



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE BLOQUES SEGMENTALES

Eddi David Bonilla Pensabene

Asesorado por el Ing. Carlos Alberto Urizar Lima

Guatemala, noviembre de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE BLOQUES SEGMENTALES.

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

EDDI DAVID BONILLA PENSABENE
ASESORADO POR EL ING. CARLOS ALBERTO URIZAR LIMA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía.
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Renzo Gracioso Sierra
EXAMINADOR	Ing. Alfredo Beber Aceituno
EXAMINADOR	Ing. Evelyn Morales Ramírez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE BLOQUES SEGMENTALES,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 3 de septiembre de 2009.

Eddi David Bonilla Pensabene

Ciudad de Guatemala, 25 de Septiembre del 2009

Respetables
Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Ing. Leonel Montenegro
Escuela de Ingeniería Civil
Universidad de San Carlos de Guatemala
Ciudad de Guatemala.-

Me es grato saludar a distinguidas personalidades y me permito exponer,

Yo Carlos Alberto Urizar Lima, quien me identifico con el numero de colegiado 3867, y estoy aprobando el trabajo de graduación “Diseño de Muros de Contención Segmentales”, expuesta por el estudiante de cierre Eddi David Bonilla Pensabene.

Les rectifico que he ayudado a Eddi Bonilla a realizar el trabajo de graduación mencionado, de la cual revisé y lo apruebo como una herramienta para diseñar este tipo de muro de contención. Asi mismo menciono que tengo conocimiento de este sistema porque lo he estudiado desde hace varioa años y el cual viaje a estado unidos para formarme en este proyecto de ingeniería civil.

Sin otro particular, suscribo de ustedes



Carlos Alberto Urizar Lima
Colegiado Activo 3867
Ingeniero Civil



Guatemala,
21 de octubre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

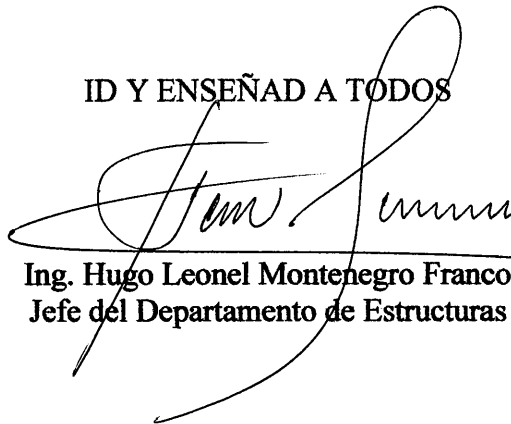
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE BLOQUES SEGMENTÁLES**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Eddi David Bonilla Pensabene, quien contó con la asesoría del Ing. Carlos Alberto Urizar Lima.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Carlos Alberto Urizar Lima y Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco, al trabajo de graduación del estudiante Eddi David Bonilla Pensabene, titulado DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE BLOQUES SEGMENTALES, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Mnsor



Guatemala, noviembre 2009

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.476.2009

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE BLOQUES SEGMENTALES**, presentado por el estudiante universitario **Eddi David Bonilla Pensabene**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Oswaldo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, noviembre de 2009



/gdech

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS A:

DIOS

Por las divinidades regaladas en todo el transcurso de mi vida que me permiten obtener este triunfo, y por las bendiciones que me da en todo momento.

PADRES

Edgar Fernando Bonilla Morales

Vylma Ruby Pensabene Rodas

Por el apoyo incondicional y su amor; con el me fue posible alcanzar esta meta.

HERMANOS

Arq. Edgar Augusto Bonilla Pensabene

Lic. Allan Fernando Bonilla Pensabene

Por su cariño, apoyo y consejos.

TÍOS

Cecile Pensabene, Rodolfo Bonilla, Jaime Pensabene, Ana María Méndez.

MIS AMIGOS

Javier, Antonio, Lorena, Pamela, Pili y a todas aquellas personas que estuvieron apoyándome en el transcurso de la universidad.

MI EMPRESA

MONOLIT, S.A., por su apoyo en la culminación del trabajo de graduación, especial a cada persona que me ayuda día a día.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	III
GLOSARIO	V
RESUMEN	VII
OBJETIVOS	IX
INTRODUCCIÓN	XI
DESARROLLO DEL TEMA	XIII
1. ANTECEDENTES GENERALES	01
1.1. Historia de los muros segmentales	01
1.1.1. Sus inicios	01
1.1.2. Tipos de muros	03
1.1.3. Aplicación del muro segmental	04
1.1.4. Ejemplos de sistemas actuales	04
2. PRODUCCIÓN DEL BLOCK SEGMENTAL	07
2.1. Normas para la producción del muro segmental	07
2.1.1. Normas de referencia aplicadas a fabricación	07
3. MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTAL	11
3.1. Conceptos y definiciones	11
3.1.1. Características del suelo	11
3.1.2. Fallas de muro de retención	13
3.1.3. Tipos de muro de retención	15
3.1.4. Fuerzas que actúan en los muros	18
3.1.5. Estado del suelo	18
3.1.6. Zona activa y pasiva	20
3.1.7. Coeficiente de presión	21
3.1.8. Fuerza activa en el muro	23
3.1.9. Análisis bi-dimensional	25
3.1.10. Calculando la unidad de medida efectiva	26

3.1.11. Factores de seguridad	28
3.2. Técnicas básicas de diseño	29
3.2.1. Introducción	29
3.2.2. Muros de gravedad simple	29
3.2.3. Muros de amarre	35
3.2.4. Paredes de gravedad coherente	40
3.3. Sobrecarga	62
3.3.1. Introducción	62
3.3.2. Sobrecargas de muros de gravedad simple	64
3.3.3. Sobrecargas de muros de gravedad coherente	67
3.3.4. Muros escalonados o en terrazas	76
3.4. Pendiente de relleno	78
3.4.1. Introducción	78
3.4.2. Muro de gravedad simple con inclinación trasera	78
3.4.3. Muro de gravedad coherente con inclinación trasera	80
3.5. Compuestos de estabilidad interna	86
3.5.1. Introducción	86
3.5.2. Metodología de diseño	87
3.5.3. Factor de seguridad de ICS	88
3.5.4. Suelo deslizante y fuerzas resistentes	88
3.5.5. Sobrecarga y fuerza sísmica	91
3.5.6. Contribución de la geomalla	92
3.5.7. Parte frontal del muro	94
3.5.8. Factores de seguridad y propuestas de diseño	95
4. EJEMPLO DE DISEÑO	97
CONCLUSIONES	107
RECOMENDACIONES	109
BIBLIOGRAFÍA	111
ANEXO	113

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Fuerzas que actúan sobre los muros	18
2	Presiones relativas para los tres estados del suelo	19
3	Superficie de fracaso teórica	21
4	Definición para la fuerza activa por la ecuación de Coulomb's	22
5	Efecto de la fricción en la pared de fuerza activa	23
6	Distribución de presión activa en una pared retenida	24
7	Diagrama esquemático de gravedad simple que retiene la pared	30
8	Diagrama de retener la pared para el análisis de refuerzo trasero	35
9	Ejemplo 2-3 Muro gravedad coherente	41
10	Diagrama de cuerpo libre de una pared de gravedad coherente	45
11	Análisis de cuerpo libre para la presión productiva.	46
12	Especificación de las capas de malla	52
13	Línea de tensión máxima en muros de gravedad coherentes	61
14	Muro de retención por gravedad con sobrecarga	63
15	Diagrama de cuerpo libre de un simple muro con sobrecarga	66
16	Localización de sobrecargas en un muro coherente	68
17	Muro de gravedad coherente con sobrecarga	74
18	Distribución de presión con el peso y sobrecarga	75
19	Muro escalonado	78
20	Muro de gravedad coherente con inclinación trasera	80
21	Línea de tensión máxima en un muro de gravedad coherente	85
22	Efecto de inclinación trasera dentro del espacio de geomalla	85
23	Diagrama de los componentes de la estabilidad interna	89

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

PHILOSOPHY

1	Introduction	1
2	1. The Philosophy Department	2
3	2. The Philosophy Program	3
4	3. The Philosophy Faculty	4
5	4. The Philosophy Students	5
6	5. The Philosophy Library	6
7	6. The Philosophy Center	7
8	7. The Philosophy Society	8
9	8. The Philosophy Association	9
10	9. The Philosophy Institute	10
11	10. The Philosophy Foundation	11
12	11. The Philosophy Trust	12
13	12. The Philosophy Endowment	13
14	13. The Philosophy Scholarship	14
15	14. The Philosophy Fellowship	15
16	15. The Philosophy Prize	16
17	16. The Philosophy Award	17
18	17. The Philosophy Medal	18
19	18. The Philosophy Honorary	19
20	19. The Philosophy Distinguished	20
21	20. The Philosophy Eminent	21
22	21. The Philosophy Distinguished	22
23	22. The Philosophy Eminent	23
24	23. The Philosophy Distinguished	24
25	24. The Philosophy Eminent	25
26	25. The Philosophy Distinguished	26
27	26. The Philosophy Eminent	27
28	27. The Philosophy Distinguished	28
29	28. The Philosophy Eminent	29
30	29. The Philosophy Distinguished	30
31	30. The Philosophy Eminent	31
32	31. The Philosophy Distinguished	32
33	32. The Philosophy Eminent	33
34	33. The Philosophy Distinguished	34
35	34. The Philosophy Eminent	35
36	35. The Philosophy Distinguished	36
37	36. The Philosophy Eminent	37
38	37. The Philosophy Distinguished	38
39	38. The Philosophy Eminent	39
40	39. The Philosophy Distinguished	40
41	40. The Philosophy Eminent	41
42	41. The Philosophy Distinguished	42
43	42. The Philosophy Eminent	43
44	43. The Philosophy Distinguished	44
45	44. The Philosophy Eminent	45
46	45. The Philosophy Distinguished	46
47	46. The Philosophy Eminent	47
48	47. The Philosophy Distinguished	48
49	48. The Philosophy Eminent	49
50	49. The Philosophy Distinguished	50
51	50. The Philosophy Eminent	51
52	51. The Philosophy Distinguished	52
53	52. The Philosophy Eminent	53
54	53. The Philosophy Distinguished	54
55	54. The Philosophy Eminent	55
56	55. The Philosophy Distinguished	56
57	56. The Philosophy Eminent	57
58	57. The Philosophy Distinguished	58
59	58. The Philosophy Eminent	59
60	59. The Philosophy Distinguished	60
61	60. The Philosophy Eminent	61
62	61. The Philosophy Distinguished	62
63	62. The Philosophy Eminent	63
64	63. The Philosophy Distinguished	64
65	64. The Philosophy Eminent	65
66	65. The Philosophy Distinguished	66
67	66. The Philosophy Eminent	67
68	67. The Philosophy Distinguished	68
69	68. The Philosophy Eminent	69
70	69. The Philosophy Distinguished	70
71	70. The Philosophy Eminent	71
72	71. The Philosophy Distinguished	72
73	72. The Philosophy Eminent	73
74	73. The Philosophy Distinguished	74
75	74. The Philosophy Eminent	75
76	75. The Philosophy Distinguished	76
77	76. The Philosophy Eminent	77
78	77. The Philosophy Distinguished	78
79	78. The Philosophy Eminent	79
80	79. The Philosophy Distinguished	80
81	80. The Philosophy Eminent	81
82	81. The Philosophy Distinguished	82
83	82. The Philosophy Eminent	83
84	83. The Philosophy Distinguished	84
85	84. The Philosophy Eminent	85
86	85. The Philosophy Distinguished	86
87	86. The Philosophy Eminent	87
88	87. The Philosophy Distinguished	88
89	88. The Philosophy Eminent	89
90	89. The Philosophy Distinguished	90
91	90. The Philosophy Eminent	91
92	91. The Philosophy Distinguished	92
93	92. The Philosophy Eminent	93
94	93. The Philosophy Distinguished	94
95	94. The Philosophy Eminent	95
96	95. The Philosophy Distinguished	96
97	96. The Philosophy Eminent	97
98	97. The Philosophy Distinguished	98
99	98. The Philosophy Eminent	99
100	99. The Philosophy Distinguished	100

GLOSARIO

Estabilidad externa.	Existe cuando el sistema entero del muro actúa como una estructura coherente para satisfacer el análisis estándar de los muros de gravedad.
Estabilidad global.	Análisis de ingeniería de la balanza global de una cuesta o una ladera.
Estabilidad interna.	Se refiere a la habilidad del refuerzo, combinando la fuerza interna del suelo para sostener la masa del suelo junta y para que funcione como una sola unidad.
Geomalla.	Fibras sintéticas flexibles, fabricadas especialmente para estabilizar pendientes y para retención de tierra.
ICS.	Compuesto interno de estabilidad. (traducción al español).
Inclinación.	La cantidad que el muro recuesta en la colina.
Muro de gravedad.	Muro que depende solamente de su propio peso para funcionar.
Sobrecarga.	Cualquier peso añadido por encima del muro.

