *Recent findings about the confining effect of geogrids from large scale laboratory testing*, Brazil, 9<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, 2010, pp. 691-694.
57. Saeed, N., *Bearing Capacity of Strips Footings on Sand Slopes with Geogrid and Grid-anchor*, Geotextiles and Geomembranes, 2009, Vol. 27, N° 217, pp. 217-226.
58. Sahu, T. Anubhav, Madhav, M.R. and Basudhar, P.K., *Studies of Footings on Double Faced Wrap-Around Reinforced Soil Model Walls*, Indian Geotechnical Conference, 2008, Vol. 2, pp. 559-562.
59. Schlosser, F. and Long, N., *Comportement de al terre armée dans les ouvrages de soutènement*, Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1972, Vol. 1, Madrid, pp. 299-306.
60. Selvadurai, A. and Gnanendran, C., *An Experimental Study of A Footing Located on A Sloped Fill: Influence of A Soil Reinforcement Layer*, Canadian Geotechnical Journal, 1989, Vol. 26, N° 3, pp. 467-473.
61. Smith, Catherine and Shiau, J., *Bearing capacity of footings near slopes*, 10<sup>th</sup> Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Australia, 2007.
62. Souliman, M. and Zapata, C., *Worldwide Applications of Geosynthetics Reinforced Walls for Soil Reinforcement*, Jordan Journal of Civil Engineering, 2011, Vol. 5, N° 1, pp. 1-8.
63. Suarez, J., *Deslizamientos*, [Libro en línea], [Consultado: 10, Octubre, 2013], Cap. 4, p. 160, disponible en: <http://www.erosion.com.co>.

64. Tatsouka, F., *Geosynthetic-reinforced soil structures: A cost-effective solution combining two engineering disciplines*, México, 19<sup>th</sup> Nabor Carrillo Lecture, 2008.
65. Tatsuoka, F., Huang C.C., Morimoto, T. and Okahara, M., *Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes*, Canadian Geotechnical Journal, 1989, Vol. 26, pp. 748-755.
66. Tatsuoka, F., *Recent Practice and Research of Geosynthetic-Reinforced Earth Structures in Japan*, Journal of GeoEngineering, 2008, Vol. 3, N° 3, pp. 77-100.
67. Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M.S.A., *Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of footing on sand*, Proceedings of Geotechnical Congress, ASCE Special Publication, N° 27, 1991, Vol. 2, pp. 788-802.
68. Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T. and Koseki, J., *Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures*, Geosynthetic International, 1997, Vol. 4, N° 2, pp. 81-136.
69. Tatsuoka, F., Tateyama, M. y Murata, O., *Earth retaining wall with a short geotextile and a rigid facing*, Proc. 12<sup>th</sup> ICSMFE, 1989, Vol. 2, pp. 1311-1314.
70. Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T. y Koseki, J., *Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls As Important Permanent Structures*, Geosynthetics International, 1997, Vol. 4, N°2.
71. Thanapalasingam, J. and Gnanendran, C.T., *Bearing Capacity of Foundations Near Slopes with Multi Layers of Reinforcement*, Chennai, Indian Geotechnical Conference - IGC 2006, pp. 601-604.

72. Thanapalasingam, J. and Gnanendran, C.T., *Predicting the Performance of Foundations Near Reinforced Sloped Fills*, Goa, The 12<sup>th</sup> International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 2008.
73. Vidal, H., *La Terre Armée*, Annales de L'Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1966, N° 223-224, pp. 888-938.
74. Wang, Y-M., Chen, Y-K. and Liu, W., *Large-scale direct shear testing of geocell reinforced soil*, J. Cent. South Univ. Technol., 2008, Vol. 15, pp. 895-900.
75. Yang, K.H., Zornberg, J., Liu, C.-N. and Lin, H.-D., *Stress distribution and development within geosynthetic-reinforced soil slopes*, Geosynthetics International, 2012, Vol. 19, N° 1, pp. 62-78.
76. Yang, Z. y Singh, A., *Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Sand*, National Meeting on Water Resources Engineering, ASCE, Los Angeles, 1974.
77. Yang, Z., *Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Sand*, PhD. Thesis, University of California, Los Angeles, 1972.
78. Yoo, C., *Laboratory Investigation of Bearing Capacity Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand Slope*, Geotextiles and Geomembranes, 2001, Vol. 19, N° 5, pp. 279-298.
79. Zornberg, J., Abu-Hejleh, N. and Wang, T., *Measuring the performance of geosynthetic reinforcement in a Colorado bridge structure*, GFR Magazine, 2001, Vol. 19, N° 2.
80. Zornberg, J., *New Concepts in Geosynthetic-Reinforced Soil*, Proceedings of the Fifth Brazilian Symposium on Geosynthetics, 2007, pp. 1-26.

81. Zornberg, J., Nicholas, S. and Mitchel, J., *Limit Equilibrium as Basis for Design of Geosynthetic Reinforced Slopes*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 1998a, pp. 684-698.
  
82. Zornberg, J., Nicholas, S. and Mitchel, J., *Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes At Failure*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 1998b, pp. 670-683.

# ANEXOS

# **ANEXO A**

## **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MURO DE SUELO REFORZADO**

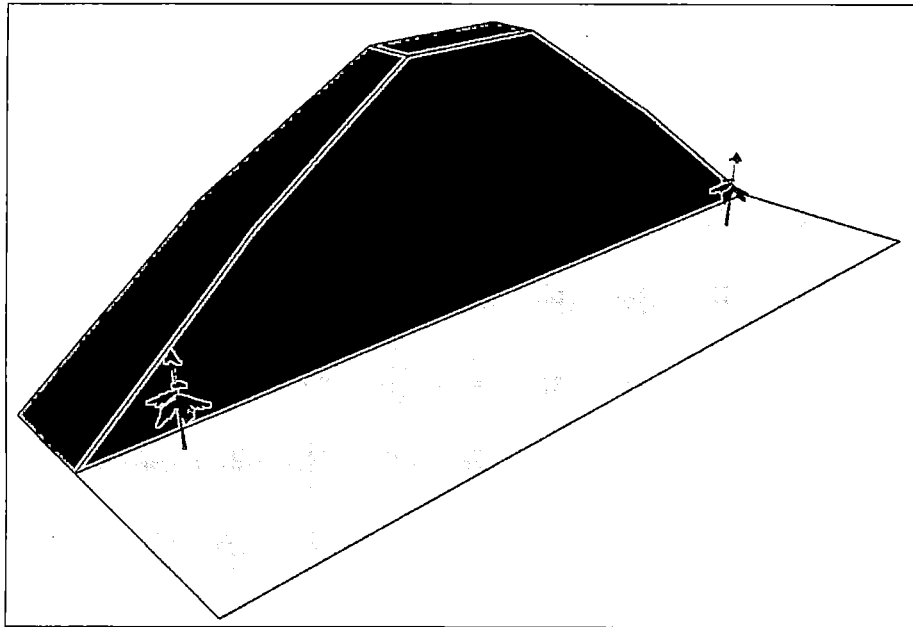


Figura N° A.1 Terreno natural, Manchay - Pachacámac

### PASO 1: Corte y nivelación del terreno

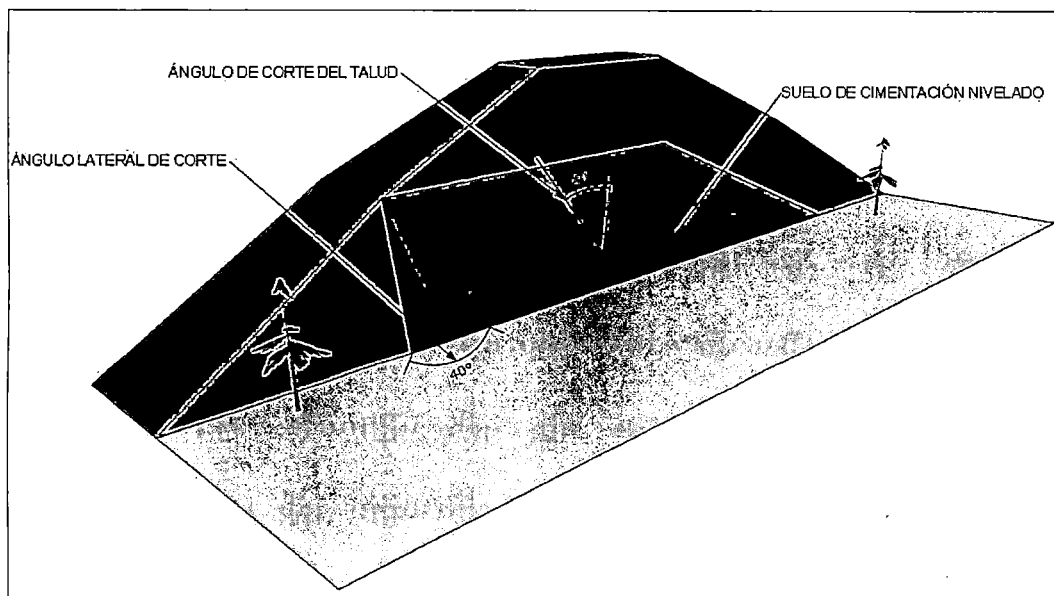


Figura N° A.2 Tendido de la geomalla



## PASO 2: Tendido de la geomalla

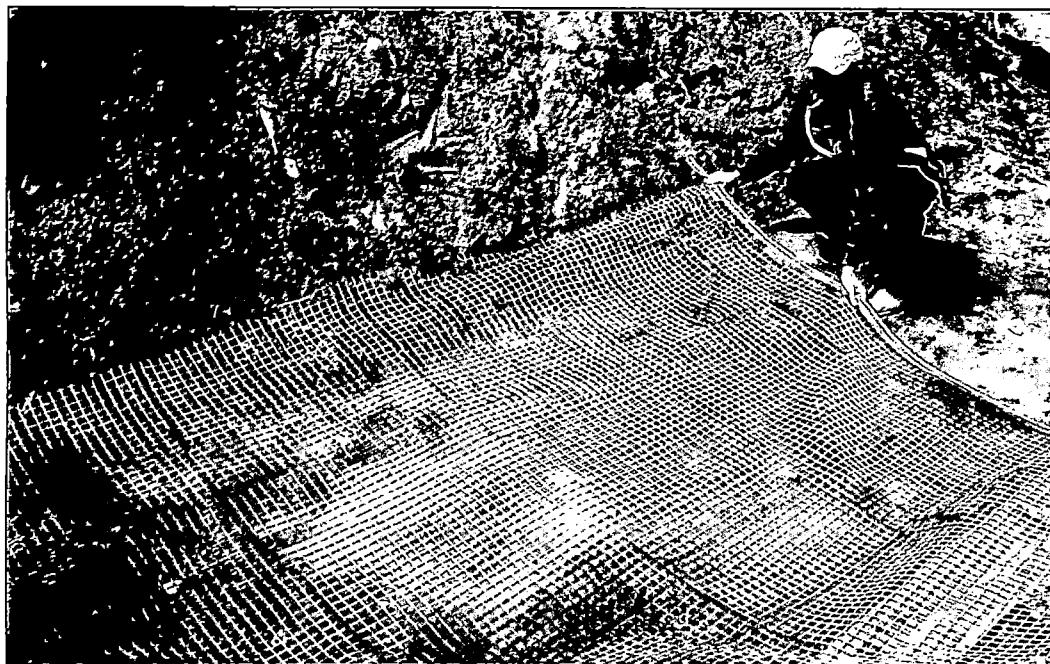
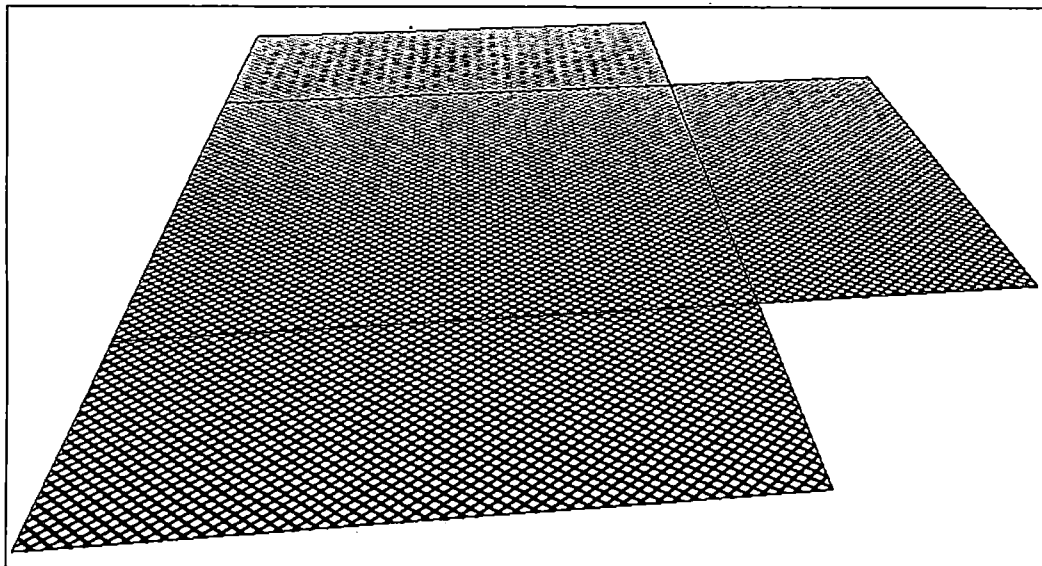