RESUMEN

Los muros segmentales son aplicaciones de la ingeniería civil, que proporciona un soporte a los taludes, con el objetivo de dar un balance de empujes al sistema. Para diseñar este sistema es necesario evaluar en primer lugar, las dimensiones del bloque, ya que con esto obtendremos el área de relleno para el uso de un agregado para que el agua drene naturalmente. Debemos saber qué tipos de sobrecarga afectaran al muro para incluirlo en el diseño.

Un análisis completo para este tipo de muros, nos lleva a estudiar y entender cómo trabaja el sistema. El análisis de estabilidad tanto interna como externa es el que genera los factores necesarios para diseñar todo sistema, y las condiciones que contempla la estabilidad externa son: La falla por deslizamiento, por vuelco, por soporte y la falla global. Cuando hablamos del análisis de estabilidad interna, basamos nuestro calculo en los fallos: por ruptura de malla, pandeo y por retirada.

Si tuviéramos el caso que la estabilidad del talud cause inseguridad en la falla global, será necesario evaluar nuestro tipo de terreno y proporcionar un método de estabilización como anclas interiores, pilotes o cualquier otro sistema que me iguale las fuerzas que nos actúan en dicho bloque.

Es también importante, colocar un sistema de evacuación de fluidos para que este no se concentre en los suelos y nos proporcione empujes mayores a los diseñados. El mejor tipo de suelo para estos muros, es el que tiene un ángulo de fricción de 32° a 36° .

OBJETIVOS

GENERAL:

Desarrollar un manual de guías para descripción, planificación, ejecución y uso de los bloques segmentales como sistema de contención de taludes en nuestro medio constructivo, con el apoyo de una prestigiosa empresa y una gran experiencia civil.

ESPECÍFICOS:

1. Describir los conceptos teóricos como marco referencial sobre los temas a aplicar durante el desarrollo del trabajo de graduación.
2. Dar a conocer los procesos de construcción del muro de contención bloques segmentales, mediante la creación de un manual de procedimientos.
3. Realizar un análisis del bloque individual y la forma que trabaja en combinación con otros bloques iguales en un mismo sistema.
4. Proponer este sistema como una opción práctica e idónea para ciertos muros de contención de obra civil.
5. Evidenciar la buena práctica de este sistema de contención, y marcar los diferentes errores que podemos hacer en la instalación de este material.
6. Establecer el costo que genera el ejecutar un proyecto de este tipo y determinar algunos rendimientos que se establecen por ejecución de proyectos reales.
7. Difundir a nuestro medio, todo el sistema de Bloques Segmentales, para dar una alternativa vistosa y segura de estructuras de contención.

INTRODUCCIÓN

El estudio que se llevará a cabo, es parte de proyectos reales que demuestra desde el análisis inicial del material al cálculo completo del sistema de muro segmental, los aspectos que deben tomarse en cuenta para generar un buen ejercicio profesional en muros de contención de “Bloques Segmentales” y generalizar aspectos que el sistema aporta en nuestro medio. Es importante mencionar que será un proyecto tomado desde el inicio, donde se podrá observar y analizar parte por parte, y así determinar las condiciones actuales en que se trabaja este tipo de muro por gravedad. Será substancial tener visiones del Bloques Segmentales como material para profesionales del sector de la construcción, aunque en este estudio solo se realice un ejemplo, también es procedimiento para los diferentes casos que planteamos.

En el capítulo 1 se abordará el tema del Bloques Segmentales en su inicio, el cual mencionamos datos de reseña histórica de este material, ideología del sistema, el tipo de agregados usados para este bloque, aplicaciones y datos técnicos. En el capítulo 2, se dará a conocer las normativas que los bloques segmentales llevan en su construcción, mencionando las normas que son aplicables a esta producción. En el capítulo 3, se desarrollará todo el tema de muro segmental, con énfasis en diseñar este tipo de muro de contención, verificando fallas que nos afectan al diseñar este tipo de proyecto de ingeniería civil. Daremos factores de seguridad y una extensa información para que se tenga un manual de diseño acertado y funcional. Analizaremos el sistema en conjunto y veremos la estabilidad interna del sistema. En el capítulo 4, daremos un claro ejemplo de diseño de un sistema segmental con todos los pasos que vimos en el capítulo anterior con el fin de afianzar y demostrar el procedimiento que debemos tomar en este tipo de muros de contención. En los capítulos siguientes tendremos conclusiones, recomendaciones, bibliografías y anexos.

La empresa que me apoya es una de las más prestigiosas en el mercado nacional de construcción en Guatemala, y actualmente cuenta con un plan de expansión en América Central, del cual se le pretende aprovechar la tecnificación del material en la fabricación y la experiencia que tienen en supervisión de estos sistemas de contención por gravedad y reforzados. Es justa la combinación de experiencia, tecnología y capacidad de expandir el conocimiento de Bloques Segmentales como sistema constructivo en obra civil.

1. ANTECEDENTES GENERALES

1.1 Historia de los muros segmentales

1.1.1 Sus inicios

Los muros de contención iniciaron hace miles de años, con grandes proyectos como las pirámides de Egipto, la gran muralla china, el Partenón, la represa de Hoover y muchos. Todos estos proyectos han sido realizados durante la historia, demostrando en cada una de ellas, la capacidad de ingenio que tiene el ser humano.

En la historia, se han usado los muros como protección en guerras, centros sagrados y muchos otros usos que se le dan según las necesidades que en su época son factibles. En nuestro tiempo, un muro segmental es usado para mantener estable un talud que causa inseguridad en el área circundante.

El muro segmental tuvo su auge en los años 80's y 90's, porque fue cuando la ingeniería y la tecnología tomó nuevo rumbo y se desarrolló de la mano con nuevas visiones en la construcción, más inversión en pruebas de los materiales y una mejora en diseños estructurales con materiales prefabricados.

Aunque queremos indicar algunos ejemplos de muros segmentales en nuestro medio, nos es obligado mencionar proyectos de la antigüedad que influyeron a realizar este sistema de contención segmentario.

Iniciando con "La gran Muralla China" que es uno de los proyectos majestuosos, erguido por miles de presos, soldados y campesinos del siglo V antes de Cristo. Serpenteando por los valles y montañas a lo largo de 6700 kilómetros, desde el golfo de Bohai, en el mar Amarillo, hasta Jiayuguan, provincia

de Gansu, funcionaba como hacer frente a las invasiones de los pueblos del norte, y el cual llegó a tener 15,000 torres de vigilancia, no llegando a cumplir con el cometido las tropas como Genghis Kan consiguieron superarlas. Por esto perdió su funcionalidad y pasó a ser una fuente de suministro de materiales de construcción para las aldeas asentadas en sus proximidades. Fue construido con un muro doble de retención y los materiales que fueron usados son rocas gigantescas y bloques de piedra. El doble suelo entre muros es una mezcla de arcilla y grava, reforzada con ramas de tamarisco, con inclinación de 12° y una tecnología que en su época fue la más moderna.

Otra de las grandes obras, es el Partenón, situado en la Acrópolis de Atenas, Grecia, fue construido en el siglo 5to antes de Cristo como el templo dórico de Atena, la diosa griega. Este fue construido de mármol y mide 101 pies por 228 pies, y se apoya bases de piedra caliza sólida. El Partenón muestra la arquitectura de la época hasta la caída de Atenas, el Partenón es uno de los templos mejor construidos, por la estabilidad de sus muros y el soporte de los suelos obtenidos.

En todos los tiempos, y en la ingeniería actual, no pueden determinar con exactitud, el sistema constructivo de las "Pirámides de Egipto", la cual nos lleva a nuestra tercera y última reseña histórica de los muros de contención. Estas pirámides son construcciones sagradas que los egipcios realizaban para determinar que tan poderoso era el faraón que gobernaba en ese imperio. Babilonia y Egipto inspiraron a la antigua civilización griega, cuna de la ciencia moderna. 2000 años después, Galileo Galilei (1564-1642) combinó observación, experimentación y matemática para presentar la primera visión coherente de la ciencia del movimiento. Hasta entonces, el movimiento de los cuerpos había sido descrito utilizando la teoría de Aristóteles, según la cual el estado natural de un cuerpo es el reposo, y la velocidad que adquiere es proporcional a la fuerza que se aplica sobre él. Esta teoría describe adecuadamente el movimiento de un

cuerpo deslizando bajo un fuerte rozamiento, pero predice de forma equivocada que los objetos más pesados caen antes que los ligeros.

Galileo mostró que sólo cuando hay fricción (lo que lamentablemente ocurre en la mayoría de los casos) se requiere una fuerza para mantener un objeto en movimiento.

1.1.2 Tipos de muros

Los muros de contención son de varios tipos, de los cuales los mas comunes por su uso son: El muro de gravedad, el muro de Cantiliver (voladizo) y el muro de contrafuerte.

El muro de gravedad depende para su estabilidad completamente del peso propio (mampostería o en algunos casos concreto) y es suelo que se haya en ellos. Solo llevan refuerzo los muros de concreto, en los que se coloca una cantidad nominal de acero, cerca de los parámetros expuestos para evitar el agrietamiento por los cambios de temperatura.

El muro de Cantiliver, es de concreto reforzado y consiste en un brazo vertical que retiene la tierra y es mantenido en posición por una zapata (base), el peso del material sobre el talón, además el peso propio contribuye para la estabilidad del muro, como el brazo representa un voladizo vertical, su espesor requerido se incrementa rápidamente con la altura.

Por último, pero no menos importante el muro de contrafuertes, que consiste en una delgada losa exterior, usualmente vertical, apoyada a intervalos en contrafuertes espaciados a distancias ligeramente mayores o iguales a la mitad de la altura del muro. Tanto la losa como los contrafuertes están conectados a la base, y el espacio que queda arriba de la base y entre los contrafuertes se rellena con el suelo. Todas las losas deben ser reforzadas.

El muro segmental entra en el primer grupo, el cual es un muro de gravedad porque depende del peso del bloque y el relleno que provoca el contra empuje del suelo, que a su vez nos da la estabilidad buscada para un sistema de retención.

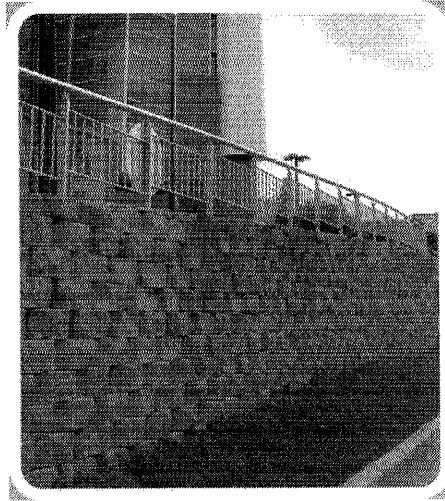
1.1.3 Aplicaciones del muro segmental

Los muros segmentales pueden ser usados en todos los ambientes que podamos requerir. Puede ser en un clima frío como Canadá, o en un clima con temperaturas altas como Brasil. En nuestro medio, es altamente aconsejable por la maniobrabilidad que se tiene con este bloque y hasta podemos colocarlo en orillas de algún lago.

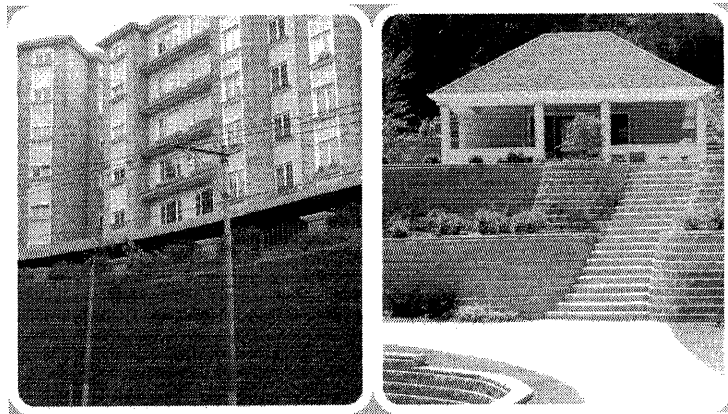
La diferencia que existe entre colocar nuestro sistema en un lago, es que en lugar de utilizar geomalla, se recomienda usar un geotextil, del cual podremos disminuir la absorción que ejerce el bloque y el tipo de suelo, para continuar impermeabilizando el sistema.

1.1.4 Ejemplos de sistemas actuarles

Un claro ejemplo del sistema de contención segmental en Guatemala, es el proyecto de "torres pradera" el cual esta siendo ejecutado hasta la fecha,



Este tipo de muros, ha tenido un auge a partir del año 2007 en nuestro medio, por la eficiencia que los bloques dan y por la vista que nos proporciona cada uno de estos en el mercado nacional. Son usados en edificios habitacionales (ver dibujo de apartamentos del km 9.3 carretera al salvador), viviendas individuales, pasos a desnivel y muchos otros proyectos que requieren la flexibilidad de un muro y el espacio arquitectónico que este puede dar al proyecto.



2. PRODUCCIÓN DEL BLOQUE SEGMENTAL

2.1 Normas para la producción del muro segmental

2.1.1 Normas de referencia aplicadas a la fabricación

A continuación se resume el contenido de la norma ASTM y C1372, componentes claves de interés cuando se especifica armado prefabricado para bloque, su uso en los diseños estructurales de muro de contención.

Esta especificación cubre unidades de muros de contención de hormigón seco-emitidos segmentario, hechos a máquina de cemento hidráulico, agua y agregados minerales adecuados con o sin la inclusión de otros materiales. Las unidades están destinadas a ser utilizadas en la construcción de paredes de mortero segmentarios de retención.

Se requieren los siguientes requisitos físicos:

En el momento de la entrega al lugar de trabajo, las unidades deberán cumplir a los requisitos físicos de la tabla siguiente cuando se probó de conformidad con el método del test. ASTM C140

Minimum Required Net Average Compressive Strength, psi (MPa)		
Average of 3 units 3000 (20.7)	Individual Unit 2500 (17.2)	
Maximum Water Absorption Requirements, lb/ft³ (kg/m³)		
Weight Classification Oven-Dry Density of Concrete lb/ft ³ (kg/m ³)		
<u>Light Weight</u>	<u>Medium Weight</u>	<u>Normal Weight</u>
Less than 105 (1682)	105 (1682) to less than 125 (2002)	125 (2002) or more
18 (288)	15 (240)	13 (208)

Durabilidad en la congelación, en las zonas donde la congelación es repetida y la unidad esta bajo condiciones de saturación, y el estado físico será congelar y descongelar, la durabilidad se demostrará mediante la prueba en el campo del rendimiento que el bloque segmentario de contención se tarda en tener su estado inicial de fabricación previsto. Cuando la prueba es requerida por la especificación para demostrar la durabilidad de congelación y deshielo, de las unidades deberán ser probados de acuerdo con ASTM 1262.

Las muestras deberán cumplir alguna de las siguientes: (1) la pérdida de peso de cada uno de cinco muestras de análisis a la conclusión de 100 ciclos no excederá el 1% de su inicial de peso, o (2) la pérdida de peso de cada uno de cuatro de las cinco pruebas las muestras a la celebración de 150 ciclos no excederá de 1,5% de su peso inicial.

Dimensiones de anchura, altura y longitud se difieren en no más de $\pm 1/8$ pulgada (3,2 mm) de lo especificado en dimensiones estándar.

Requisitos de tolerancia dimensional de ancho es obligatoria para superficies arquitectónicas.

Todas las unidades deberán estar sanas y libres de grietas u otros defectos que interfieren con la colocación adecuada de la unidad o mermen de forma significativa la fuerza o la permanencia de la construcción. Las grietas menores relacionados con el habitual método de fabricación o de menor importancia viruta resultante de los métodos habituales de manipulación durante el envío y entrega (esportillado), no son motivos para el rechazo.

La cara o caras que se ven expuestas, no se aceptaran si se muestran fracturas o grietas, u otras imperfecciones, cuando se ve desde una distancia de no menos de 20 pies (6,1 m) bajo una iluminación difusa.

Será permitido el cinco por ciento de un traslado que no contenga más fisuras o grietas mas bajas de 1 pulgada (25,4 mm) en cualquier dimensión, o grietas no más de 0,02 pulgadas (0,5 mm) y no más de 25% de la altura nominal de la unidad está permitido.

El comprador o el representante autorizado debe de revisar el bloque segmental a la hora de entrega de este material a obra, el deberá inspeccionar las unidades de la muestra en el lugar de fabricación de los lotes listos para entrega.

Unidades de la muestra y prueba de resistencia a la compresión, absorción, y las tolerancias dimensionales de acuerdo con los ensayos Métodos ASTM C140.

Cuando sea necesario, la muestra y prueba de cinco ejemplares de congelación y deshielo de durabilidad en el agua de conformidad con los ensayos Norma ASTM C1262. Congelación y deshielo de durabilidad sobre la base de las pruebas de unidades hechas con los mismos materiales, diseño de la mezcla de

cemento, proceso de fabricación, y el método de curación, llevado a cabo no más de 24 meses antes de la entrega.

3. MURO DE CONTENCIÓN SEGMENTAL

3.1 Conceptos y definiciones

3.1.1 Características del suelo

Suelo se puede describir de muchas maneras. Una forma de describir, es por el tamaño medio de las partículas que componen una muestra de suelo. La tierra arenosa consta de partículas relativamente grandes, mientras que los suelos de arcilla se componen principalmente de partículas más pequeñas. Otra forma de describir el suelo es por la tendencia de las partículas que se pegan entre sí, una propiedad denominada cohesión. Arena, como se encuentra en la playa, tiene muy poca cohesión. Incluso cuando está húmedo, puede recoger un puñado de arena y se separa de su mano como las partículas individuales. La arcilla por otro lado, es mucho más coherente que la arena. A la arcilla húmeda del suelo puede ser moldeado en una pelota o laminados en un hilo que se resiste a ser separados.

Todavía otra manera de describir un suelo es, por su tendencia natural a resistir el movimiento. Esta propiedad puede ser expresada por un número conocido como el coeficiente de fricción interna, o simplemente el ángulo de fricción ($\text{PHI } \Phi$), si se toma una muestra de suelo seco y se echara a una superficie plana, se forma una pila con forma de cono. El ángulo formado por la base del cono y sus partes se conoce como el ángulo de reposo. El ángulo de reposo de un suelo siempre es más pequeño que el ángulo de fricción para el mismo suelo. Sin embargo, la diferencia entre los dos ángulos, es pequeño y para el diseño de muros, el ángulo de reposo se puede utilizar para aproximar el ángulo de fricción. Cuanto mayor sea el ángulo de fricción del suelo, mayor es la estabilidad de ese talud.

El suelo que consiste principalmente de arena tiene un gran ángulo de fricción, compuesto principalmente de arcilla. Esto se debe al hecho de que las partículas de arena son aproximadamente esféricas con superficies irregulares, mientras que las partículas de arcilla son planas y lisas. Cuando se someta a presiones externas, la partícula de arcilla tiende a tener una irregularidad de la superficie y las partículas de arena tienden a resistir las fricciones del propio movimiento.

El suelo arcilloso tiene algunas características que lo hacen indeseable para su utilización como relleno de un muro. En primer lugar, la arcilla del suelo no es fácilmente permeable y retiene el agua que filtra en ella. Mientras mayor sea el peso de los retenidos, el agua aumenta la fuerza ejercida en el muro. En segundo lugar, una vez que la arcilla se satura, su cohesión disminuye casi a cero. La resistencia al deslizamiento de los suelos es la suma de la resistencia de fricción al movimiento y la cohesión de la tierra. Una vez que la cohesión se pierde debido a la saturación del suelo, toda la fuerza del peso del agua y la mayor parte del peso del suelo se aplica a la pared. Por estas razones, la arcilla del suelo no es una buena opción para muro de relleno.

El preferido de los suelos de relleno detrás de los muros de tierra, es aquel que contiene un alto porcentaje de arena y grava. Esa tierra que se denomina un suelo granular y tiene un ángulo de fricción de aproximadamente 32° a 36° , dependiendo del grado de compactación del suelo. La razón principal para preferir un suelo de relleno granular, es que permite que el agua pase a través de éste con más facilidad que en una tierra arcillosa non-granular. También, la fuerza de un suelo granular, no varía con el contenido de humedad y por lo tanto, su corte es más predecible.

El material de relleno del sitio excavado, debe ser aprobado por el ingeniero de suelos. Los suelos inapropiados para las arcillas de reposición (pesadas o

suelos orgánicos) no serán utilizados en la masa de suelo reforzado. Los suelos cohesivos de grano fino ($f < 31$) pueden ser utilizados en la construcción de muros, pero el relleno adicional, la compactación y los esfuerzos de gestión del agua son necesarios que se tomen en cuenta. Las arenas mal graduadas, arcillas expansivas y / o suelos con una índice de plasticidad (IP) > 20 o un límite líquido (L_L) > 40 no debe utilizarse en la construcción de muros

3.1.2 Fallas de muro de retención

Hay dos modos principales de que la zona del muro falle. Puede ser por deslizamiento, el cual es que la cara frontal del muro se desplace hacia adelante e invada el espacio que fue diseñado para proteger. También puede fallar por vuelco, girando hacia adelante en su cara.

3.1.2.1 Falla por deslizamiento

El fracaso es evidente cuando el muro se mueve hacia adelante, y la horizontal se produce cuando las fuerzas que tienden a causar deslizamiento son mayores que las fuerzas horizontales que resisten deslizamiento.

Generalmente, esto ocurrirá cuando una de la fuerza impulsora es subestimada o la fuerza resistente es subestimada. Subestimar la fuerza impulsora es el error más común y generalmente es causado por: 1) descuidar la fuerza de sobrecarga de las otras paredes, 2) el diseño de nivel de relleno cuando el relleno es, de hecho, una pendiente 3) Uso de los suelos cohesivos de relleno.

3.1.2.2 Falla por volteo

El fracaso es evidente cuando la pared de fondo gira alrededor de su borde frontal (también llamado el dedo del pie de la pared). Esto ocurre cuando la suma

de los momentos tiende a ser mayor, comparado con la suma de los momentos resistentes al vuelco. Como la falla por deslizamiento, la falla por vuelco, es el usual resultado de subestimar la fuerza impulsora.

3.1.2.3 Efecto del agua en la estabilidad del muro

Quizás el factor individual más importante en un muro es el agua. El agua contribuye a que las paredes fallen en varias formas. Si el suelo utilizado para el relleno no es un suelo granular que drena libremente, retendrá la mayor parte del agua que filtra en ella. La fuerza en la pared debido al agua puede ser superior a la fuerza debido a los suelos. Las paredes con gran retroceso o inclinación, tienen una mayor resistencia natural a vuelco.

Como el contenido de humedad del suelo aumenta, el peso unitario del suelo aumenta también, lo que resulta en una mayor fuerza en la pared. Cuando el suelo se satura, la unidad de peso del suelo se reduce a causa de la fuerza boyante del agua sobre las partículas del suelo. Sin embargo, el agua ejerce presión hidrostática en la pared, por lo tanto, el total de la fuerza en la pared es mayor a comparación de los suelos no saturados, porque la fuerza en la pared es la suma de la fuerza ejercida por el suelo y la fuerza ejercida por el agua. El problema es aún mayor si el suelo contiene un alto porcentaje de arcilla saturada. Alto contenido de arcilla en el suelo, pierde su cohesión y la fuerza en la pared aumenta. El buen drenaje es esencial para el adecuado diseño de la pared o la cara frontal del muro que resistirá el talud.

Algunos suelos arcillosos presentan la característica de la expansión cuando se mojan. Esta expansión, junto con la contracción cuando el suelo se seca, puede trabajar para debilitar a la masa del suelo y provocar fallos.

Otra forma en que contribuye a la pared de fracaso es por la acción del ciclo de congelación y descongelación. Agua atrapada en el suelo se expande cuando se congela provocando el aumento de la presión en la pared. El agua en contacto con la pared en sí también puede causar el fracaso del hormigón dentro del bloque.

Varias cosas se pueden hacer para reducir la probabilidad de la pared debido a la falta de agua. En primer lugar, utilizar un drenaje libre de material granular para el relleno. En segundo lugar crear una zanja en el campo y en todo el bloque de cilindros y 12 pulgadas (300 mm) de profundidad detrás de la pared utilizando un material con las partículas grandes, tales como la grava. En tercer lugar, instalar una tubería de desagüe en la parte inferior trasera de la base y proporcionar puntos de evacuación, según sea necesario. Por último, alejar directamente el agua de la parte superior e inferior de la pared utilizando zanjos, según sea necesario. Todas estas medidas nos asegurarán de que se elimina el exceso de agua desde detrás de la pared antes de que pueda construir puntos de congelación y causar daños.