Figura N° A.3 Tendido de la geomalla biaxial

### PASO 3: Tendido del geotextil

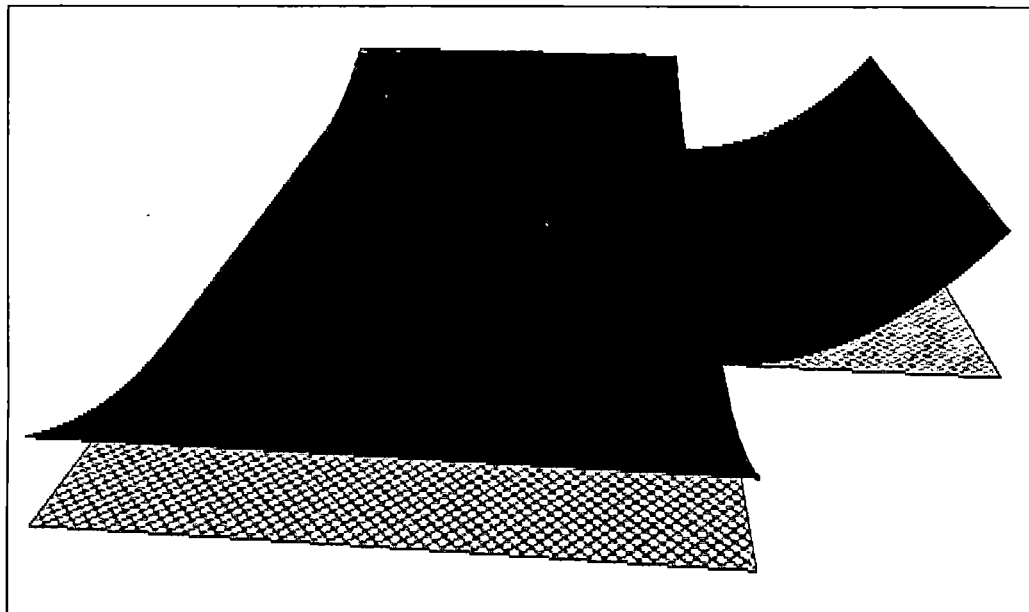


Figura N° A.4 Tendido del geotextil

**PASO 4: Colocación de bolsas llenas de grava de ½"**

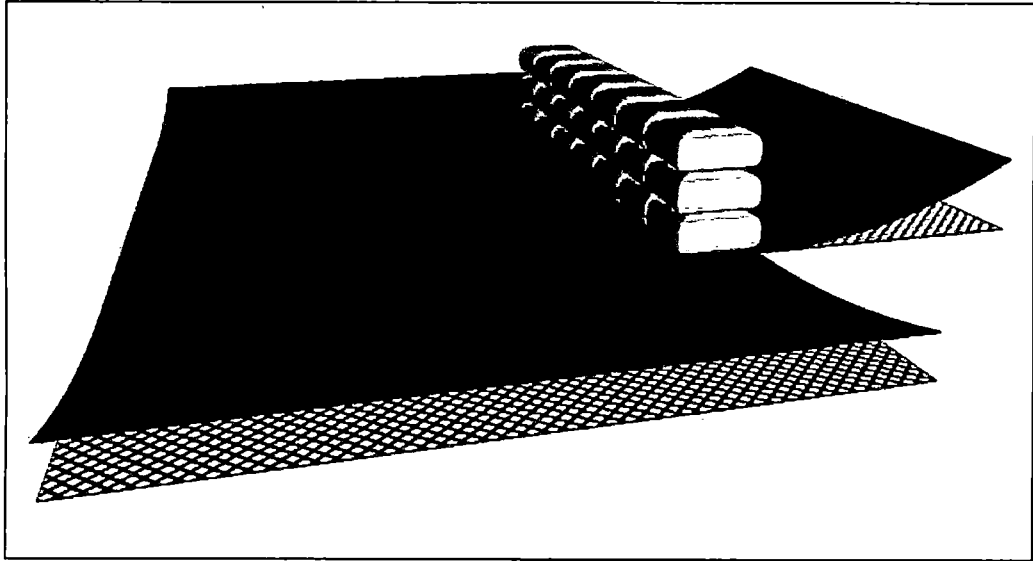


Figura N° A.5 Colocación de bolsas de grava parte frontal

**PASO 4: Colocación de bolsas llenas de grava de 1/2"**

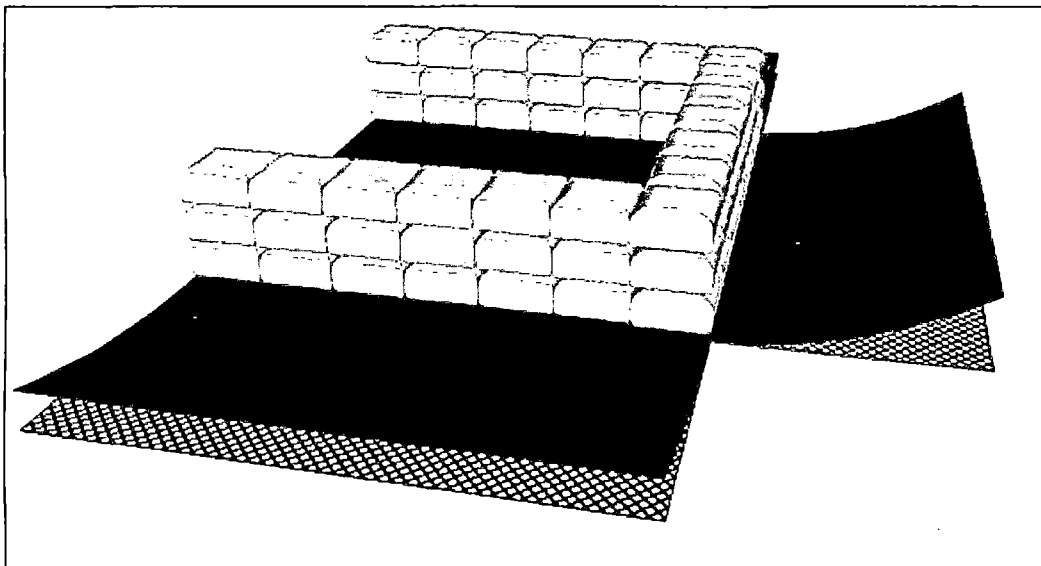


Figura N° A.6 Colocación de bolsas de grava en la parte lateral

### PASO 5: Recubrimiento de bolsas llenas de grava con geomalla – geotextil

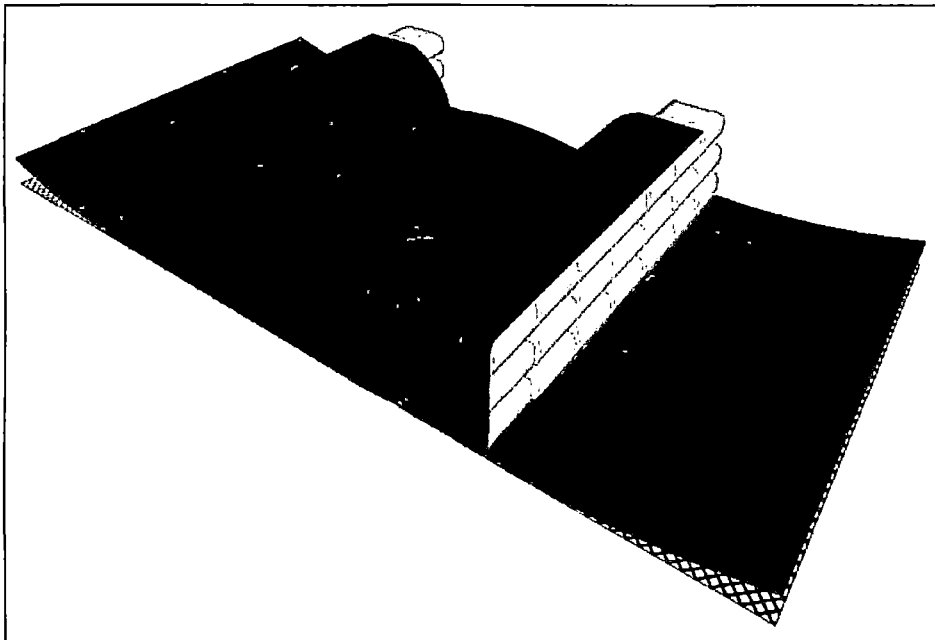
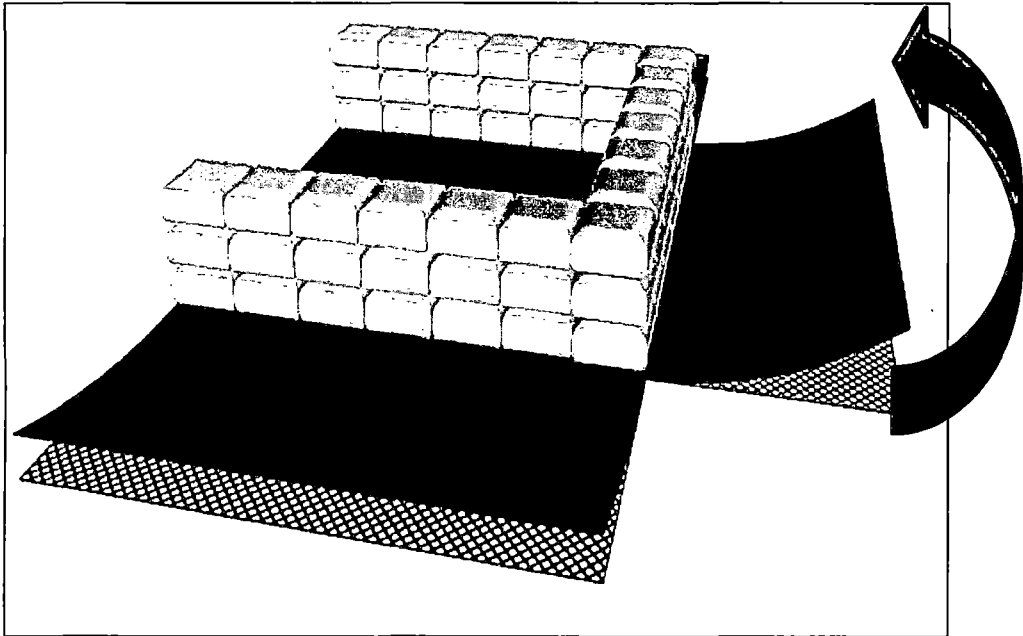


Figura N° A.7 Recubrimiento de bolsas de grava con geomalla - geotextil, parte frontal

### PASO 5: Recubrimiento de bolsas llenas de grava con geomalla – geotextil

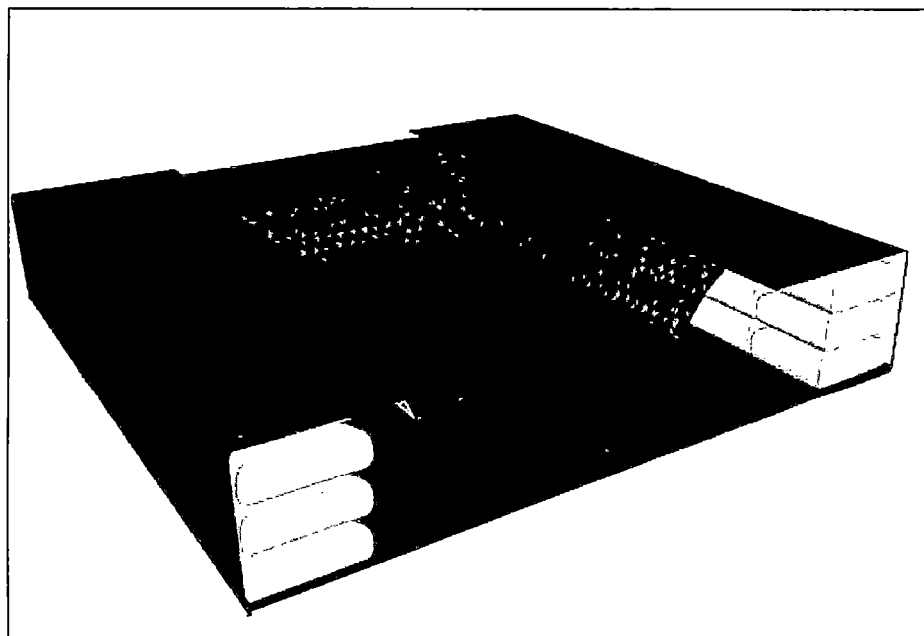
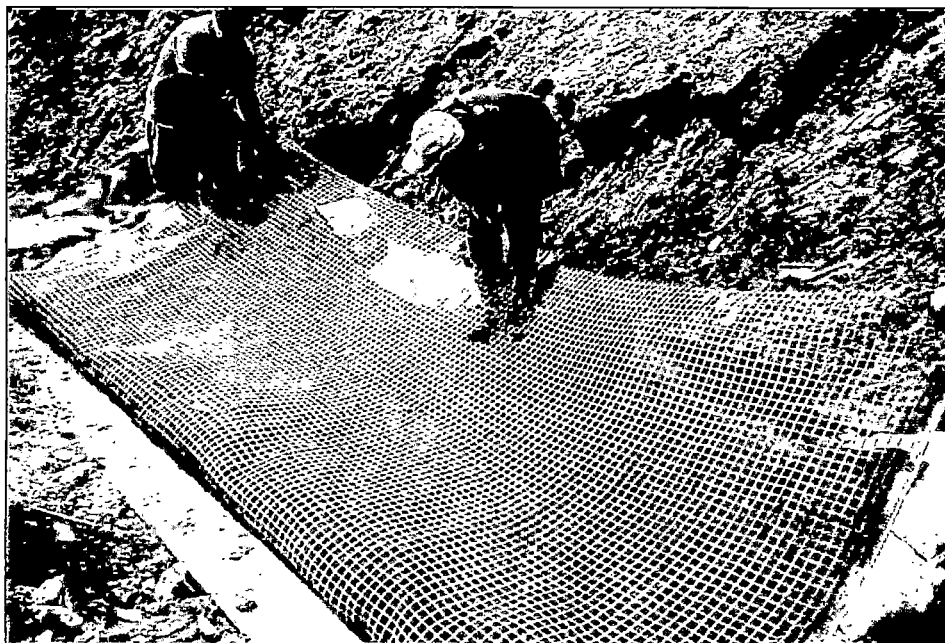


Figura N° A.8 Recubrimiento de bolsas de grava con geomalla - geotextil, parte lateral

## PASO 6: Habilitación de material de relleno estructural para compactación

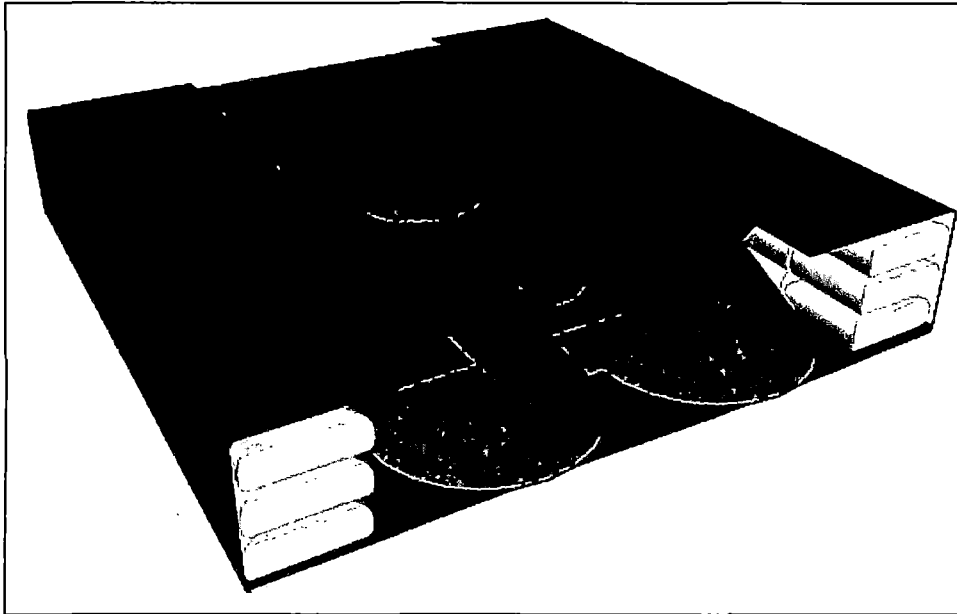


Figura N° A.9 Colocación de material de relleno estructural para ser compactado

## PASO 7: Compactación del material

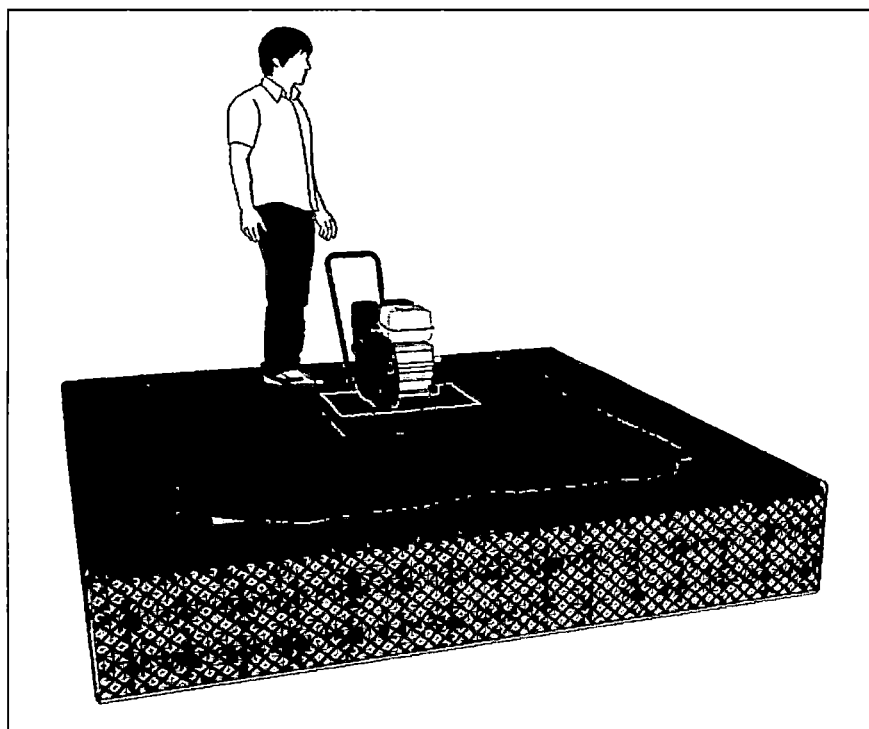
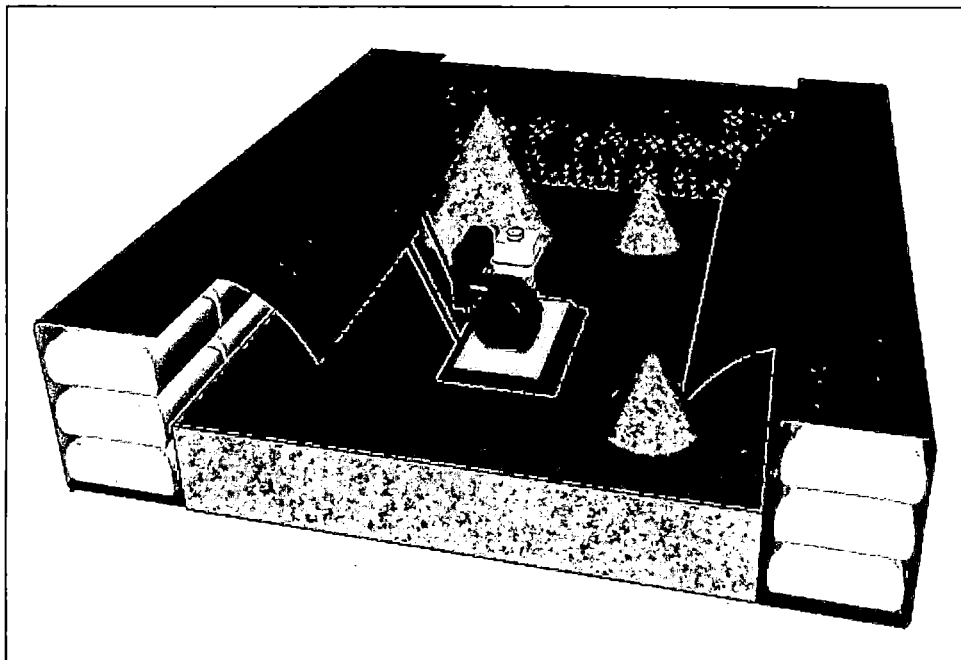


Figura N° A.10 Compactación de la primera capa de relleno estructural



## PASO 7: Compactación del material



Figura N° A.11 Compactación de la primera capa de relleno estructural

**REPETIR DEL PASO 1 AL 7: Muro de suelo reforzado terminado.**

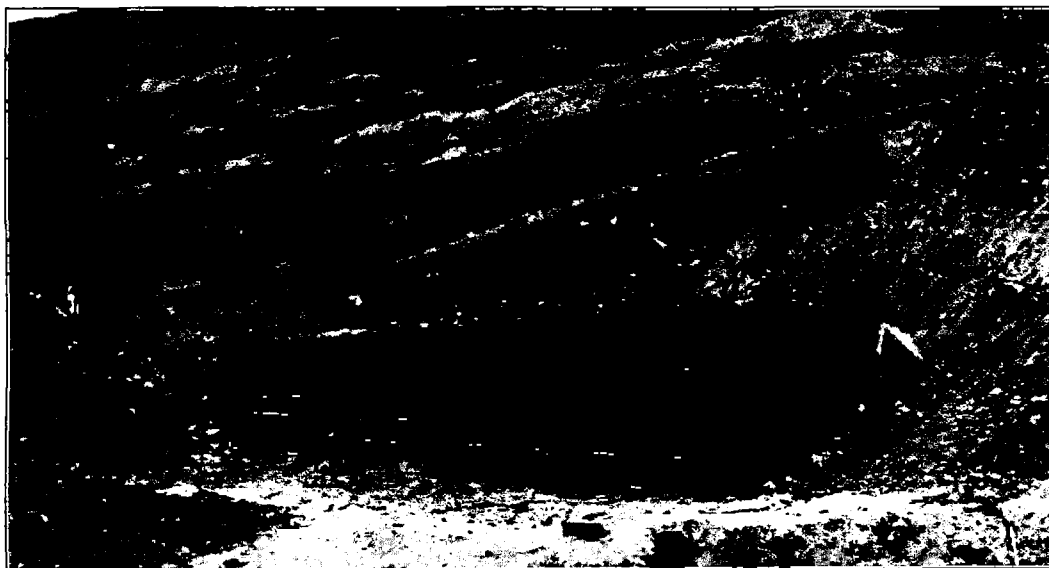
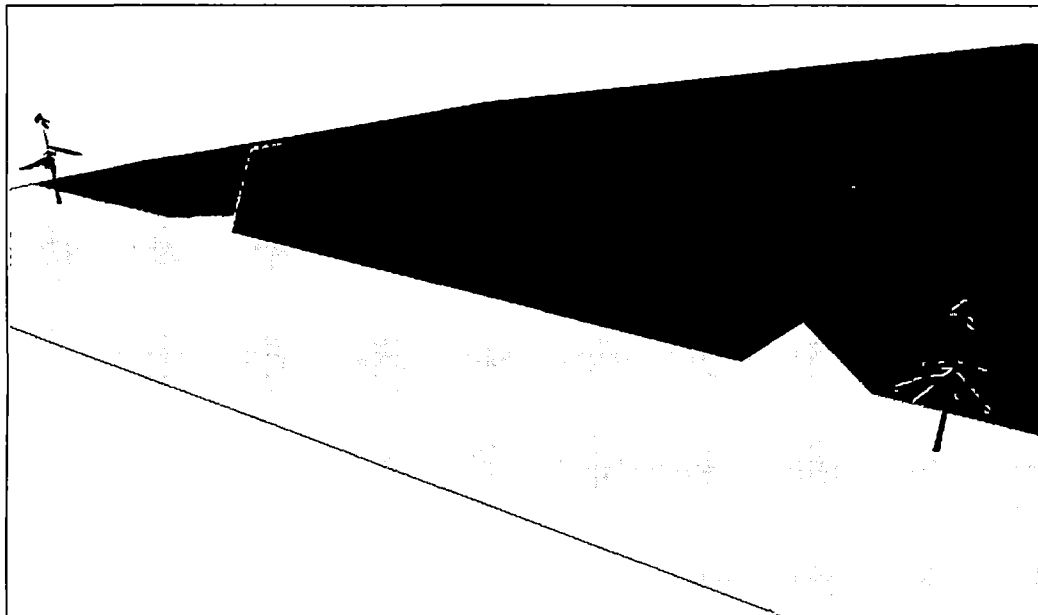


Figura N° A.12 Vista del muro de suelo reforzado terminado

# **ANEXO B**

## **RESULTADOS DE LABORATORIO**



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES  
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES - CISMID



## LABORATORIO GEOTÉCNICO

### ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FÍSICAS

(ASTM - D4426; D422; D4318; D427; D2487; D-3282)

Informe : LG12-305  
Solicitante : SENCICO - GERENCIA DE INVESTIGACION Y NORMALIZACION  
Proyecto : Evaluación de Desempeño y Cálculo de Capacidad Última de Soporte de Cimentación Superficial