3.1.3 Tipo de muro de retención

3.1.3.1 Gravedad simple

Un muro de gravedad es aquel que cuenta solamente con su propio peso para soportar el terreno que hay detrás de él. El muro segmental combina los principios básicos de ingeniería de caída, palanca y masa total de unidad con sistemas mecánicos simples para la construcción de muros de gravedad estables. Cada muro de contención apoya sobre una cuña de terreno. La cuña se define como el suelo que se extiende más allá del plano de falla del terreno donde se encuentra el muro y que se puede calcular una vez conocido el ángulo de fricción del terreno. (PHI)

A medida que aumenta la inclinación del muro, el tamaño de la cuña se reduce. Esta reducción disminuye la presión del muro. La inclinación del muro combinada con la unidad de masa de las piezas determina las alturas máximas de los muros de gravedad.

Antes de diseñar cualquier muro hay que tener una idea exacta de las condiciones del lugar de trabajo. Todos los muros deben ser diseñados para resistir las presiones que ejercen los suelos y otras cargas, detrás y por encima de los mismos. El análisis estándar de los muros de gravedad, toma en consideración el deslizamiento, el vuelco y el peso propio. En lugares Donde existen pendientes y sobrecargas, también sería conveniente un análisis global de estabilidad.

Un muro que se basa únicamente en su peso para evitar el fracaso o fallo, es un muro de gravedad. Para un muro de gravedad, el principal factor que afecta a la pared de la resistencia a vuelco es la distancia horizontal desde la punta de la pared al centro de gravedad de la pared. Cuanto mayor sea esta distancia, es decir, menos probable es que el muro se vuelque. Por ejemplo, un muro de cuatro pies de alto y dos pies de ancho tendrá una menor resistencia a vuelco de un muro de dos pies de alto y cuatro pies de ancho, aunque el peso de los dos sea igual, la estabilidad longitudinal nos trabaja de mejor forma. Rellenando el muro de retención, también aumenta la estabilidad al mover el centro de gravedad lejos del dedo del pie del muro y disminuyendo la carga aplicada al muro del terreno.

3.1.3.2 Amarre trasero

El amarre trasero es un alambre o varilla horizontal, o un anclaje helicoidal utilizado para reforzar los muros de contención para la estabilidad. Con un extremo de la abrazadera fijada a la pared, el otro extremo está anclada a una estructura estable, como un hombre muerto de concreto que se ha clavado en el suelo o anclados en la tierra con la resistencia suficiente. La abrazadera

estructural resiste las fuerzas que podrían hacer que la pared para apoyarse, como por ejemplo, cuando un dique se empuja hacia el mar por el agua atrapada en el lado de tierra después de una lluvia fuerte.

El amarre trasero puede ser construido con varillas de acero perforado a través de un muro de hormigón rematado en el suelo o lecho de roca en el otro lado. Grout se bombea a presión en los orificios de anclaje de modo que pueden utilizar las barras de resistencia del suelo para evitar la retirada de abrazadera y la desestabilización de la pared.

Anclas helicoidales se atornilla en el lugar. Su capacidad es proporcional al par durante la instalación. Esta relación es de conformidad con la ecuación de $Q_t = kT$, donde Q_t es la resistencia a la tracción total, k es una constante empírica y T es el par de la instalación. Estas anclas están instaladas o bien para pequeñas cargas en tramos cortos o para cargas más grandes y de larga duración continua.

3.1.3.3 Gravedad coherente

Muros de gravedad coherente, también conocido como paredes de geomalla reforzado, combina la masa de la pared de frente a la masa de la tierra detrás de una masa homogénea que en conjunto se resiste al deslizamiento y vuelco. La pared coherente de gravedad utiliza una malla sintética flexible (geomalla) para estabilizar el suelo. Los estudios han demostrado que los muros de contención reforzados con varias capas de geomalla actúan como muros de gravedad gigante. "las masas de terreno reforzadas con geomalla crean el mismo efecto que tener una pared muy gruesa con el centro de gravedad situado bien lejos de la punta de la pared". Por esta razón, las paredes reforzadas del suelo son más propensas a fallar por deslizamiento que por vuelco.

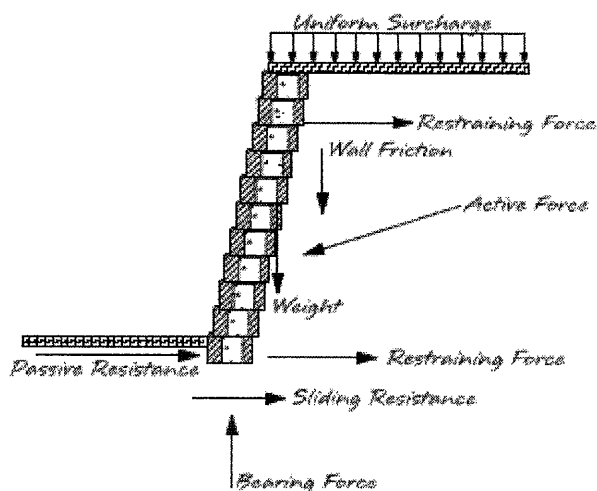
3.1.4 Fuerzas que actúan en los muros

Las fuerzas que actúan sobre un muro de contención se pueden dividir en dos grupos:

- Las fuerzas que tienden a causar el movimiento de las paredes
- Las fuerzas que se oponen al movimiento de la pared (ver figura 1)

Incluido en el primer grupo está el peso de la tierra detrás de la retención de pared y cualquier recargo sobre el relleno. Recargos típicos incluyen caminos, carreteras, edificios, y otros muros de retención. Las fuerzas que se oponen al movimiento de la pared incluyen la resistencia de fricción al deslizamiento debido al peso de la pared, la resistencia pasiva de la tierra frente al muro, y la fuerza proporcionada por los dispositivos mecánicos de restricción. Cuando las fuerzas que tienden a causar que la pared pase a ser mayor que las fuerzas que resisten el movimiento, el muro no será estable.

Figura 1. Fuerzas que actúan sobre los muros

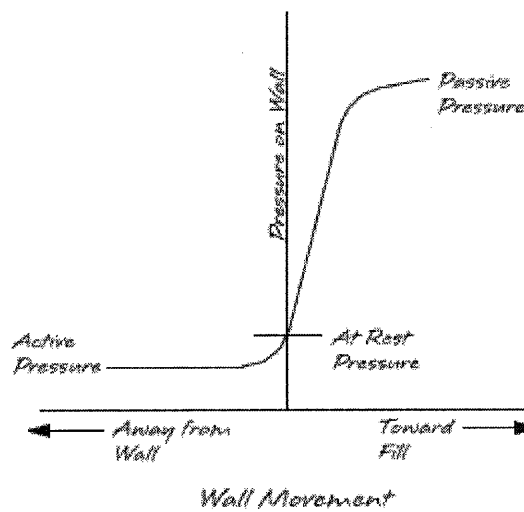


3.1.5 Estado del suelo

El suelo detrás de un muro de contención, puede estar en tres estados

1) El estado activo, 2) El estado pasivo, 3) en el estado de reposo. Cuando se construye una pared y el suelo se coloca detrás de ella y compactado, el suelo se encuentra en estado de reposo. Si la presión en la pared, debido a la del suelo es demasiado grande, la pared se moverá hacia adelante. Cuando la pared se mueve hacia adelante, el suelo se asienta en una condición de equilibrio nuevo llamado estado activo. La presión en el muro debido al suelo es menor en el estado activo, que en el estado en reposo (véase la Figura 2). El estado pasivo se logra cuando un muro es presionado en el suelo nuevamente. Esto puede producirse por la construcción del muro de retención, al colocar y compactar el suelo, y luego forzar de alguna manera el muro de retención a permanecer en el relleno. Por lo general, el estado pasivo se produce en el dedo del pie de la pared cuando la pared se mueve hacia adelante. El movimiento de la pared causa una presión horizontal sobre el suelo delante de la pared. Esta resistencia pasiva del suelo frente a la pared ayuda a mantener la pared de deslizamiento. Sin embargo, la magnitud de la resistencia pasiva en la punta de la pared es tan baja, usualmente se descarta al determinar la estabilidad del muro.

Figura 2. Presiones relativas para los tres estados del suelo



La incidencia del estado pasivo detrás de un muro de retención no es muy común de encontrar y seguramente nunca ha de encontrarse detrás de un bloque segmental. La condición de reposo se produce cuando se construyó un muro de retención. Algunos diseñadores prefieren adoptar un diseño y enfoque conservador, para la más alta presión en reposo que la presión activa. Sin embargo, esto no es necesario ya que la cantidad de movimiento del muro requerida, causa que disminuya la presión del nivel de reposo hasta el nivel activo es muy pequeña. Estudios de la presión del suelo en los muros de retención han demostrado que la parte superior de un muro de contención necesita moverse sólo 0.001 veces la altura de la pared para que la presión caiga en el valor activo.

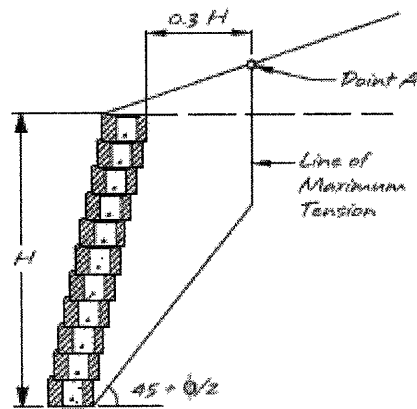
Hay algunas aplicaciones donde el muro no se puede permitir que se mueva, estos incluyen estribos de puentes y paredes que están rígidamente conectados a los edificios. En casos como estos, el diseño debe basarse en la mayor presión en reposo, de lo contrario, la presión activa más baja puede ser utilizada. Diseñando en base a la presión activa se reducirá el costo de la pared y brindará un modelo más exacto del comportamiento actual de los muros de retención.

3.1.6 Zona activa y pasiva

Cuando el muro se mueve hacia adelante, una cierta porción de la tierra detrás de la pared se mueve hacia adelante también. La zona en que se mueve el suelo con la pared se refiere a la zona activa. El área detrás de la zona activa se llama zona pasiva. La línea que divide las dos zonas se llama superficie de fallo teórico o de la línea de máxima tensión. Esto puede ser estimado trazando una línea que comienza en el borde trasero inferior de la pared y que se extiende hacia el relleno en un ángulo de 45° , más la mitad del ángulo de fricción del suelo ($45^\circ + \Phi / 2$) e interactuar una línea vertical de 0,3 veces la altura de la pared (alto x 0,3), Figura 3.

La zona activa de una masa de suelo reforzada con geomalla abarca toda la zona reforzada y el área incluida en la superficie de fallo teórica. El origen de la superficie de fallo teórico se encuentra en la parte inferior trasera de la zona reforzada.

Figura 3. Superficie de fracaso teórica



3.1.7 Coeficientes de presión

La tensión horizontal (σ_h) en un muro de contención debido al suelo retenido es directamente proporcional a la tensión vertical (σ_v) en el suelo en la misma profundidad. El radio de las dos tensiones, es una constante llamada coeficiente de presión:

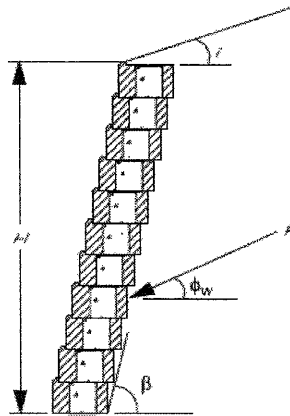
$$K = \sigma_h / \sigma_v$$

El coeficiente de presión para el estado en reposo se puede calcular utilizando la fórmula:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\Phi)$$

El coeficiente de presión activa puede calcularse utilizando una ecuación que se deriva por Coulomb en 1776. Esta ecuación toma en cuenta la pendiente del relleno trasero, el relleno del muro de retención, y los efectos de la fricción entre el suelo retenido y la superficie del muro de retención. Figura 4 ilustra los diversos términos de la ecuación de Coulomb.

Figura 4. Definición para la fuerza activa por la ecuación de Coulomb's



Donde:

Φ = el ángulo de fricción del suelo.

F_a = la fuerza activa en el muro, es la fuerza resultante de la presión activa sobre el muro.

H = distancia de la parte inferior de la pared en la parte superior de la pared.

γ = peso de la unidad de suelo.

β = ángulo entre la horizontal y la pendiente de la cara posterior de la pared.

i = pendiente de la parte superior de la retenida del suelo.

Φ_w = entre una línea perpendicular a la pared de la cara y la línea de acción de la fuerza activa.

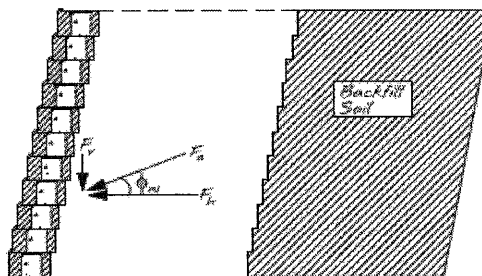
K_a = coeficiente de presión activa.

$$K_a = \left[\frac{\csc(\beta) \sin(\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \phi_w)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_w) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

A medida que la pared se mueva ligeramente hacia adelante, la tierra entra en el estado activo moviéndose hacia adelante y hacia abajo. En la interfaz del suelo y la pared, este movimiento descendente de la pared es resistido por la fricción entre el suelo y la pared. Figura 5 muestra la fuerza resultante activa en un muro y el efecto de fricción de la pared de la dirección de la fuerza.