Fecha : Noviembre, 2012

Ubicación : Dpto. Lima

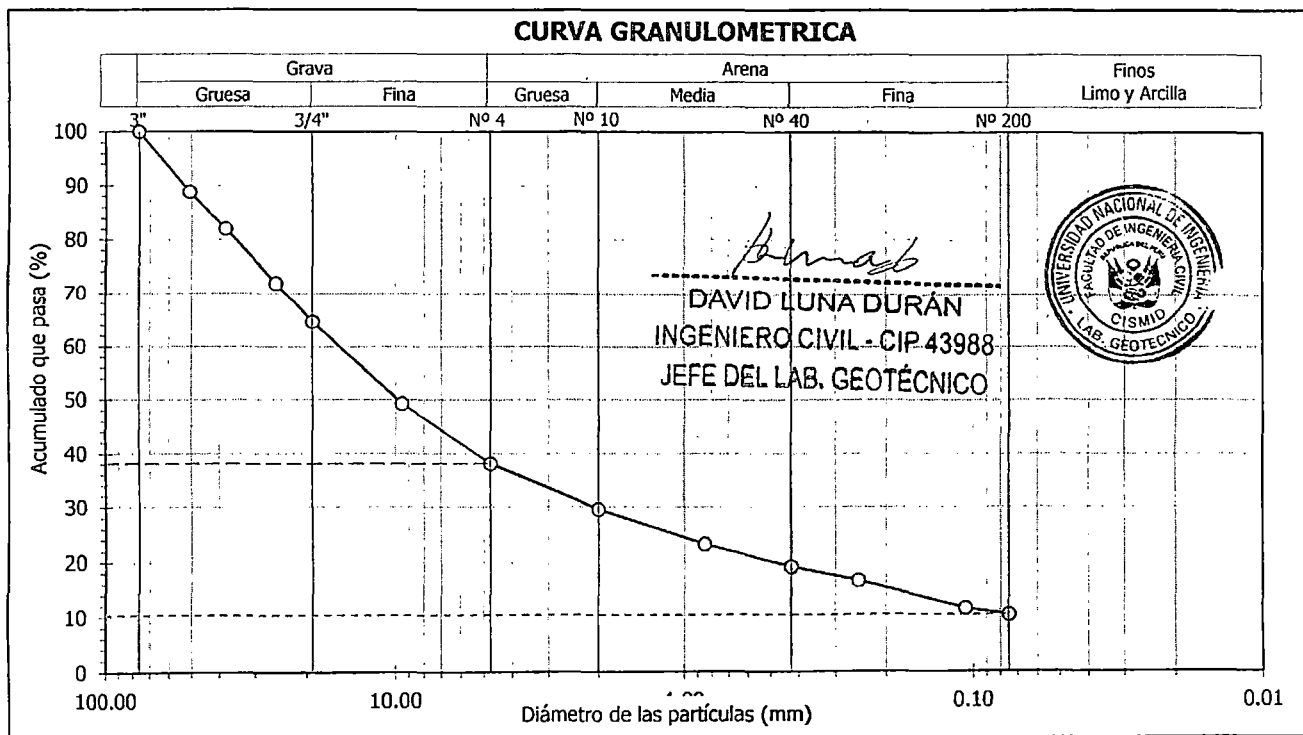
Sondaje : ---  
Muestra : AFIRMADO  
Profundidad (m) : ---

Hoja : 1 de 1

Granulometría por tamizado		
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	88.9
1½"	38.100	82.1
1"	25.400	71.9
¾"	19.050	64.7
3/8"	9.525	49.3
Nº 4	4.750	38.2
Nº 10	2.000	29.6
Nº 20	0.850	23.3
Nº 40	0.425	19.2
Nº 60	0.250	16.7
Nº 140	0.106	11.6
Nº 200	0.075	10.4

Contenido de humedad (%)		1.8
Límites de consistencia	Límite Líquido (%)	33
	Límite Plástico (%)	23
	Índice de Plasticidad (%)	10
	Límite de Contracción (%)	---
Resultados de granulometría por tamizado	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	---
	Coefficiente de Curvatura (Cc)	---
	Grava [ Nº 4 < $\phi$ < 3" ] (%)	61.8
	Arena [ Nº 200 < $\phi$ < Nº 4 ] (%)	27.8
	Finos [ $\phi$ < Nº 200 ] (%)	10.4

Clasificación	
AASHTO	SUCS
<b>A-2-4 (0)</b>	<b>GP - GC</b>
<b>Grava mal gradada con arcilla y arena</b>	



Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.



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

**CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES  
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES - CISMID**



**LABORATORIO GEOTÉCNICO**

**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO**

(ASTM - D3080)

Informe : LG12-305

Fecha : Noviembre, 2012

Solicitante : SENCICO - GERENCIA DE INVESTIGACION Y NORMALIZACION

Proyecto : Evaluación de Desempeño y Cálculo de Capacidad Última de Soporte de Cimentación Superficial

Ubicación : Dpto. Lima

Sondaje : ---

Velocidad : 0.50 mm/min

Muestra : AFIRMADO

AASHTO : A-2-4 (0)

Prof. (m) : ---

SUCS : GP - GC / Grava mal gradada con arcilla y arena

Estado : Remoldeado

Hoja : 1 de 4

**ESFUERZO NORMAL : 1 kg/cm<sup>2</sup>**

**Datos del espécimen**

Diámetro : 6 cm

Altura : 2 cm

**Contenido de humedad**

Humedad : 5 %

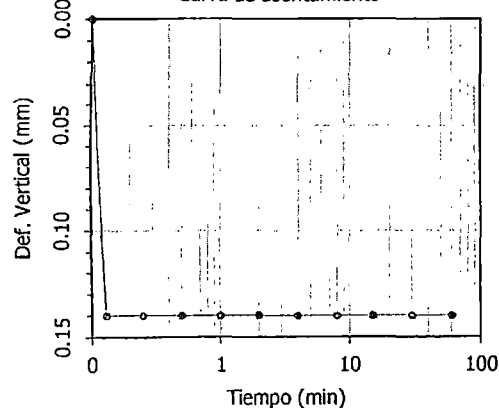
**Aplicación del esfuerzo normal**

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )
0	0.000	20.000	2.150
0.13	0.140	19.860	2.165
0.25	0.140	19.860	2.165
0.5	0.140	19.860	2.165
1	0.140	19.860	2.165
2	0.140	19.860	2.165
4	0.140	19.860	2.165
8	0.140	19.860	2.165
15	0.140	19.860	2.165
30	0.140	19.860	2.165
60	0.140	19.860	2.165

**Aplicación del esfuerzo cortante**

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado
0.00	0.000	19.860	2.165	0.000	0.000
0.05	0.000	19.860	2.165	0.185	0.185
0.10	0.004	19.856	2.166	0.264	0.264
0.20	0.008	19.852	2.166	0.380	0.380
0.35	0.010	19.850	2.166	0.486	0.486
0.50	0.013	19.847	2.167	0.539	0.539
0.75	0.015	19.845	2.167	0.595	0.595
1.00	0.020	19.840	2.167	0.602	0.602
1.25	0.020	19.840	2.167	0.602	0.602
1.50	0.020	19.840	2.167	0.588	0.588
1.75	0.020	19.840	2.167	0.562	0.562
2.00	0.020	19.840	2.167	0.545	0.545
2.50	0.020	19.840	2.167	0.545	0.545
3.00	0.020	19.840	2.167	0.535	0.535
3.50	0.020	19.840	2.167	0.535	0.535
4.00	0.020	19.840	2.167	0.529	0.529
4.50	0.020	19.840	2.167	0.529	0.529
5.00	0.020	19.840	2.167	0.529	0.529
6.00	0.020	19.840	2.167	0.519	0.519
7.00	0.020	19.840	2.167	0.496	0.496
8.00	0.020	19.840	2.167	0.496	0.496
9.00	0.020	19.840	2.167	0.496	0.496
10.00	0.020	19.840	2.167	0.496	0.496
11.00	0.020	19.840	2.167	0.496	0.496
12.00	0.020	19.840	2.167	0.496	0.496

Curva de asentamiento



**Observación :**

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = 5.0%, densidad seca = 2.15g/cm<sup>3</sup>, remoldeado al 95% de la MDS obtenida del ensayo proctor modificado (O.C.H. = 5.0%; M.D.S. = 2.265g/cm<sup>3</sup>). Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

**DAVID LUNA DURÁN**  
 INGENIERO CIVIL - CIP 1998  
 JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO

AV. TÚPAC AMARU N° 1150 - LIMA 25 - PERÚ - Apartado Postal 31-250 Lima 31

Teléfono (+51) 1 482-0804, (+51) 1 482-0777 - FAX: (+51) 1 481-0170

Correos: labgeoc@uni.edu.pe / director@uni.edu.pe - Web: http://www.cismid-uni.org



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

**CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES  
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES - CISMID**



**LABORATORIO GEOTÉCNICO**

**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO**

(ASTM - D3080)

Informe : LG12-305

Fecha : Noviembre, 2012

Solicitante : SENCICO - GERENCIA DE INVESTIGACION Y NORMALIZACION

Proyecto : Evaluación de Desempeño y Cálculo de Capacidad Última de Soporte de Cimentación Superficial

Ubicación : Dpto. Lima

Sondaje ---  
Muestra AFIRMADO  
Prof. (m) ---  
Estado Remoldeado

Velocidad : 0.50 mm/min  
AASHTO : A-2-4 (0)  
SUCS : GP - GC / Grava mal gradada con arcilla y arena  
Hoja : 2 de 4

**ESFUERZO NORMAL : 2 kg/cm<sup>2</sup>**

**Datos del espécimen**

Diámetro : 6 cm

Altura : 2 cm

**Contenido de humedad**

Humedad : 5 %

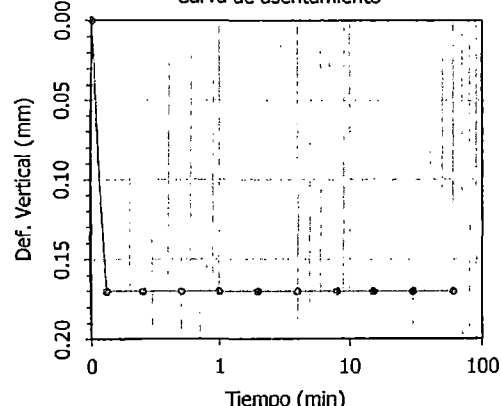
**Aplicación del esfuerzo normal**

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )
0	0.000	20.000	2.150
0.13	0.170	19.830	2.168
0.25	0.170	19.830	2.168
0.5	0.170	19.830	2.168
1	0.170	19.830	2.168
2	0.170	19.830	2.168
4	0.170	19.830	2.168
8	0.170	19.830	2.168
15	0.170	19.830	2.168
30	0.170	19.830	2.168
60	0.170	19.830	2.168

**Aplicación del esfuerzo cortante**

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado
0.00	0.000	19.830	2.168	0.000	0.000
0.05	0.000	19.830	2.168	0.628	0.314
0.10	0.000	19.830	2.168	0.826	0.413
0.20	0.000	19.830	2.168	1.058	0.529
0.35	0.000	19.830	2.168	1.223	0.612
0.50	0.000	19.830	2.168	1.461	0.731
0.75	0.000	19.830	2.168	1.620	0.810
1.00	0.000	19.830	2.168	1.702	0.851
1.25	0.000	19.830	2.168	1.752	0.876
1.50	0.000	19.830	2.168	1.785	0.892
1.75	0.000	19.830	2.168	1.818	0.909
2.00	0.000	19.830	2.168	1.828	0.914
2.50	0.000	19.830	2.168	1.851	0.926
3.00	0.000	19.830	2.168	1.858	0.929
3.50	0.000	19.830	2.168	1.868	0.934
4.00	0.000	19.830	2.168	1.851	0.926
4.50	0.000	19.830	2.168	1.851	0.926
5.00	0.000	19.830	2.168	1.841	0.921
6.00	-0.030	19.860	2.165	1.785	0.892
7.00	-0.045	19.875	2.164	1.719	0.859
8.00	-0.060	19.890	2.162	1.686	0.843
9.00	-0.070	19.900	2.161	1.669	0.835
10.00	-0.071	19.901	2.161	1.653	0.826
11.00	-0.071	19.901	2.161	1.653	0.826
12.00	-0.071	19.901	2.161	1.653	0.826

Curva de asentamiento



**Observación :**

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = 5.0%, densidad seca = 2.15g/cm<sup>3</sup>, remoldeado al 95% de la MDS obtenida del ensayo proctor modificado (O.C.H. = 5.0%; M.D.S. = 2.265g/cm<sup>3</sup>). Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

*David Luna Du*  
**DAVID LUNA DU**  
INGENIERO CIVIL - CIP 4298



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

**CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES  
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES - CISMID**



**LABORATORIO GEOTÉCNICO**

**ENSAYOS DE CORTE DIRECTO**

(ASTM - D3080)

Informe : LG12-305

Fecha : Noviembre, 2012

Solicitante : SENCICO - GERENCIA DE INVESTIGACION Y NORMALIZACION

Proyecto : Evaluación de Desempeño y Cálculo de Capacidad Última de Soporte de Cimentación Superficial

Ubicación : Dpto. Lima

Sondaje	---	Velocidad	: 0.50 mm/min
Muestra	AFIRMADO	AASHTO	: A-2-4 (0)
Prof. (m)	---	SUCS	: GP - GC / Grava mal gradada con arcilla y arena
Estado	Remoldeado	Hoja	: 3 de 4

**ESFUERZO NORMAL : 4 kg/cm<sup>2</sup>**

**Datos del espécimen**

Diámetro : 6 cm

Altura : 2 cm

**Contenido de humedad**

Humedad : 5 %

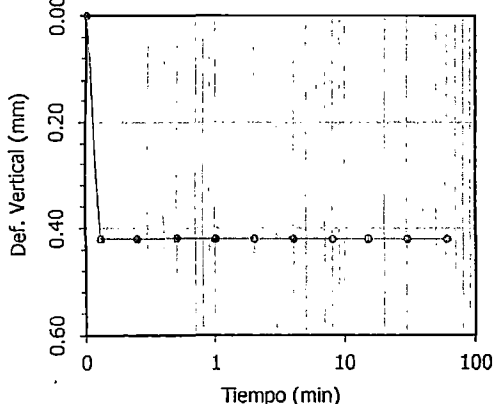
**Aplicación del esfuerzo normal**

Tiempo (min)	Deform. Vertical (mm)	Altura (mm)	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )
0	0.000	20.000	2.150
0.13	0.420	19.580	2.196
0.25	0.420	19.580	2.196
0.5	0.420	19.580	2.196
1	0.420	19.580	2.196
2	0.420	19.580	2.196
4	0.420	19.580	2.196
8	0.420	19.580	2.196
15	0.420	19.580	2.196
30	0.420	19.580	2.196
60	0.420	19.580	2.196

**Aplicación del esfuerzo cortante**

Deformación		Altura (mm)	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	Esfuerzo	
Horizontal (%)	Vertical (mm)			Cortante (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado
0.00	0.000	19.580	2.196	0.000	0.000
0.05	0.000	19.580	2.196	1.157	0.289
0.10	0.008	19.572	2.197	1.289	0.322
0.20	0.020	19.560	2.198	1.454	0.364
0.35	0.035	19.545	2.200	1.659	0.415
0.50	0.050	19.530	2.202	1.851	0.463
0.75	0.068	19.512	2.204	2.182	0.545
1.00	0.075	19.505	2.205	2.486	0.621
1.25	0.075	19.505	2.205	2.777	0.694
1.50	0.075	19.505	2.205	2.882	0.721
1.75	0.075	19.505	2.205	2.991	0.748
2.00	0.075	19.505	2.205	3.074	0.769
2.50	0.075	19.505	2.205	3.173	0.793
3.00	0.075	19.505	2.205	3.272	0.818
3.50	0.075	19.505	2.205	3.339	0.835
4.00	0.075	19.505	2.205	3.372	0.843
4.50	0.075	19.505	2.205	3.305	0.826
5.00	0.075	19.505	2.205	3.428	0.857
6.00	0.075	19.505	2.205	3.438	0.859
7.00	0.075	19.505	2.205	3.405	0.851
8.00	0.075	19.505	2.205	3.398	0.850
9.00	0.075	19.505	2.205	3.388	0.847
10.00	0.075	19.505	2.205	3.372	0.843
11.00	0.075	19.505	2.205	3.372	0.843
12.00	0.075	19.505	2.205	3.372	0.843

Curva de asentamiento



**Observación :**

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = 5.0%, densidad seca = 2.15g/cm<sup>3</sup>, remoldeado al 95% de la MDS obtenida del ensayo proctor modificado (O.C.H. = 5.0%; M.D.S. = 2.265g/cm<sup>3</sup>). Los datos de remoldeo son responsabilidad del solicitante.

DAVID LUNA DURAN

INGENIERO CIVIL - CIP 48988

JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES  
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES - CISMID



LABORATORIO GEOTÉCNICO

ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

(ASTM - D3080)

Informe : LG12-305

Fecha : Noviembre, 2012

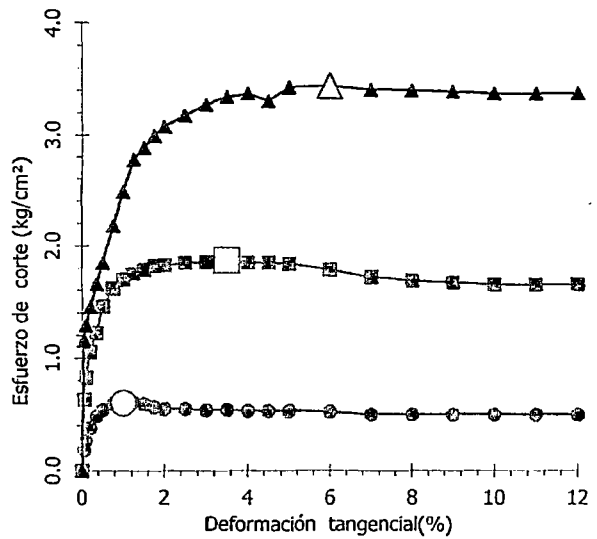
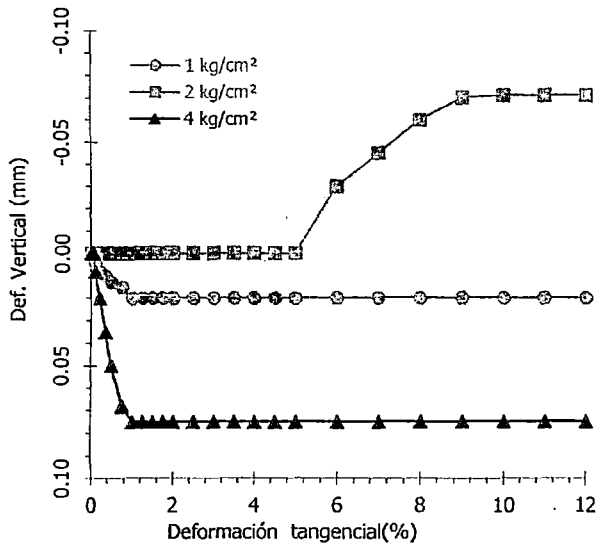
Solicitante : SENCICO - GERENCIA DE INVESTIGACION Y NORMALIZACION

Proyecto : Evaluación de Desempeño y Cálculo de Capacidad Última de Soporte de Cimentación Superficial

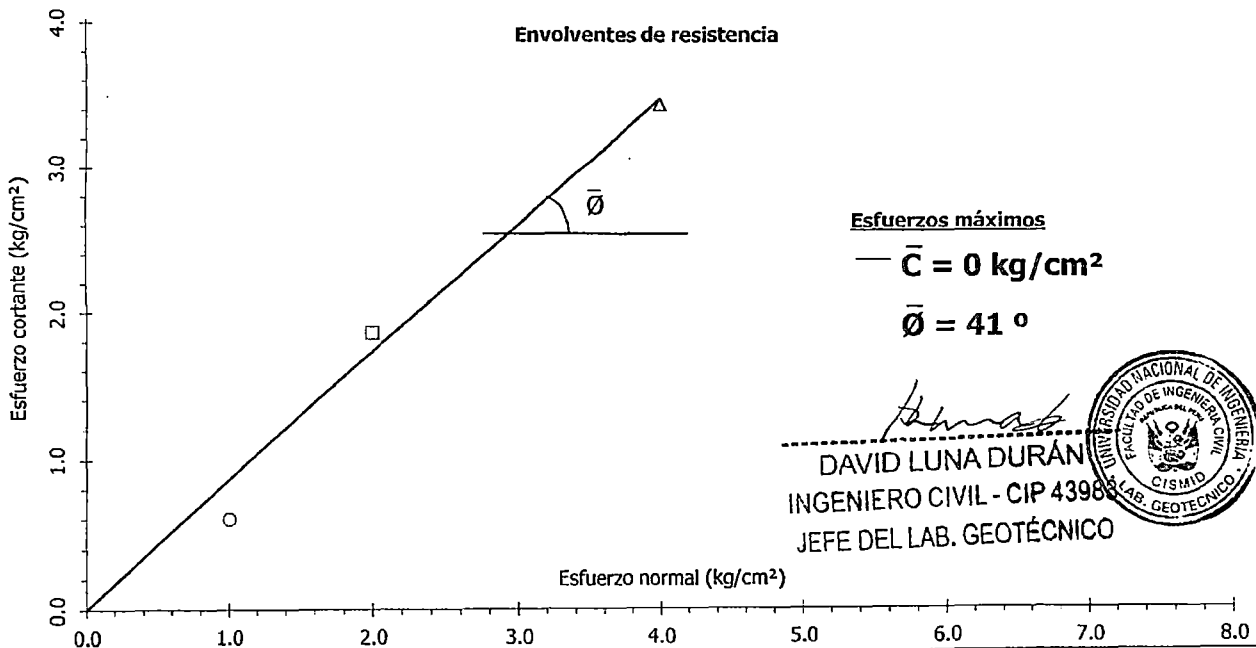
Ubicación : Dpto. Lima

Sondaje	---	Velocidad	: 0.50 mm/min
Muestra	AFIRMADO	AASHTO	: A-2-4 (0)
Prof. (m)	---	SUCS	: GP - GC / Grava mal gradada con arcilla y arena
Estado	Remoldeado	Hoja	: 4 de 4

Aplicación del esfuerzo cortante



Envolturas de resistencia



DAVID LUNA DURÁN  
INGENIERO CIVIL - CIP 4398  
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO





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

**CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES  
SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES - CISMID**



**LABORATORIO GEOTÉCNICO**

**COMPACTACIÓN PROCTOR MODIFICADO**

(ASTM - D1557 "C")

Informe : LG12-305  
Solicitante : SENCICO - GERENCIA DE INVESTIGACION Y NORMALIZACION  
Proyecto : Evaluación de Desempeño y Cálculo de Capacidad Última de Soporte de Cimentación Superficial

Fecha : Noviembre, 2012

Ubicación : Dpto. Lima

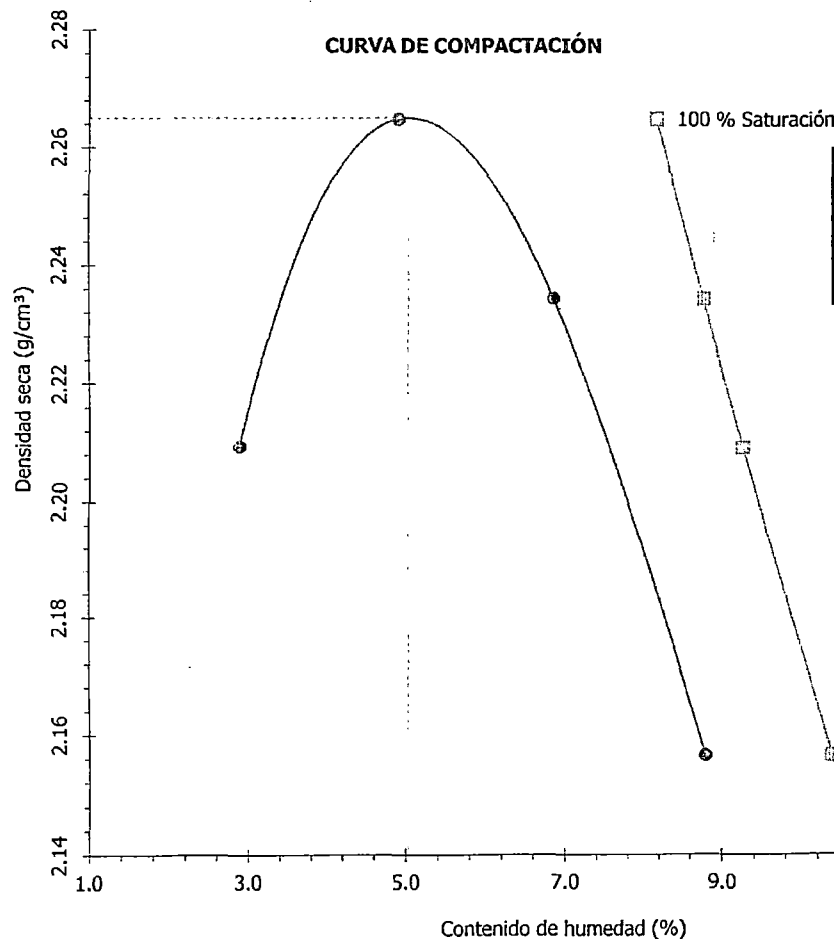
Sondaje : ---  
Muestra : AFIRMADO  
Prof. (m) : ---  
Hoja : 1 de 1  
AASHTO : A-2-4 (0)  
SUCS : GP - GC / Grava mal gradada con arcilla y arena

Fración fina

- Material que pasa el Tamiz 3/4"
- Martillo manual

Acumulado que pasa : 64.7 %  
Gravedad de sólidos : 2.779

Humedad (%) :	2.9	4.9	6.9	8.8
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> ) :	2.209	2.265	2.234	2.157
Humedad al 100% de Sat. (%) :	9.3	8.2	8.8	10.4



Fración gruesa

- Retenido en el tamiz 3/4" : 35.3 %
- Contenido de humedad : 0.7 %
- Gravedad de sólidos : 2.657

Corrección por grava (ASTM - D 4718)  
Humedad corregida : 3.5 %  
Densidad seca corregida : 2.389 g/cm<sup>3</sup>

Resultados  
**O. C. H. = 5 %**  
**M. D. S. = 2.265 g/cm<sup>3</sup>**

Observación : La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante.