La magnitud de la ϕ_w , varia dependiendo del nivel de compactación del relleno. Para un relleno suelto, ϕ_w es aproximadamente igual a ϕ . Para un relleno trasero, sea $\phi_w < \phi$. Debido a que el relleno trasero del muro de retención, se encuentra perfectamente compactado, suponemos que $\phi_w = (0,66) \phi$

Figura 5. Efecto de la fricción en la pared de fuerza activa



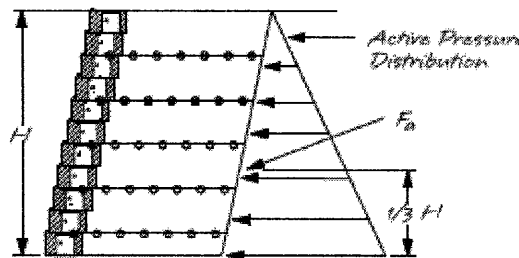
3.1.8 Fuerza activa en el muro

Una vez que el coeficiente de presión activa se ha determinado, la fuerza activa en la pared se puede determinar. Figura 6 muestra la distribución de la

presión activa sobre un muro de retención. La distribución de la presión activa es triangular, lo que refleja el hecho de que en la tierra, la presión aumenta linealmente cuanto mas profundidad se haga. La presión vertical a cualquier profundidad, está dada por:

$$P_v = (\gamma) (H)$$

Figura 6. Distribución de presión activa en una pared retenida



Donde:

γ = unidad de peso de la tierra

H = La profundidad de la parte superior de la masa del suelo retenido.

Como se discutió anteriormente, la presión horizontal (P_h) se relaciona con la presión vertical (P_v) por el coeficiente de presión activa.

$$K_a = (P_h) / (P_v)$$

Debido a que K_a y γ son constantes, la presión horizontal aumenta linealmente a medida que la profundidad aumenta y la distribución de presión resultante es triangular. La magnitud de la fuerza resultante de una distribución de presión triangular, es igual al área del triángulo. La presión en la base del triángulo es igual a:

$$P_h = (K_a) (\gamma) (H)$$

La magnitud de la fuerza activa es:

$$\begin{aligned} F_a &= (\text{área del triángulo}) \\ &= (0,5) (\text{base}) (\text{altura}) \\ &= (0,5) (P_{hb}) (H) \\ &= (0,5) (\gamma) (K_a) (H) (H) \\ &= (0,5) (\gamma) (K_a) (H)^2 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la ecuación para la fuerza activa en un muro de retención es la siguiente:

$$F_a = (0,5) (\gamma) (K_a) (H)^2$$

La fuerza resultante actúa en un punto por encima de la base igual a un tercio de la altura del triángulo. Añadiendo un recargo por encima del talud o pared tiene el efecto de la adición de una distribución de la presión rectangular. La fuerza resultante de una distribución de presión rectangular, actúa en un punto por encima de la base igual a la mitad de la altura del rectángulo.

3.1.9 Análisis bi-dimensional

Un muro de retención es un objeto tridimensional. Tiene altura, longitud y profundidad. Con el fin de simplificar el análisis, la longitud del muro se considera un pie (o un metro) y el muro se analiza como un sistema de dos dimensiones. Debido a esto las unidades de fuerzas siempre será libras por pie (lb / pies) (newtons por metro (N / m)), y las unidades para momentos en libra-pie por pie (ft / lb / pies) (Newton metros por metro (Nm / m)).

3.1.10 Calculando la unidad de medida efectiva del rostro del muro

La efectiva unidad de peso del muro frontal, es necesario para el diseño de muro. El peso unitario de un bloque segmental en el mercado guatemalteco, es la suma de los bloques, mas el material rocoso del muro y se calcula a continuación. El concreto u hormigón, generalmente pesa más que el suelo. Una unidad de peso para el hormigón es de 135 lb / pie³ (2.163 kg/m³), mientras que una típica unidad de peso para el suelo es de 120 lb/ pie³ (1923 kg/m³). Dependiendo del tamaño de la pared, esta diferencia puede ser significativa, y el ingeniero de diseño debería saber cómo calcular el peso de la cara de la pared.

El peso de un bloque para muro segmental, es de aproximadamente 72 libras. (33 kg). La unidad de peso del hormigón es de 135 libras / pie³ (2.163 kg/m³), las dimensiones del bloque utilizadas son: Longitud (l) = 1,5 pies (0,46 m), Altura (h) = 0,635 pies (0.19m) y profundidad (t) = 0,97 pies (0,3 m). De estos valores, el volumen de concreto para cada unidad de bloque se puede calcular.

$$V_c = \frac{(72 \text{ lb})}{(135 \text{ lb/ft}^3)} = 0.53 \text{ ft}^3$$

$$= \frac{(33 \text{ kg})}{(2.163 \text{ kg/m}^3)} = 0.015 \text{ m}^3$$

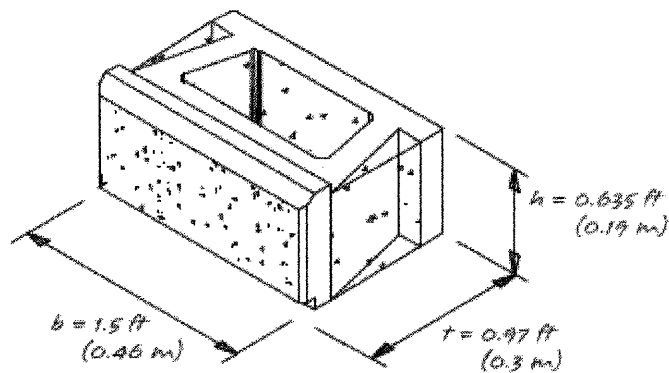
El volumen total ocupada por cada unidad de bloque estándar, incluido los huecos, es el siguiente:

$$V_{\text{tot}} = (1.5 \text{ ft}) (0.635 \text{ ft}) (0.97 \text{ ft}) \\ = 0.92 \text{ ft}^3$$

$$= (0.46 \text{ m}) (0.19 \text{ m}) (0.3 \text{ m}) \\ = 0.026 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, el volumen de los huecos es:

$$\begin{aligned}
 V_v &= V_{\text{tot}} - V_c \\
 &= 0.92 \text{ ft}^3 - 0.53 \text{ ft}^3 \\
 &= 0.39 \text{ ft}^3 \\
 &= 0.026 \text{ m}^3 - 0.015 \text{ m}^3 \\
 &= 0.011 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$



MEDIDAS DEL BLOQUE SEGMENTAL

El peso unitario del muro que vemos ahora se puede calcular. Suponiendo que la zona de los huecos de la pared de roca con un peso unitario de 120 lb/ft³ (1.923 kg/m³), el peso unitario del muro frontal es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 \gamma_{\text{muro}} &= \frac{(\text{peso del hormigón}) + (\text{peso de la pared de roca})}{(\text{Volumen del block})} \\
 &= \frac{(\text{peso del hormigón}) + (\text{peso de la pared de roca})}{(V_{\text{tot}})} \\
 &= \frac{(0.53 \text{ ft}^3) (135 \text{ lb/ft}^3) + (0.39 \text{ ft}^3) (120 \text{ lb/ft}^3)}{(0.92 \text{ ft}^3)} = 129 \text{ lb/ft}^3 \\
 &= \frac{(0.015 \text{ m}^3) (2,163 \text{ kg/m}^3) + (0.011 \text{ m}^3) (1,923 \text{ kg/m}^3)}{0.026 \text{ m}^3} = 2,061 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

Una vez que la unidad de peso del muro frontal se conoce, es fácil de calcular el peso por pie lineal del muro:

$$\begin{aligned}
 W_f &= (\text{peso unitario del muro}) (\text{volumen de la pared}) \\
 &= (\text{unidad de peso del muro}) (\text{altura del muro}) (\text{profundidad frontal}) \\
 &= (\gamma_{\text{muro}}) (V_w) \\
 &= (\gamma_{\text{muro}}) (H) (t)
 \end{aligned}$$

Para una pared 5.72 pies (1,74 m) de altura con una profundidad frontal de 0,97 pie (0,3 m), el peso del muro frontal es:

$$\begin{aligned}
 W_f &= (129 \text{ lb/ft}^3) (5.72 \text{ ft}) (0.97 \text{ ft}) && = (2,061 \text{ kg/m}^3) (1.74 \text{ m}) (0.3 \text{ m}) \\
 &= 716 \text{ lb/ft} && = 1,076 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

En general, el peso de la fachada es la siguiente:

$$W_f = (125 \text{ lb / ft}^2) (\text{altura del muro}) \qquad = (610 \text{ kg / m}^2) (\text{altura del muro})$$

3.1.11 Factores de seguridad

Los factores de seguridad utilizados en esta tesis de diseño, se ajustan a las directrices de de la Administración Federal de Carreteras (The Federal Highway Administration), muros de tierra estabilizados mecánicamente y pendientes de suelos reforzados (Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes) – Guías de diseño y construcción. Le recomendamos usar los siguientes factores:

Deslizantes > 1,5
Vuelco > 2,0
Compuesto de estabilidad interna > 1.3
Estabilidad global > 1.3

Estos son los mismos valores recomendados por la mayoría de los organismos gubernamentales.

3.2 Técnicas básicas de diseño

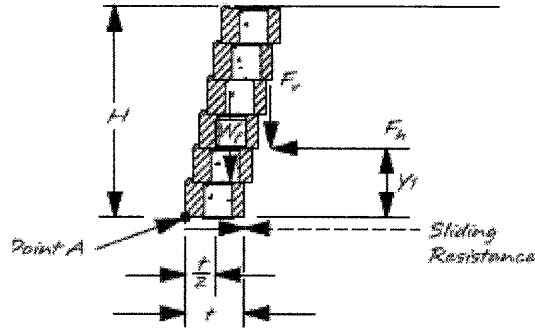
3.2.1 Introducción

Una forma de clasificar los muros es por el tipo de refuerzo que las paredes necesitan. Si un muro es estable sin refuerzo, se refiere como un simple muro de gravedad. Cuando las fuerzas que están detrás de un muro son mayores que las de un sistema de gravedad simple, puede proporcionar, un muro de amarre trasero, éste generalmente puede ser construido utilizando los anclajes de la pared para atar a la tierra o una pared de gravedad coherente puede construirse mediante el uso de dos o más capas de geomalla para estabilizar la masa del suelo.

3.2.2 Muros de gravedad simple

Los muros de gravedad simple, se basan en el peso del muro para contrarrestar la fuerza de la tierra retenida. Figura 7 es un diagrama que muestra las fuerzas que actúan sobre un simple muro de gravedad. Cuando hay dos modos de fallo deberá de analizarse, deslizamiento y vuelco.

Figura 7. Diagrama esquemático de gravedad simple que retiene la pared



3.2.2.1 Problema de falla por deslizamiento

Una simple pared gravedad no dejará de deslizamiento en caso de resistirse a la fuerza móvil, F_r es mayor o igual a la fuerza que causa la resistencia a deslizarse F_h . La fuerza resistente deslizante es la resistencia por fricción en la base de la pared. El mínimo factor de seguridad para la falla por deslizamiento es de 1,5. Por lo tanto, F_r debe ser mayor o igual a $(1,5)F_h$. El siguiente ejemplo ilustra el procedimiento para el análisis de la estabilidad en el deslizamiento.

Ejemplo 2-1 A:

Φ	= 30°	H	= 3.81 ft (1.16 m)
i	= 0°	γ	= 120 lb/ft ³ (1,923 kg/m ³)
β	= 78°	Φ_w	= (0.666) (Φ) = 20°
K_a	= 0.2197	γ_{muro}	= 130 lb/ft ³ (2,061 kg/m ³)

Buscar: Factor de seguridad contra el deslizamiento, SFS

El primer paso es determinar el activo total de la fuerza ejercida por el suelo en la pared:

$$\begin{aligned}
 F_a &= (0.5) (\gamma) (K_a) (H)^2 \\
 &= (0.5) (120 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (3.81 \text{ ft})^2 &= 191 \text{ lb/ft} \\
 &= (0.5) (1,923 \text{ kg/m}^3) (9.81 \text{ m/sec}^2) (0.2197) (1.16 \text{ m})^2 &= 2,788 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Como se explica en el capítulo uno, a causa de los efectos de la fricción entre el suelo y la pared, la fuerza activa de los actos en un ángulo a una línea perpendicular a la cara del muro. La fuerza activa se puede resolver en una componente perpendicular a la pared y un componente paralelo a la pared.