*David Luna Durán*  
**DAVID LUNA DURÁN**  
INGENIERO CIVIL - CIP 43988  
JEFE DEL LAB. GEOTÉCNICO



Nombre del Proyecto: **Investigación de Muros a Escala**

Cliente: ---

Nº de muestra / Prof (m): **Afirmado**

Nº Informe de Lab: **LAB-13.10.028**

Descripción / Zona: **Afirmado / Investigación de Muros a Escala**

Nº de Proyecto: ---

Solicitado por: **Harold Mantilla**

Fecha: 11-abr-13

Ubicación: **Lima**


Clasificación SUCS: **GP-GC**

**Estado : Remoldeado**

Etapa de consolidación		Inicio	Final
Altura	(cm)	20,90	20,86
Diámetro	(cm)	10,04	10,00
Humedad	(%)	5,00	9,76
Densidad seca	(g/cm <sup>3</sup> )	2,020	2,040

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	177	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	25	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	$\mu$ (kPa)	$p$ (kPa)	$q$ (kPa)	$p'$ (kPa)	$q'$ (kPa)	$q'/p'$	$(\sigma'_1/\sigma'_3)$
0,00	0	0	25,0	0,0	25,00	0,0	0,00	1,00
0,05	24	0	37,0	12,0	36,99	12,0	0,32	1,96
0,10	38	0	43,9	18,9	43,93	18,9	0,43	2,51
0,25	47	0	48,3	23,3	48,31	23,3	0,48	2,86
0,50	63	1	56,4	31,4	55,73	31,4	0,56	3,58
0,75	70	1	60,1	35,1	59,41	35,1	0,59	3,89
1,00	78	1	63,8	38,8	63,07	38,8	0,61	4,19
1,25	81	1	65,5	40,5	64,85	40,5	0,63	4,33
1,50	82	1	66,1	41,1	65,37	41,1	0,63	4,38
1,75	84	1	67,2	42,2	66,50	42,2	0,63	4,47
2,00	84	1	67,1	42,1	66,40	42,1	0,63	4,46
2,50	85	1	67,5	42,5	66,11	42,5	0,64	4,60
3,00	86	1	67,9	42,9	66,50	42,9	0,64	4,63
4,00	87	2	68,7	43,7	66,58	43,7	0,66	4,81
5,00	88	3	68,8	43,8	66,04	43,8	0,66	4,94
6,00	89	3	69,5	44,5	66,76	44,5	0,67	5,00
7,00	90	3	70,2	45,2	66,77	45,2	0,68	5,20
8,00	91	3	70,3	45,3	66,87	45,3	0,68	5,21
9,00	91	3	70,4	45,4	66,95	45,4	0,68	5,21
10,00	92	3	71,0	46,0	67,59	46,0	0,68	5,27
11,00	92	3	71,1	46,1	67,64	46,1	0,68	5,28
12,00	91	4	70,6	45,6	66,43	45,6	0,69	5,37
13,00	91	4	70,6	45,6	66,46	45,6	0,69	5,37
14,00	92	5	71,2	46,2	66,33	46,2	0,70	5,58

  
**Anddes Asociados S.A.C.**  
**Carlos H. Solo Morote**  
**Jefe Lab. Geotécnico**  
**CIP. 87545**

**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

11-abr-13

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: **Investigación de Muros a Escala**

Cliente: ---

Nº de muestra / Prof (m): **Afirmado**

Nº Informe de Lab: **LAB-13.10.028**

Descripción / Zona: **Afirmado / Investigación de Muros a Escala**

Nº de Proyecto: **—**

Solicitado por: **Harold Mantilla**

Fecha: **11-abr-13**

Ubicación: **Lima**


Clasificación SUCS: **GP-GC**

**Estado : Remoldeado**

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,83
Diámetro (cm)	10,04	9,98
Humedad (%)	5,00	9,30
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	2,020	2,052

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	202	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	50	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	$\mu$ (kPa)	$p$ (kPa)	$q$ (kPa)	$p'$ (kPa)	$q'$ (kPa)	$q'/p'$	$(\sigma'_1/\sigma'_3)$
0,00	0	0	50,0	0,0	50,00	0,0	0,00	1,00
0,05	33	0	66,4	16,4	66,41	16,4	0,25	1,66
0,10	43	0	71,5	21,5	71,45	21,5	0,30	1,86
0,25	67	1	83,4	33,4	82,70	33,4	0,40	2,35
0,50	107	1	103,4	53,4	102,03	53,4	0,52	3,20
0,75	134	2	117,1	67,1	115,00	67,1	0,58	3,80
1,00	148	2	123,8	73,8	121,71	73,8	0,61	4,08
1,25	160	2	129,8	79,8	127,76	79,8	0,62	4,33
1,50	169	3	134,6	84,6	131,85	84,6	0,64	4,58
1,75	175	3	137,5	87,5	134,73	87,5	0,65	4,70
2,00	176	3	137,9	87,9	135,13	87,9	0,65	4,72
2,50	177	3	138,7	88,7	135,22	88,7	0,66	4,81
3,00	179	3	139,4	89,4	135,99	89,4	0,66	4,84
4,00	186	3	142,8	92,8	139,32	92,8	0,67	4,99
5,00	186	4	143,0	93,0	138,86	93,0	0,67	5,06
6,00	185	4	142,6	92,6	138,47	92,6	0,67	5,04
7,00	186	4	142,8	92,8	138,66	92,8	0,67	5,05
8,00	186	4	143,0	93,0	138,83	93,0	0,67	5,05
9,00	185	1	142,5	92,5	141,84	92,5	0,65	4,75
10,00	185	1	142,6	92,6	141,27	92,6	0,66	4,81
11,00	187	1	143,3	93,3	141,93	93,3	0,66	4,84
12,00	188	1	143,9	93,9	142,55	93,9	0,66	4,86
13,00	189	2	144,5	94,5	142,44	94,5	0,66	4,94
14,00	189	2	144,5	94,5	142,44	94,5	0,66	4,94

  
**Anddes Asociados S.A.C.**  
**Carlos H. Solo Morote**  
**Jefe Lab. Geotécnico**  
**CIP: 87545**

**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

11-abr-13

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: **Investigación de Muros a Escala**

Cliente: ---

 Nº de muestra / Prof (m): **Afirmado**

 Nº Informe de Lab: **LAB-13.10.028**

 Descripción / Zona: **Afirmado / Investigación de Muros a Escala**

Nº de Proyecto: ---

 Solicitado por: **Harold Mantilla**


 Fecha: **11-abr-13**

 Ubicación: **Lima**
**Clasificación SUCS: GP-GC**
**Estado : Remoldeado**

Etapa de consolidación		Inicio	Final
Altura	(cm)	20,90	20,85
Diámetro	(cm)	10,04	9,96
Humedad	(%)	5,00	9,29
Densidad seca	(g/cm <sup>3</sup> )	2,020	2,056

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	253	kPa
Contra presión	153	kPa
Esf. Efect. Inicial	100	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	$\mu$ (kPa)	$p$ (kPa)	$q$ (kPa)	$p'$ (kPa)	$q'$ (kPa)	$q'/p'$	$(\sigma'_1/\sigma'_3)$
0,00	0	0	100,0	0,0	100,00	0,0	0,00	1,00
0,05	42	0	120,8	20,8	120,83	20,8	0,17	1,42
0,10	58	1	129,0	29,0	128,33	29,0	0,23	1,58
0,25	97	1	148,5	48,5	147,13	48,5	0,33	1,98
0,50	133	3	166,6	66,6	163,85	66,6	0,41	2,37
0,75	160	3	180,2	80,2	177,48	80,2	0,45	2,65
1,00	184	3	191,9	91,9	189,15	91,9	0,49	2,89
1,25	201	3	200,4	100,4	196,96	100,4	0,51	3,08
1,50	212	4	205,8	105,8	201,62	105,8	0,52	3,21
1,75	225	5	212,3	112,3	207,49	112,3	0,54	3,36
2,00	233	1	216,4	116,4	215,67	116,4	0,54	3,34
2,50	260	1	229,9	129,9	228,55	129,9	0,57	3,63
3,00	278	2	239,1	139,1	236,99	139,1	0,59	3,84
4,00	297	3	248,5	148,5	245,09	148,5	0,61	4,08
5,00	310	3	254,8	154,8	251,35	154,8	0,62	4,21
6,00	318	4	259,1	159,1	254,97	159,1	0,62	4,32
7,00	318	5	259,2	159,2	254,35	159,2	0,63	4,34
8,00	323	0	261,5	161,5	261,53	161,5	0,62	4,23
9,00	334	1	267,2	167,2	266,55	167,2	0,63	4,37
10,00	343	1	271,7	171,7	270,97	171,7	0,63	4,46
11,00	346	1	273,1	173,1	271,74	173,1	0,64	4,51
12,00	355	1	277,3	177,3	275,91	177,3	0,64	4,60
13,00	357	1	278,6	178,6	277,19	178,6	0,64	4,62
14,00	361	1	280,3	180,3	278,94	180,3	0,65	4,66



Anddes Asociados S.A.C.  
 Carlos H. Solo Morote  
 Jefe Lab. Geotécnico  
 CIP: 87545

**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

11-abr-13

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Cliente: **---**

Nº de muestra / Prof (m): **Afirmado**

Nº Informe de Lab: **LAB-13.10.028**

Descripción / Zona: **Afirmado / Investigación de Muros a Escala**

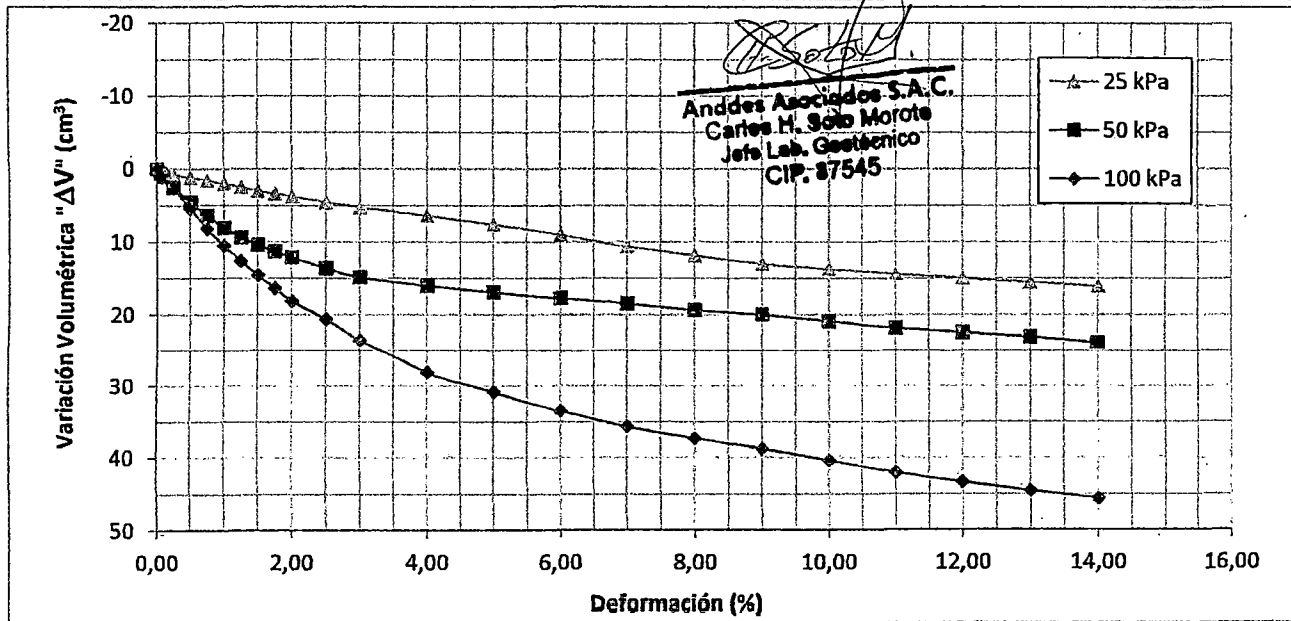
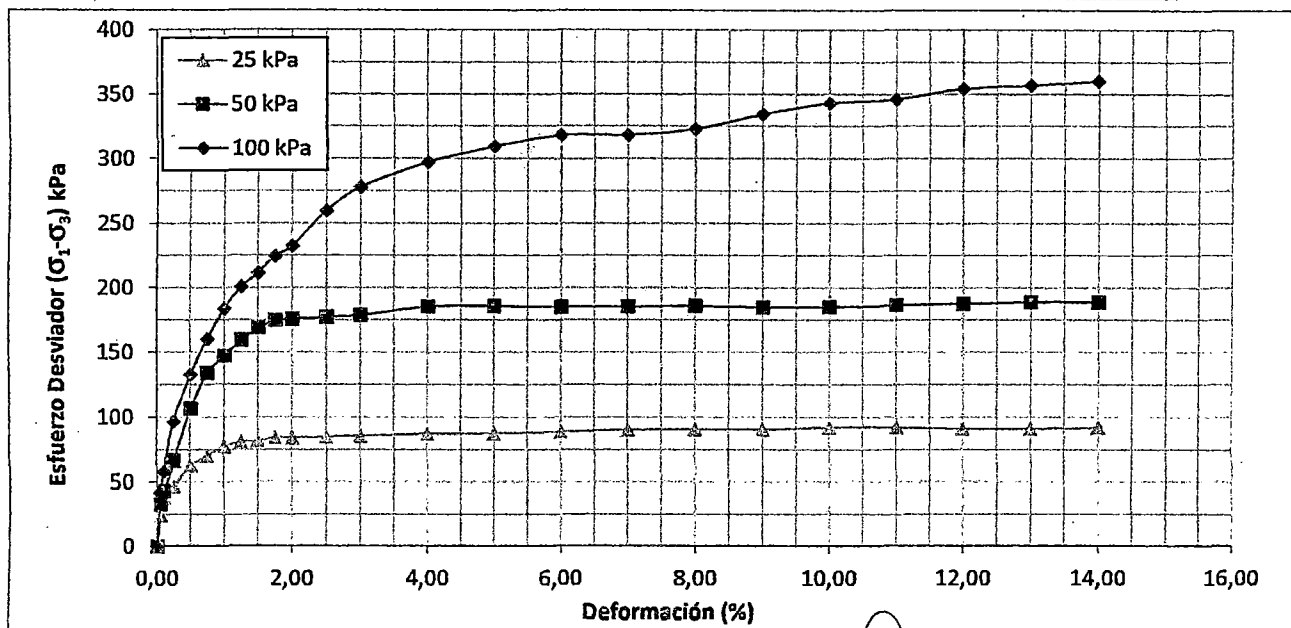
Nº de Proyecto: **---**

Solicitado por: **Harold Mantilla**

Fecha: **11-abr-13**

Ubicación: **Lima**

Clasificación SUCS: **GP-GC**



Anddes Asociados S.A.C.  
 Carlos H. Solo Morote  
 Jefe Lab. Geotécnico  
 CIP. 87545

**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

11-abr-13

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: **Investigación de Muros a Escala**

Cliente: **---**

Nº de muestra / Prof (m): **Afirmado**

Nº Informe de Lab: **LAB-13.10.028**

Descripción / Zona: **Afirmado / Investigación de Muros a Escala**

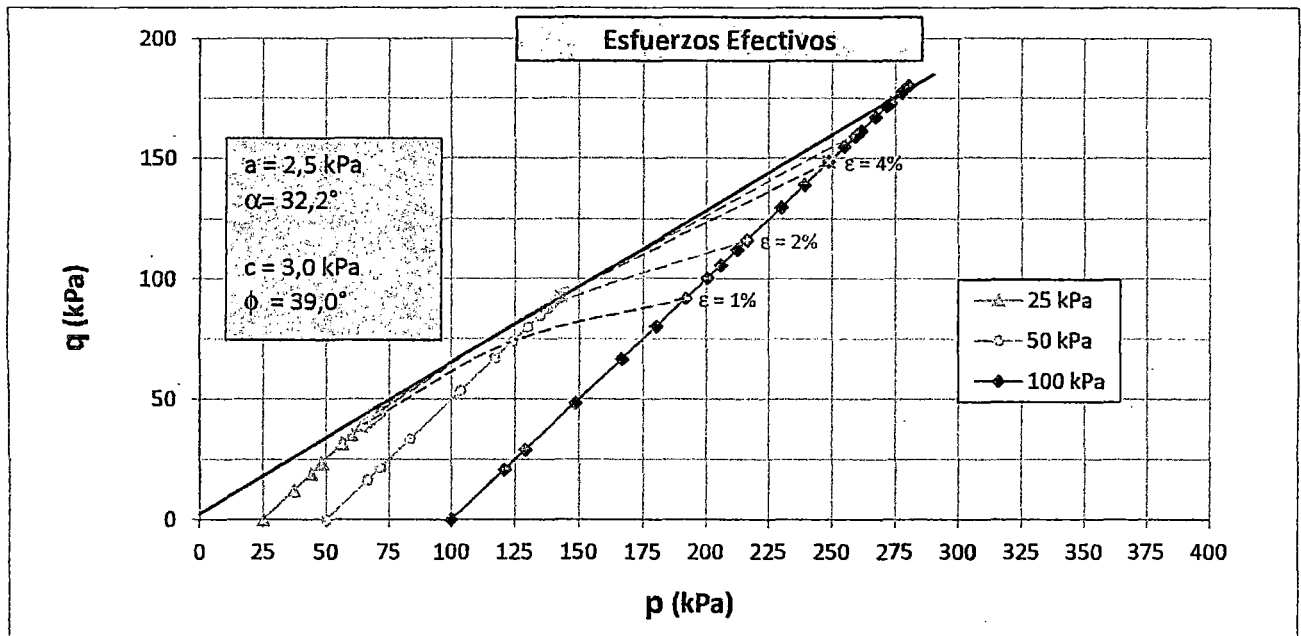
Nº de Proyecto: **---**

Solicitado por: **Harold Mantilla**

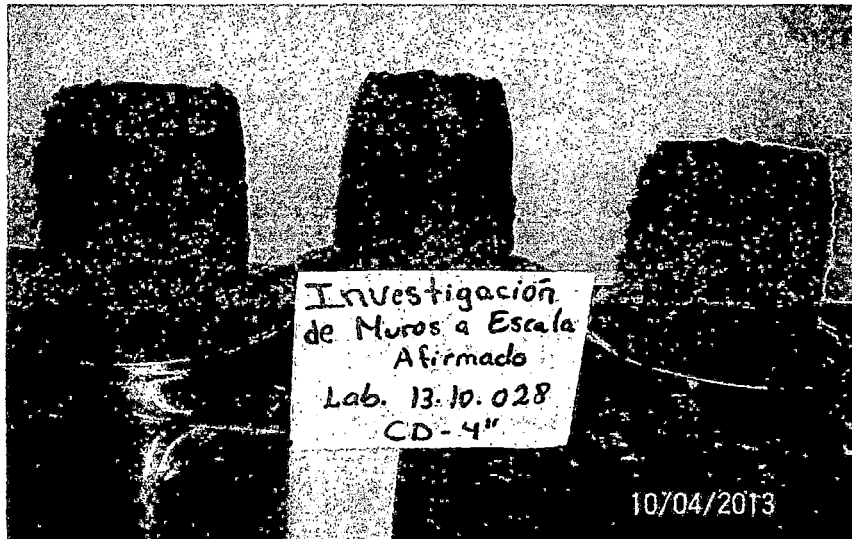
Fecha: **11-abr-13**

Ubicación: **Lima**

Clasificación SUCS: **GP-GC**



Panel Fotográfico



Anddes Asociados S.A.C.  
 Carlos H. Soto-Morote  
 Jefe Lab. Geotécnico  
 CIP. 87545

10/04/2013

**Observaciones:**

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

11-abr-13

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

## DENSIDAD DE CAMPO POR CONO DE ARENA (ASTM D-1556)

Prueba realizada por: Lyn Harold Grimaldo Mantilla Lobatón

**Proyecto:** Estudio Experimental de Cimentaciones sobre Taludes Reforzados con Geomallas

Fecha:	06/11/2012	06/11/2012	06/11/2012	06/11/2012	06/11/2012
N° de Ensayo:	SC N°1	SC N°2	SC N°3	TSR N°1	TSR N°2
Altura (m):	0.15	0.30	0.60	1.20	1.50
Locación de Prueba:	Suelo de cimentación	Suelo de cimentación	Suelo de cimentación	Talud sin reforzar 1	Talud sin reforzar.1
Densidad Arena (g/cm <sup>3</sup> ) Nivel	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33
Peso de Arena en el Cono (g)	1,658.00	1,658.00	1,658.00	1,658.00	1,658.00
<b>DENSIDAD</b>					
Peso Suelo Húmedo (g)	5,609.00	6,247.00	6,045.00	6,000.00	6,131.00
Cono + Arena Inicial (g)	8,100.00	8,218.00	8,400.00	8,362.00	8,366.00
Cono + Arena Final (g)	3,130.00	2,980.00	3,272.00	3,155.00	3,122.00
Arena Usado (Cono + Hueco) (g)	4,970.00	5,238.00	5,128.00	5,207.00	5,244.00
Arena Usado (Hueco) (g)*	3,312.00	3,580.00	3,470.00	3,549.00	3,586.00
Volumen del Hueco (cm <sup>3</sup> )	2,490.23	2,691.73	2,609.02	2,668.42	2,696.24
Densidad Húmeda (g/cm <sup>3</sup> )**	2.25	2.32	2.32	2.25	2.27
<b>CONTENIDO DE AGUA</b>					
N° de Recipiente	225	T-4	B-21	T-122	362
Peso de Recipiente (g)	201.25	166.25	197.08	211.54	155.95
Recip + Suelo Húmedo (g)	705.20	785.70	770.91	668.06	725.64
Recip + Suelo Seco (g)	686.92	750.62	745.22	640.21	691.35
Peso del Agua (g)	18.28	35.08	25.69	27.85	34.29
Peso del Suelo Seco (g)	485.67	584.37	548.14	428.67	535.40
Contenido de Humedad (%)	3.76	6.00	4.69	6.50	6.40
Densidad Seca (g/cm	2.17	2.19	2.21	2.11	2.14
MDS Corregida Proctor E. (g/cm <sup>3</sup> )	2.265	2.265	2.265	2.265	2.265
Compactación (%)	96%	97%	98%	93%	94%

\*Arena Usado (Net) = Arena Usado (Gross) - Peso de Arena en el Cono

\*\* Densidad Húmeda = Peso Suelo Húmedo / (Arena Usado (Net)/Densidad Arena)

## DENSIDAD DE CAMPO POR CONO DE ARENA (ASTM D-1556)

Prueba realizada por: Lyn Harold Grimaldo Mantilla Lobatón

**Proyecto:** Estudio Experimental de Cimentaciones sobre Taludes Reforzados con Geomallas

Fecha:	08/11/2012	08/11/2012			
N° de Ensayo:	TSR2 N°1	TSR2 N°2			
Altura (m):	1.50	1.60			
Locación de Prueba:	Suelo de cimentación	Suelo de cimentación			
Densidad Arena (g/cm <sup>3</sup> ) Nivel	1.33	1.33			
Peso de Arena en el Cono (g)	1,658.00	1,658.00			
<b>DENSIDAD</b>					
Peso Suelo Húmedo (g)	4,700.00	4,261.00			
Cono + Arena Inicial (g)	8,255.00	8,389.00			
Cono + Arena Final (g)	3,738.00	4,010.00			
Arena Usado (Cono + Hueco) (g)	4,517.00	4,379.00			
Arena Usado (Hueco) (g)*	2,859.00	2,721.00			
Volumen del Hueco (cm <sup>3</sup> )	2,149.62	2,045.86			
Densidad Húmeda (g/cm <sup>3</sup> )**	2.19	2.08			
<b>CONTENIDO DE AGUA</b>					
N° de Recipiente	A118	301			
Peso de Recipiente (g)	152.39	153.10			
Recip + Suelo Húmedo (g)	749.76	700.56			
Recip + Suelo Seco (g)	714.97	676.60			
Peso del Agua (g)	34.79	23.96			
Peso del Suelo Seco (g)	562.58	523.50			
Contenido de Humedad (%)	6.18	4.58			
Densidad Seca (g/cm	2.06	1.99			
MDS Corregida Proctor E. (g/cm <sup>3</sup> )	2.265	2.265			
Compactación (%)	91%	88%			

\*Arena Usado (Net) = Arena Usado (Gross) - Peso de Arena en el Cono

\*\* Densidad Húmeda = Peso Suelo Húmedo / (Arena Usado (Net)/Densidad Arena)



**ANEXO C**

**DETALLE DE CÁLCULO DEL  
FACTOR DE SEGURIDAD PARA  
TALUDES REFORZADOS EN EL  
PROGRAMA SLIDE VERSIÓN 6.0**

## MÉTODO DE CÁLCULO DE SUPERFICIE CRÍTICA PROGRAMA SLIDE VERSIÓN 6.0

### 1.1 MÉTODO DE FELLENIUS

La gran mayoría de los métodos de equilibrio límite utilizados en la actualidad, se basan en el denominado método de las rebanadas o dovelas, propuesto por Fellenius, el cual consiste en dividir la masa del suelo potencialmente deslizante, en rebanadas verticales (ver Figura N° 1.1).

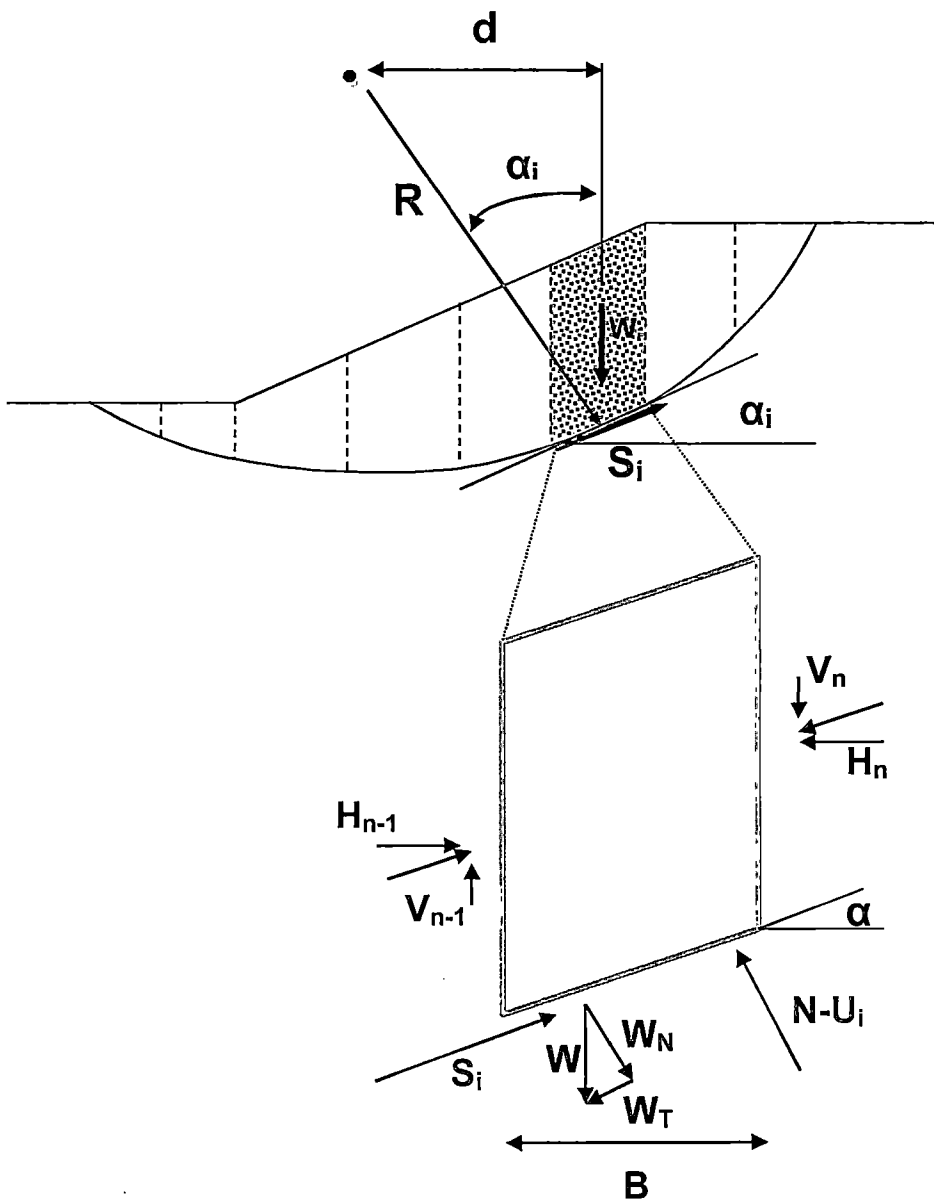


Figura N° 1.1 Esquema del método de Fellenius

De acuerdo a la Figura N° 1.1, tenemos que:

- $W_N$  :  $W \cdot \cos\alpha$
- $W_T$  :  $W \cdot \sin\alpha$
- $U_i$  :  $\mu \cdot B$
- $W$  : Peso de la dovela
- $W_N$  : Componente normal del peso de la dovela
- $W_T$  : Componente tangencial del peso de la dovela
- $N$  : Reacción normal del suelo sobre la dovela
- $\mu$  : Presión de poros
- $U_i$  : Fuerza producida por la presión de poros
- $B$  : Base de la dovela
- $c$  : Cohesión del suelo
- $\phi$  : Ángulo de fricción del suelo
- $\alpha$  : Ángulo de la superficie de falla de la dovela
- $S_i$  : Resistencia al corte del terreno =  $c \cdot B + (W \cdot \cos\alpha - \mu \cdot B) \cdot \tan\phi$
- $H_{n/n-1}$  : Fuerzas horizontales de interacción entre dovelas
- $V_{n/n-1}$  : Fuerzas verticales de interacción entre dovelas
- $FS$  : Factor de seguridad

A partir del diagrama de fuerzas ilustrado en la Figura N° 1.1, se calcula el equilibrio de cada una de las dovelas, para analizar el equilibrio global del talud, el cual está expresado mediante un Factor de Seguridad (FS), que se define como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos actuantes.