El grado del ángulo entre la fuerza activa y una línea perpendicular al frente del muro es Φ_w . Φ_w varía según el nivel de compactación del suelo. Por muy suelta que este la tierra, Φ_w se aproxima a Φ ; para un suelo compacto Φ_w puede tener un valor mínimo de $(0,666) \Phi$. Debido a que nuestros diseños de muros involucran la compactación del suelo de relleno trasero, utilizamos el valor más conservador $\Phi_w = (0,666) \Phi$. Además, el componente horizontal de la fuerza activa es:

$$\begin{aligned}
 F_h &= (F_a) \cos (\phi_w) \\
 &= (F_a) \cos [(0.666) (\phi)] \\
 &= (191 \text{ lb/ft}) \cos (20^\circ) &= (2,788 \text{ N/m}) \cos (20^\circ) \\
 &= 179 \text{ lb/ft} &= 2,620 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Del mismo modo, la componente vertical de la fuerza activa.

$$\begin{aligned}
 F_v &= (F_a) \sin (\phi_w) \\
 &= (F_a) \sin [(0.666) (\phi)] \\
 &= (191 \text{ lb/ft}) \sin (20^\circ) &= (2,788 \text{ N/m}) \sin (20^\circ) \\
 &= 65 \text{ lb/ft} &= 954 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El peso de la pared frontal debe ser determinado, antes que se calcule la resistencia de fricción al desplazamiento.

$$\begin{aligned}
 W_f &= (\gamma_{\text{wall}}) (H) (t) \\
 &= (130 \text{ lb/ft}^3) (3.81 \text{ ft}) (0.97 \text{ ft}) &= (2061 \text{ kg/m}^3) (1.16 \text{ m}) (0.3 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) \\
 &= 480 \text{ lb/ft} &= 7,036 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

La máxima resistencia a la fricción de deslizamiento, F_r , es calculado por multiplicar la fuerza vertical total, V_t , por el coeficiente de fricción. La fuerza vertical total es la suma del peso del muro y la componente vertical de la fuerza activa. El coeficiente de fricción, C_f , se asume que es igual a $\tan(\Phi)$. Así pues, la máxima resistencia de fricción es:

$$\begin{aligned}
 F_r &= (V_t) (C_f) \\
 &= (V_t) \tan(\phi) \\
 &= (W_f + F_v) \tan(\phi) \\
 &= (480 \text{ lb/ft} + 65 \text{ lb/ft}) \tan(30^\circ) &= (7,036 \text{ N/m} + 954 \text{ N/m}) \tan(30^\circ) \\
 &= 315 \text{ lb/ft} &= 4,613 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Por último, el factor de seguridad contra deslizamiento se puede calcular:

$$\text{SFS} = \frac{\text{(Fuerza resistente al deslizamiento)}}{\text{(Fuerza causante del deslizamiento)}} = \frac{F_r}{F_h}$$

$$= \frac{(315 \text{ lb/ft})}{(179 \text{ lb/ft})} = 1.8 \geq 1.5 \text{ OK} \qquad = \frac{(4,613 \text{ N/m})}{(2,620 \text{ N/m})} = 1.8 \geq 1.5 \text{ OK}$$

El factor de seguridad contra deslizamiento es de 1,5. Por lo tanto, el muro es estable y no requiere refuerzo para evitar el fracaso de deslizamiento. Sin embargo, el muro debe ser analizado por el fracaso al vuelco.

3.2.2.2 Falla por volteo

El volteo se produce cuando las fuerzas que actúen sobre la pared, causan que ella rote sobre la esquina frontal inferior del muro (punto A en la figura 7). Para la estabilidad, los momentos resistentes al vuelco, M_r , debe ser mayor o igual a los momentos provocando el vuelco, M_o . El factor mínimo de seguridad para el vuelco es. 2.0, por lo tanto, M_r debe ser mayor o igual a (2,0) M_o .

Ejemplo 2-1B:

Encontrar la seguridad contra el vuelco, OFS, del ejemplo 2-1.

Dos fuerzas contribuyen al momento resistiendo el vuelco de la pared. Estos son el peso del muro y la componente vertical de la fuerza activa en la pared. Resumiendo estos momentos sobre un punto A:

$$\begin{aligned}
 M_r &= (W_f) [(t/2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] + (F_v) [(t) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
 &= (480 \text{ lb/ft}) [(0.49 \text{ ft}) + (0.5) (3.81 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (65 \text{ lb/ft}) [(0.97 \text{ ft}) + (0.333) (3.81 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &= 510 \text{ ft-lb/ft}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (7,036 \text{ N/m}) [(0.149 \text{ m}) + (0.5) (1.16 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (954 \text{ N/m}) [(0.3 \text{ m}) + (0.333) (1.16 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &= 2,280 \text{ N-m/m}
 \end{aligned}$$

(Nota: las cantidades (0,5) (H) tan (90 °) cuenta como la distancia añadida a los brazos del momento, ya que el muro no es vertical)

El componente horizontal de la fuerza activa es la única fuerza que contribuye a la del momento de vuelco. La fuerza activa es la resultante de la distribución de la presión activa, que es triangular. Para distribuciones de presión triangular, el centroide vertical está situado en un tercio de la altura del triángulo. Por lo tanto, el componente horizontal de la fuerza activa, actúa en el muro $(0,333)H$ de la parte inferior de la pared, donde $\gamma_1 = 1/3H$. El momento que causa el vuelco esta dado por:

$$\begin{aligned}
 M_o &= (F_h) (y_1) = (F_h) (0.333) (H) \\
 &= (179 \text{ lb/ft}) (0.333) (3.81 \text{ ft}) = 227 \text{ ft-lb/ft} \\
 &= (2,620 \text{ N/m}) (0.333) (1.16 \text{ m}) = 1,012 \text{ N-m/m}
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el vuelco es:

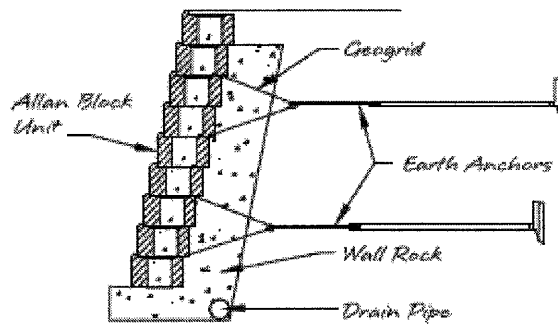
$$\begin{aligned}
 \text{SFO} &= \frac{\text{(Momento resistente al vuelco)}}{\text{(Momento provocante al vuelco)}} = \frac{M_r}{M_o} \\
 &= \frac{(510 \text{ ft-lb/ft})}{(227 \text{ ft-lb/ft})} = 2.2 \geq 2.0 \text{ OK} \\
 &= \frac{(2,280 \text{ N-m/m})}{(1,012 \text{ N-m/m})} = 2.2 \geq 2.0 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el vuelco es mayor que 2,0. Por lo tanto, el muro es estable y no requiere refuerzo con geomalla para evitar vuelcos. Según lo calculado anteriormente, el factor de seguridad contra el deslizamiento es también superior a 1,5 para este muro. Este muro es el adecuado tanto en deslizamiento y vuelco, la geomalla como refuerzo no es obligatoria.

3.2.3 Muros de amarre

Un simple muro de gravedad puede ser analizado y encontrado inestable, ya sea por deslizamiento o vuelco. Cuando esto ocurre, una posible solución es analizar el suelo, con clavos de pared o anclas terrestres detrás de él. El clavo de suelo o el anclaje terrestre es tratado como dispositivo de retención o ancla. La fuerza en la pared debido al peso del suelo retenido se calcula exactamente como era en el análisis de pared de gravedad simple. Sin embargo, las fuerzas que resisten al fallo, son las resistencias de fricción debido al peso de la pared y la fuerza de fricción, debido al peso de la tierra en la red o fuerza de retención del ancla. Figura 8 es un diagrama esquemático de un amarre trasero.

Figura 8. Diagrama de retener la pared para el análisis de refuerzo trasero



Ejemplo 2-2:

Φ	= 30°	H	= 5.72 ft (1.74 m)
i	= 0°	γ	= 120 lb/ft ³ (1,923 kg/m ³)
β	= 78°	Φ_w	= 20°
K_a	= 0.2197	γ_{muro}	= 130 lb/ft ³ (2,061 kg/m ³)

Encontrar: los factores de seguridad contra deslizamiento, SFS, y el vuelco, OFS.

El primer paso es analizar esta pared sin red:

$$\begin{aligned}W_f &= (5.72 \text{ ft}) (0.97 \text{ ft}) (130 \text{ lb/ft}^3) = 721 \text{ lb/ft} \\ &= (1.74 \text{ m}) (0.3 \text{ m}) (2,061 \text{ kg/m}^3) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 10,554 \text{ N/m}\end{aligned}$$

A continuación, la fuerza activa del suelo en la pared, se calcula:

$$\begin{aligned}F_a &= (0.5) (120 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (5.72 \text{ ft})^2 = 431 \text{ lb/ft} \\ &= (0.5) (1,923 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (1.74 \text{ m})^2 (9.81 \text{ m/sec}^2) = 6,074 \text{ N/m}\end{aligned}$$

Los componentes horizontales y verticales de la fuerza activa son:

$$\begin{aligned}F_h &= (431 \text{ lb/ft}) \cos (20^\circ) = 405 \text{ lb/ft} \\ &= (6,274 \text{ N/m}) \cos (20^\circ) = 5,896 \text{ N/m} \\ F_v &= (431 \text{ lb/ft}) \sin (20^\circ) = 147 \text{ lb/ft} \\ &= (6,274 \text{ N/m}) \sin (20^\circ) = 2,146 \text{ N/m}\end{aligned}$$

El total de la fuerza vertical debido al peso del muro y la componente vertical de la fuerza activa es:

$$\begin{aligned}V_t &= W_f + F_v \\ &= 721 \text{ lb/ft} + 147 \text{ lb/ft} \\ &= 868 \text{ lb/ft} \\ &= 10,554 \text{ N/m} + 2,146 \text{ N/m} \\ &= 12,700 \text{ N/m}\end{aligned}$$

La fuerza que resiste el deslizamiento de la pared debido a la fricción entre la pared y el suelo es:

$$\begin{aligned}
 F_r &= (V_t) (C_f) \\
 &= (868 \text{ lb/ft}) \tan (30^\circ) \\
 &= 501 \text{ lb/ft} \\
 &= (12,700 \text{ N/m}) \tan (30^\circ) \\
 &= 7,332 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$\begin{aligned}
 \text{SFS} &= \frac{F_r}{F_h} = \frac{(501 \text{ lb/ft})}{(405 \text{ lb/ft})} = 1.24 \leq 1.5 \\
 &= \frac{F_r}{F_h} = \frac{(7,332 \text{ N/m})}{(5,896 \text{ N/m})} = 1.24 \leq 1.5
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el vuelco es:

$$\begin{aligned}
 M_r &= (W_f) [(t/2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] + (F_v) [(t) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
 &= (721 \text{ lb/ft}) [(0.49 \text{ ft}) + (0.5) (5.72 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (147 \text{ lb/ft}) [(0.97 \text{ ft}) + (0.333) (5.72 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &= 994 \text{ ft-lb/ft} \\
 &= (10,554 \text{ N/m}) [(0.149 \text{ m}) + (0.5) (1.74 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (2,146 \text{ N/m}) [(0.3 \text{ m}) + (0.333) (1.74 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &= 4,432 \text{ N-m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_o &= (F_h) (Y_1) \\
 &= (405 \text{ lb/ft}) (0.333) (5.72 \text{ ft}) \\
 &= 771 \text{ ft-lb/ft} \\
 &= (5,896 \text{ N/m}) (0.333) (1.74 \text{ m}) \\
 &= 3,416 \text{ N-m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{SFO} &= \frac{M_r}{M_o} = \frac{(994 \text{ ft-lb/ft})}{(771 \text{ ft-lb/ft})} = 1.29 \leq 2.0 \\
 &= \frac{M_r}{M_o} = \frac{(4,432 \text{ N-m/m})}{(3,416 \text{ N-m/m})} = 1.29 \leq 2.0
 \end{aligned}$$

Sin refuerzo, este muro no es adecuado, para deslizamiento o vuelco. Por lo tanto, una pared reforzada en la parte de atrás será necesaria. Una buena regla

general, es colocar el refuerzo lo más cerca posible a la mitad de la distancia entre la parte superior e inferior del muro.