Observándose la Figura N° 1.1, se puede apreciar que el peso de la dovela ( $W$ ) se descompone en una componente tangencial ( $W_T$ ) y otra componente normal ( $W_N$ ), paralela y perpendicular a la base de la dovela, respectivamente.

La componente tangencial ( $W_T$ ), origina una fuerza cortante aplicada a lo largo de la base de la dovela y en dirección contraria a la resistencia al corte ( $S_i$ ) del suelo. Mientras que la componente normal  $W_N$  actúa de manera perpendicular a la base de la dovela, a la cual se opone la reacción normal resultante ( $N-U_i$ ) del suelo que se encuentra en la base de la dovela.

Las fuerzas V y H, con sus respectivos subíndices, definen la interacción entre las rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos; el método de Fellenius no considera estas fuerzas en el cálculo del Factor de Seguridad.

Por lo tanto el factor de seguridad para el método de Fellenius se expresa de acuerdo a la ecuación 1.1:

$$FS = \frac{\Sigma(c.B + (W.\cos\alpha - u.B).\tan\phi)}{\Sigma W.\sin\alpha} \quad (1.1)$$

Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar fuerzas adicionales tales como: sobrecargas (edificios, etc), fuerzas de infiltración a través de la masa de suelo, acciones sísmicas, etc.

Se realiza el cálculo para una gran cantidad de superficies potenciales de falla, repitiendo el mismo procedimiento hasta llegar a un FS mínimo, la superficie así determinada, se define como la superficie más crítica, es decir aquella a través de la cual se producirá la falla. Dado que este método está implementado en el programa SLIDE (Rocscience, 2010) versión 6.0, el procesamiento es prácticamente instantáneo, y permite analizar un gran número de alternativas, por lo que el valor mínimo de FS puede acotarse dentro de un intervalo razonablemente aceptable en un tiempo muy corto.

#### 1.1.1 Características del Método de Fellenius

- Primer método de dovelas en ser ampliamente aceptado. Ignora las fuerzas entre dovelas a fin de convertir el problema en estáticamente determinado.
- Considera el peso (W) del suelo, y la presión de poros (u).
- Es el más simple de todos los métodos de dovelas y a la vez el más conservador, proporciona el Factor de Seguridad (FS) más bajo.
- Se aplica solo a superficies circulares.
- Ecuación gobernante:

$$\Sigma M_E = \Sigma M_D$$

- $M_E$  = Momentos estabilizadores, son generados por la resistencia al corte en la superficie de la rotura.
- $M_D$  = Momentos desestabilizadores, son generados por el peso del terreno incluyendo el peso del agua.

## 1.2 CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO DEBIDO A LA INCLUSIÓN DE REFUERZOS EN SLIDE

A continuación se presenta una descripción general de la implementación de elementos de refuerzo en el programa SLIDE.

### 1.2.1 Intersección con la superficie de falla

En primer lugar, para que los refuerzos tengan algún efecto sobre el factor de seguridad para una superficie de falla dada, el refuerzo debe intersectar dicha superficie de falla. Si el refuerzo no intersecta dicha superficie de falla, no se aplicará ninguna fuerza adicional, y el refuerzo no tendrá efecto alguno en el factor de seguridad de dicha superficie (ver Figura N° 1.2 y Figura N° 1.3).

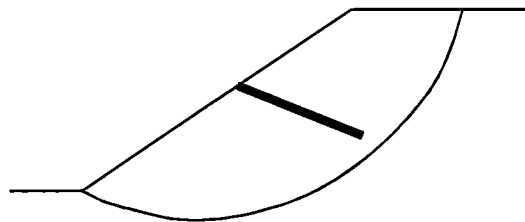


Figura N° 1.2 Refuerzo que no intersecta la superficie de falla, no existe efecto en el factor de seguridad (Rocscience, Tutorial\_06\_Support)

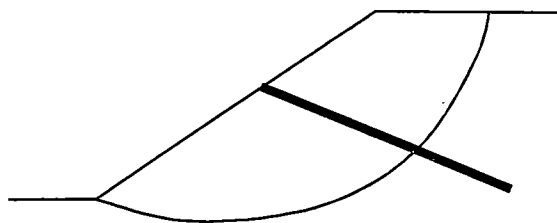


Figura N° 1.3 Refuerzo que intersecta la superficie de falla, se aplica la fuerza de tracción del refuerzo (Rocscience, Tutorial\_06\_Support)

### 1.2.2 Ubicación de la fuerza inducida por el refuerzo

Cuando un refuerzo intersecta una superficie de falla, se aplica una fuerza en el punto de intersección entre la superficie de falla y el refuerzo (por ejemplo: en la base de una dovela). La fuerza aplicada es lineal, con unidades de fuerza por unidad de longitud (kN/m) (ver Figura N° 1.4).

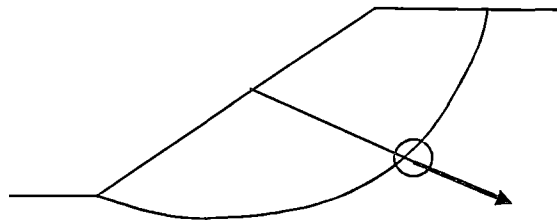


Figura N° 1.4 Aplicación de fuerza de tracción del refuerzo en el punto de intersección refuerzo-superficie (Rocscience, Tutorial\_06\_Support)

### 1.2.3 Orientación de la fuerza inducida por el refuerzo

La orientación de la fuerza inducida por el refuerzo, depende del tipo de refuerzo seleccionado.

- Para geotextiles, la fuerza puede ser aplicada de 4 formas: (1) tangencial a la superficie de falla, (2) paralela a la dirección del refuerzo, (3) en la dirección bisectriz a la dirección tangencial y paralela, (4) ángulo definido por el usuario (ver Figura N° 1.5).

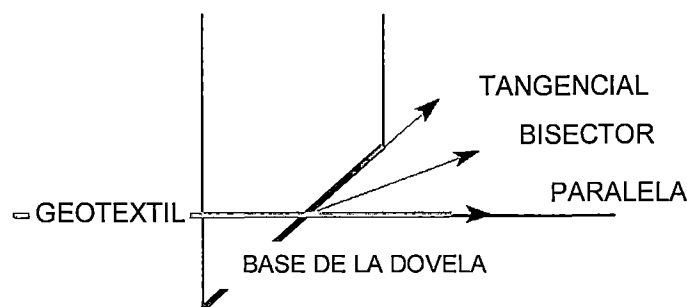


Figura N° 1.5 Orientación de la fuerza inducida por el refuerzo para un elemento Geotextil en SLIDE (SLIDE 6.0, help manual)

#### 1.2.4 Magnitud de la fuerza inducida por el refuerzo

La magnitud de la fuerza inducida por el refuerzo depende de las propiedades del mismo, estas propiedades son necesarias para definir el diagrama de fuerzas del refuerzo. El diagrama de fuerzas del refuerzo representa la fuerza disponible que el refuerzo puede aplicar a la masa deslizante, en cualquier punto a lo largo de la longitud del elemento de refuerzo (ver Figura N° 1.6).

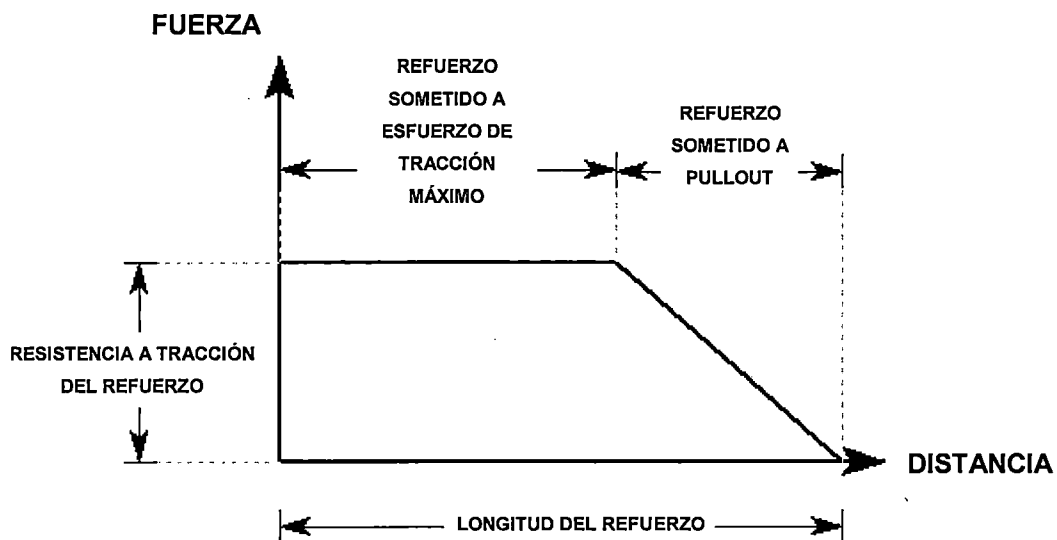


Figura N° 1.6 Diagrama de fuerzas para un elemento geotextil en SLIDE (SLIDE 6.0, help manual)

En SLIDE, la magnitud de la fuerza inducida por el refuerzo depende del diagrama de fuerzas y el punto en el cual se intersecta el refuerzo y la superficie de falla.

#### 1.2.5 Refuerzos activos y pasivos

La diferencia principal entre los refuerzos activos y pasivos implementados en SLIDE se explica de la siguiente manera:

Se asume que los refuerzos activos actúan de tal forma que disminuyen las fuerzas actuantes resultantes directamente en el cálculo del factor de seguridad:

$$F = \frac{\text{Fuerzas o momentos resistentes} + T_N \tan \phi}{\text{Fuerzas o momentos actuantes} - T_S} \quad (1.2)$$

Por otro lado, se asume que los refuerzos pasivos incrementan la fuerza resistente debido a una resistencia al corte adicional inducido por el refuerzo:

$$F = \frac{\text{Fuerzas o momentos resistentes} + T_N \tan \phi + T_S}{\text{Fuerzas o momentos actuantes}} \quad (1.3)$$

Donde:

$T_N \tan \phi$  : Componente normal, de la fuerza aplicada en la base de la dovela, debido al refuerzo.

$T_S$  : Componente tangencial o de corte, de la fuerza aplicada en la base de la dovela, debido al refuerzo.

De acuerdo al manual de ayuda del programa SLIDE, los pernos de anclaje o soil nails, así como, los geosintéticos (geotextiles, geomallas), se deben considerar como soportes pasivos, ya que, solo desarrollan resistencia a la tracción luego de haber ocurrido algún desplazamiento o movimiento del talud. Además en el Manual de SLIDE se menciona que, los factores de seguridad utilizando refuerzos pasivos, resultan más bajos comparados con un soporte activo.

### 1.3 FACTOR DE SEGURIDAD EN ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONSIDERANDO ELEMENTOS DE REFUERZO

De acuerdo a la implementación de elementos de refuerzo en el programa SLIDE, los factores de seguridad calculados mediante los métodos de equilibrio límite disponibles en el mismo, son modificados por las componentes normal ( $T_N \tan \phi$ ) y tangencial ( $T_S$ ) inducidas por el refuerzo.

Basándose en el párrafo anterior el cálculo del factor de seguridad para una superficie potencial de falla utilizando el método de Fellenius y considerando refuerzos pasivos (geotextiles, geomallas, etc.) está representado por la ecuación del factor de seguridad del método de Fellenius sin refuerzo (ecuación



1.1) adicionándole al numerador las componentes normal y tangencial de la fuerza inducida por el refuerzo (ver ecuación 1.4).

$$FS = \frac{\Sigma(c.B + (W.\cos\alpha - u.B).\tan\phi) + T_N \tan\phi + T_S}{\Sigma W.\sin\alpha} \quad (1.4)$$