3.2.3.1 Anclas terrestres como amarre trasero

Una sola hilada de anclas de tierra se pueden utilizar para proporcionar la resistencia adicional al amarre trasero. Anclas de la tierra se extienden más allá de la línea de máxima tensión y proporcionar más resistencia a vuelco y deslizamiento. Esta fuerza se puede utilizar en nuestros cálculos de la siguiente manera:

$$F_e = 10,500 \text{ lbs. } (4,763 \text{ kg})$$

Donde:

F_e = Instalado previamente ó según valor de la tierra de anclaje.

Para fines de diseño, vamos a utilizar un valor ponderado ($0,67 F_e$) y la corrección para espaciamientos de anclaje horizontal. Para este ejemplo vamos a especificar el espaciamiento de los anclajes de 8 pies (2,44 m) y centros de tracción 35/-20-20 geomalla, por lo tanto, la resistencia a la fuerza adicional de deslizamiento es:

$$F_r = (W_f + F_v) \tan(30^\circ) = (721 \text{ lb/ft} + 147 \text{ lb/ft}) \tan(30^\circ) = 501 \text{ lb/ft} \quad = (10,554 \text{ N/m} + 2,146 \text{ N/m}) \tan(30^\circ) = 7,332 \text{ N/m}$$

$$F_{we} = (0,67) F_e + 8 \text{ ft} = 879 \text{ lb/ft} \quad = (0,67) F_e + (2,44 \text{ m}) = 12,830 \text{ N/m}$$

$$F_{gr} = \text{LTADS} = 1,322 \text{ lb/ft} \quad = (19,300 \text{ N/m})$$

$$F_{pa} = 1,313 \text{ lb/ft} + \tan(8^\circ) \times N = 1,313 \text{ lb/ft} + [0,141 \times 1,9 \text{ ft} (0,97 \text{ ft})(130 \text{ lb/ft}^3)] = 1,347 \text{ lb/ft}$$

$$= 19,160 \text{ N/m} + \tan(8^\circ) \times N$$

$$= 19,160 \text{ N/m} + [0,141 \times 0,58 \text{ m} (0,3 \text{ m})(2,082 \text{ N/m}^3)] = 19,211 \text{ N/m}$$

$$F_h = 405 \text{ lb/ft} \quad = (5,896 \text{ N/m})$$

Donde:

F_r = El máximo de la resistencia a la fricción de deslizamiento.

F_{we} = valor ponderado de diseño de ancla.

F_{gr} = fuerza de restricción de la geomalla = LTADS.

F_{pa} = capacidad de la malla retirada.

N = peso de locación que enfrenta el anclaje superior.

F_{ga} = El menor de F_{we} , F_{gr} o F_{pa} .

El factor resultante de la seguridad con una fila de anclas terrestres es:

$$\begin{aligned} \text{SFS} &= \frac{F_r + F_{ga}}{F_h} = \frac{(501 \text{ lb/ft} + 879 \text{ lb/ft})}{405 \text{ lb/ft}} \\ &= 3.41 \geq 1.5 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{(7,332 \text{ N/m} + 12,830 \text{ N/m})}{5,896 \text{ N/m}} \\ &= 3.41 \geq 1.5 \text{ OK} \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el vuelco es:

$$\begin{aligned} M_r &= (W_p) [(t/2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] + (F_v) [(t) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] + F_{ga} (H/2) \\ &= (721 \text{ lb/ft}) [(0.49 \text{ ft}) + (0.5) (5.72 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (147 \text{ lb/ft}) [(0.97 \text{ ft}) + (0.333) (5.72 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] + (879 \text{ lb/ft}) (2.86 \text{ ft}) \\ &= 3,507 \text{ ft-lb/ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= (10,554 \text{ N/m}) [(0.149 \text{ m}) + (0.5) (1.72 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (2,146 \text{ N/m}) [(0.296 \text{ m}) + (0.333) (1.72 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] + (12,830 \text{ N/m}) (0.86 \text{ m}) \\ &= 15,432 \text{ N-m/m} \end{aligned}$$

$$\text{SFO} = \frac{M_r}{M_o} = \frac{(3,507 \text{ ft-lb/ft})}{(771 \text{ ft-lb/ft})} = 4.5 \geq 2.0 \text{ OK}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{(15,432 \text{ N-m/m})}{(3,416 \text{ N-m/m})} = 4.5 > 2.0 \text{ OK} \end{aligned}$$

La longitud de anclaje requiere un empalme de 3 pies (0.9m) dentro de la zona pasiva. (Pasada la línea de máxima tensión)

$$\begin{aligned}L_t &= L_a + 3 \text{ ft} \\&= (5.72 \text{ ft} - 2.5 \text{ ft}) [\tan (30^\circ) - \tan (12^\circ)] + 3.0 \text{ ft} = 4.2 \text{ ft} \\&= (1.74 \text{ m} - 0.8 \text{ m}) [\tan (30^\circ) - \tan (12^\circ)] + 0.9 \text{ m} = 1.24 \text{ m}\end{aligned}$$

Donde:

L_a = geomalla de longitud en la zona activa

Verificar el momento si la F_{we} o la parte despegable de la malla del bloque o ruptura, es el factor determinante.

NOTA: La parte despegable del bloque puede ser eliminada como el factor gobernante uniendo el bloque a la interfaz de la malla con una conexión de relleno. Sin embargo, el tipo de geomalla tendrá que ser especificada para resistir el alto contenido alcalino de la lechada de hormigón.

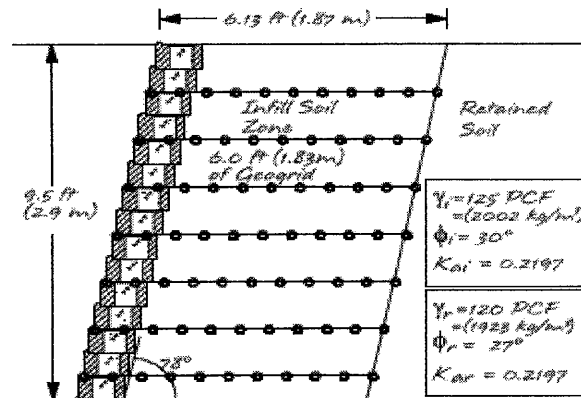
3.2.4 Paredes de gravedad coherente

La teoría detrás de las paredes de gravedad coherente, es que dos o más capas de geomalla hagan que la masa de suelo reforzada se comporten como una sola unidad. La pared frontal y la masa de suelo reforzado son tratadas entonces como una unidad y analizadas como una gran muro de gravedad simple. El muro debe ser analizado para la estabilidad de deslizamiento y vuelco. Además, el número de capas de geomalla necesario, y su espaciamiento, debe determinarse. Por último, la presión soportable de tal muro de gravedad debe ser controlado para garantizar que no supere la capacidad de carga admisible del suelo.

Ejemplo 2-3

Figura 9 es un diagrama esquemático de un muro de gravedad coherente con siete capas de geomalla. Figura 10 es un diagrama de cuerpo libre de la misma pared. Los subíndices r y i, se refiere a los retenidos del suelo de relleno y la infiltración del suelo, respectivamente. Los valores indicados en la figura 2-6 se utilizará para analizar la estabilidad de la pared. Para este ejemplo de utilizar 6 pies (1.83m) de longitud de geomalla (L_g).

Figura 9. Ejemplo 2-3 muro de gravedad coherente



$$i = 0^\circ \text{ (Pendiente de pared anterior)}$$

$$\Phi_{wi} = 20^\circ$$

$$\Phi_i = 30^\circ$$

$$K_{ai} = 0.2197$$

$$H = 9.52 \text{ ft (2.9m)}$$

$$\theta_{wr} = 18^\circ$$

$$L_s = \text{Labio frontal equivalente de la } 12^\circ$$

$$L_t = L_g + L_s$$

$$L_t = 6.0 + 0.13 = 6.13 \text{ ft (1.87 m)}$$

$$\Phi_r = 27^\circ$$

$$\beta = 78^\circ$$

$$K_{ar} = 0.2561$$

$$\gamma_r = 120 \text{ lb/ft}^3$$

$$\gamma_i = 125 \text{ lb/ft}^3$$

Encontrar: los factores de seguridad contra deslizamiento, SFS, de vuelco, OFS.

3.2.4.1 Longitud de geomalla

Normalmente, el primer paso en el análisis de la estabilidad de la pared es de estimar la duración de geomalla requerida. Una regla empírica es que la longitud mínima de refuerzo es de 60% de la altura de la pared.

3.2.4.2 Estabilidad externa

Una vez que la longitud de la geomalla se sabe, el peso de la gravedad coherente de la pared se puede calcular. El peso de la estructura es la suma de los pesos de la pared y la masa de suelo reforzado. El peso del muro frontal es igual al peso unitario del muro frontal multiplicado por la altura y multiplicado por la profundidad:

$$\begin{aligned}W_f &= (130 \text{ lb/ft}^3) (9.52 \text{ ft}) (0.97 \text{ ft}) = 1,200 \text{ lb/ft} \\ &= (2,061 \text{ kg/m}^3) (2.9 \text{ m}) (0.3 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 17,590 \text{ N/m}\end{aligned}$$

El peso de la masa de suelo reforzado es igual a la masa unitaria del suelo de relleno, multiplicado por la altura de la masa de suelo reforzado, multiplicado por la profundidad (medida desde la cara posterior de la pared al final de la geomalla).

$$\begin{aligned}W_s &= (125 \text{ lb/ft}^3) (9.52 \text{ ft}) (6.0 \text{ ft} - 0.84 \text{ ft}) = 6,140 \text{ lb/ft} \\ &= (2,002 \text{ kg/m}^3) (2.9 \text{ m}) (1.83 \text{ m} - 0.256 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 89,647 \text{ N/m}\end{aligned}$$

El peso total del muro de gravedad coherente es de:

$$\begin{aligned}W_w &= W_f + W_s \\ &= (1,200 \text{ lb/ft}) + (6,140 \text{ lb/ft}) = 7,340 \text{ lb/ft} \quad = (17,590 \text{ N/m}) + (89,647 \text{ N/m}) = 107,237 \text{ N/m}\end{aligned}$$

El próximo paso es calcular la fuerza activa en el muro de gravedad. Las propiedades del suelo retenido son usadas para calcular la fuerza activa ya que actúa en la parte posterior de la zona de suelo reforzado. La fuerza activa está dada por la ecuación:

$$\begin{aligned}
 F_a &= (0.5) (\gamma_r) (K_{ar}) (H)^2 \\
 &= (0.5) (120 \text{ lb/ft}^3) (0.2561) (9.52 \text{ ft})^2 \\
 &= 1,393 \text{ lb/ft} \\
 &= (0.5) (1,923 \text{ kg/m}^3) (0.2561) (2.9 \text{ m})^2 (9.81 \text{ m/sec}^2) \\
 &= 20,315 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Los componentes horizontales y verticales de la fuerza activa son:

$$\begin{aligned}
 F_h &= (F_a) \cos (\phi_{wr}) \\
 &= (1,393 \text{ lb/ft}) \cos (18^\circ) &= (20,315 \text{ N/m}) \cos (18^\circ) \\
 &= 1,325 \text{ lb/ft} &= 19,321 \text{ N/m} \\
 F_v &= (F_a) \sin (\phi_{wr}) \\
 &= (1,393 \text{ lb/ft}) \sin (18^\circ) &= (20,315 \text{ N/m}) \sin (18^\circ) \\
 &= 430 \text{ lb/ft} &= 6,278 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

A continuación, la fuerza vertical total se calcula:

$$\begin{aligned}
 V_t &= W_w + F_v \\
 &= (7,340 \text{ lb/ft}) + (430 \text{ lb/ft}) = 7,770 \text{ lb/ft} &= (107,237 \text{ N/m}) + (6,278 \text{ N/m}) = 113,515 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

La fuerza resistente al deslizamiento se calcula multiplicando el total de la fuerza vertical por el coeficiente de fricción entre la masa de suelo reforzado y el suelo subyacente:

$$\begin{aligned}
 F_r &= (V_t) (C_f) \\
 &= (7,770 \text{ lb/ft}) \tan (30^\circ) = 4,486 \text{ lb/ft} &= (113,515 \text{ N/m}) \tan (30^\circ) = 65,538 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$SFS = \frac{F_r}{F_h} = \frac{(4,486 \text{ lb/ft})}{(1,325 \text{ lb/ft})} = 3.45 \geq 1.5 \text{ OK} \quad = \frac{F_r}{F_h} = \frac{(65,538 \text{ N/m})}{(19,321 \text{ N/m})} = 3.4 \geq 1.5 \text{ OK}$$

El factor de seguridad contra el vuelco es:

(NOTA: Todos los momentos son tomados desde el punto A en la Figura 10)

$$\begin{aligned} \Sigma M_r &= (W_r) [(0.5) (t) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &+ (W_s) [(0.5) (L_t - t) + (t) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &+ (F_v) [(L_t) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &= (1,200 \text{ lb/ft}) [(0.5) (0.97 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (6,140 \text{ lb/ft}) [(0.5) (6.13 \text{ ft} - 0.97 \text{ ft}) + (0.97 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (430 \text{ lb/ft}) [(6.13 \text{ ft}) + (0.333) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &= 32,731 \text{ ft-lb/ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= (17,590 \text{ N/m}) [(0.5) (0.3 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (89,647 \text{ N/m}) [(0.5) (1.87 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) + (0.3 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (6,278 \text{ N/m}) [(1.87 \text{ m}) + (0.333) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &= 145,985 \text{ N-m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= (F_h) (0.333) (H) \\ &= (1,325 \text{ lb/ft}) (0.333) (9.52 \text{ ft}) \\ &= 4,200 \text{ ft-lb/ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= (19,321 \text{ N/m}) (0.333) (2.9 \text{ m}) \\ &= 18,658 \text{ N-m/m} \end{aligned}$$

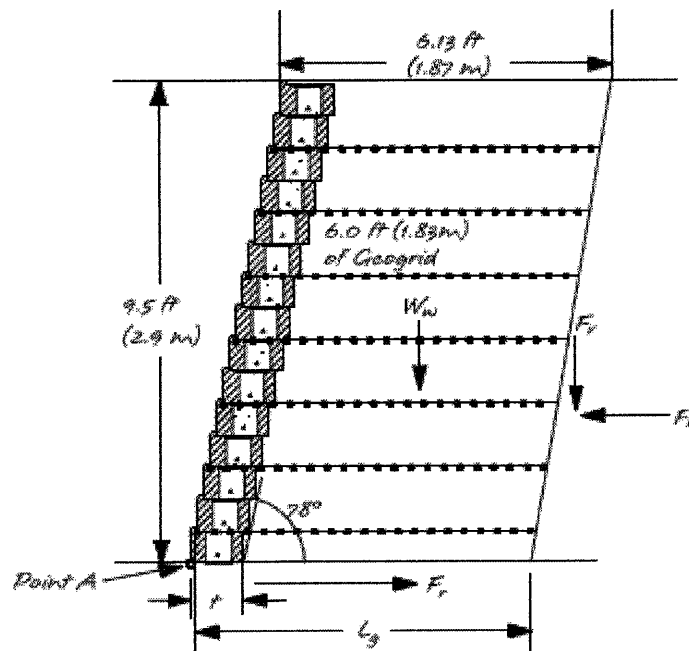
$$SFO = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(32,731 \text{ ft-lb/ft})}{(4,200 \text{ ft-lb/ft})} = 7.8 \geq 2.0 \text{ OK}$$

$$= \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(145,985 \text{ N-m/m})}{(18,658 \text{ N-m/m})} = 7.8 \geq 2.0 \text{ OK}$$

La cantidad mínima recomendada de factores de seguridad para muros de retención reforzados con geomalla son de 1.5 para el fallo por deslizamiento y el 2,0 para fallo de vuelco. Ya que ambos factores de seguridad de esta pared exceden los valores mínimos, el muro es el adecuado con respecto al deslizamiento y vuelco. En los casos en que uno de los factores de seguridad es

inferior a la requerida, la longitud de geomalla se debe aumentar y se repite el análisis. El proceso termina cuando ambos factores de seguridad superan el mínimo de valores recomendados.

Figura 10. Diagrama de cuerpo libre de una pared de gravedad coherente



3.2.4.3 Presión resistente en suelo subyacente

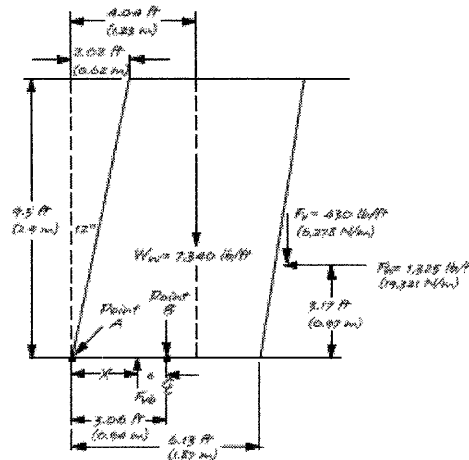
Otra consideración en el diseño de un muro de gravedad coherente es la capacidad de los suelos para soportar el peso de una gigantesca pared de gravedad. La mayoría de los suelos no alterados pueden soportar presiones entre 2500 (120 kPa) y 4.000 (192 kPa) libras por pie cuadrado.

La figura 11 es un diagrama cuerpo libre de la pared de gravedad coherente en el ejemplo 2-3, que muestra las fuerzas que actúan sobre la pared. Con esta

información, la presión máxima soportable puede ser calculada y comparada a la presión soportable permitida.

$$\begin{aligned}
 F_{vb} &= \Sigma F_y = W_w + F_v \\
 &= (7,340 \text{ lb/ft} + 430 \text{ lb/ft}) &= 107,237 \text{ N/m} + 6,278 \text{ N/m} \\
 &= 7,770 \text{ lb/ft} &= 113,515 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Figura 11. Análisis de cuerpo libre para la presión productiva



El primer paseo es calcular la fuerza de resistencia vertical resultante aplicada en el muro de gravedad por el suelo. El siguiente paso es localizar el punto de aplicación de la fuerza resultante. Esto se realiza mediante la suma de momentos alrededor del punto A, estableciendo resultado igual a cero, y resolviendo el valor de X.

$$\begin{aligned}
\Sigma M_A &= (F_{vb})(X) + (F_h)(1/3 H) \\
&= (7,770 \text{ lb/ft})(X) + (1,325 \text{ lb/ft})(3.17 \text{ ft}) \\
&\quad - (7,340 \text{ lb/ft})(4.04 \text{ ft}) - (430 \text{ lb/ft})(6.78 \text{ ft}) \\
X &= \frac{(29,654 \text{ ft-lb/ft}) + (2,915 \text{ ft-lb/ft}) - (4,200 \text{ ft-lb/ft})}{(7,770 \text{ lb/ft})} = 3.65 \text{ ft} \\
&= \frac{(113,515 \text{ N/m})(X) + (19,321 \text{ N/m})(0.966 \text{ m})}{(107,237 \text{ N/m})(1.23 \text{ m}) - (6,278 \text{ N/m})(2.07 \text{ m})} \\
&= \frac{(131,902 \text{ N-m/m}) + (12,995 \text{ N-m/m}) - (18,664 \text{ N-m/m})}{(113,515 \text{ N/m})} = 1.11 \text{ m}
\end{aligned}$$

La excentricidad, e, de la fuerza vertical resultante, es la distancia desde la línea central de la sufragación de la pared de gravedad hasta el punto de aplicación de la fuerza resultante, F_{vd} en este caso:

$$\begin{aligned}
e &= (0.5)(L_t) - X \\
&= (0.5)(6.13 \text{ ft}) - X &= (0.5)(1.87 \text{ m}) - X \\
&= (0.5)(6.13 \text{ ft}) - 3.65 \text{ ft} = -0.59 \text{ ft} &= (0.5)(1.87 \text{ m}) - 1.12 \text{ m} = -0.185 \text{ m}
\end{aligned}$$

En este caso, la excentricidad es negativa. Una excentricidad negativa significa que la masa de muro rueda hacia atrás, causando así una disminución de la presión soportable en el dedo del pie. Dado que esto no es práctico "e" será siempre tomada conservadamente como mayor o igual a cero.

$$e = 0 \text{ ft} \quad = 0 \text{ m}$$

Asumiendo una distribución lineal con la presión soportable, la presión promedio ocurre en la línea central de la pared. Su magnitud es:

$$\begin{aligned}
\sigma_{avg} &= \frac{F_{vb}}{L_t} = \frac{(7,770 \text{ lb/ft})}{(6.13 \text{ ft})} = 1,268 \text{ lb/sq ft} &= \frac{F_{vb}}{L_t} = \frac{113,515 \text{ N/m}}{1.87 \text{ m}(1000)} = 61 \text{ kPa}
\end{aligned}$$

Luego, la presión soportable debido al momento sobre la línea central de soporte es calculada. Esto se hace para encontrar el momento debido a la fuerza vertical resultante sobre la línea central de soporte (punto B) y dividiéndola por el módulo de una sección horizontal a través del muro de gravedad. El momento debido a la excentricidad de la fuerza vertical resultante es:

$$\begin{aligned}
 M_B &= (F_{vb})(e) \\
 &= (7,770 \text{ lb/ft})(0 \text{ ft}) && = (113,515 \text{ N/m})(0 \text{ m}) \\
 &= 0 \text{ ft-lb/ft} && = 0 \text{ N-m/m}
 \end{aligned}$$

La sección de un módulo de 1-pie o de 1 metro de ancho de la pared está dado por:

$$S = \frac{(l)(L_t)^2}{6}$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 l &= \text{el ancho de la sección} = 1.0 \text{ ft or } 1 \text{ m} \\
 L_t &= \text{la profundidad de la sección} = L_t = 6.13 \text{ ft } (1.87 \text{ m}) \\
 S &= \frac{(1 \text{ ft})(6.13 \text{ ft})^2}{6} && = \frac{(1.0 \text{ m})(1.87 \text{ m})^2}{6} \\
 &= 6.26 \text{ ft}^3 && = 0.583 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

La diferencia de tensión debido a la excentricidad es:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{mom}} &= \frac{M_B}{S} \\
 &= \frac{(0 \text{ ft-lb/ft})}{(6.26 \text{ ft}^3)} && = \frac{(0 \text{ N-m/m})}{(0.583 \text{ m}^3)(1000)} \\
 &= 0 \text{ lb/ft}^2 && = 0 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Por último, el máximo y el mínimo de presión soportable son calculados:

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{avg} \pm \sigma_{mom} \\ \sigma_{max} &= \sigma_{avg} + \sigma_{mom} \\ &= (1,268 \text{ lb/sq ft}) + (0 \text{ lb/sq ft}) &&= (61 \text{ kPa}) + (0 \text{ kPa}) \\ &= 1,268 \text{ lb/sq ft} &&= 61 \text{ kPa} = 6,100 \text{ kg/m}^2 \\ \sigma_{min} &= \sigma_{avg} - \sigma_{mom} \\ &= (1,268 \text{ lb/sq ft}) - (0 \text{ lb/sq ft}) &&= (61 \text{ kPa}) - (0 \text{ kPa}) \\ &= 1,268 \text{ lb/sq ft} &&= 61 \text{ kPa} = 6,100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Si la máxima presión soportable fuera mayor que la presión soportable permitida de 2500 lb / pies cuadrados (120 kPa), el muro sería inestable con respecto a la capacidad de carga admisible del suelo subyacente.

El procedimiento descrito más arriba se puede simplificar la redistribución de las ecuaciones de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{avg} \pm \sigma_{mom} \\ \sigma &= \frac{F_{vb} \pm M_b}{L_t} = \frac{F_{vb}}{L_t} \pm \frac{(6)M_b}{L_t^2} = \frac{F_{vb}}{L_t} \pm \frac{(6)(F_{vb})(e)}{L_t^2} \end{aligned}$$

Cuando la presión máxima que lleva es superior a la permitida con el suelo subyacente, la presión no es estable. La estabilización del suelo bajo la pared se realiza mediante la difusión de las fuerzas de la pared en un área más grande. Los ingenieros utilizan este concepto en el diseño de cimientos de propagación.

Una vez que el σ_{max} está determinado, se compara con la máxima capacidad soportable (q_f), tal como se define por Terzaghi:

$$q_f = (1/2) (\gamma_f) (B_b) (N_\gamma) + (c) (N_c) + (\gamma_f) (D) (N_q)$$

Donde:

N_q = Contribución debida a la presión total (del valor Terzaghi)

N_c = Contribución constante debido a la componente de fuerza de cizallamiento (Terzaghi del valor).

N_γ = Contribución del peso unitario del suelo (el valor de Meyerhof)

$$N_q = \exp(\pi \tan \Phi_f) \tan^2(45 + \Phi_f / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi_f$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \Phi_f)$$

γ_f = Unidad de peso unitario de suelo base

D = profundidad de la pared de integración
= Bloque enterrado + espesor de cimiento (db)

c = Cohesión de suelo base

B_b = Ancho del cimiento

Φ_f = Ángulo de fricción del suelo base

Nota: Los valores de Terzaghi, toman en cuenta los cimientos rectangulares y las cargas excéntricas. El uso de las ecuaciones Meyerhof para modificar estos parámetros se incluirán estos puntos mencionados.

En última instancia, teniendo (q_f) deben estar diseñados para un factor de seguridad de 2,0.

$$\text{Si } SFB = \frac{q_f}{\sigma_{\text{máx.}}} < 2.0$$

$\sigma_{\text{máx.}}$

El material en la base suele ser una grava seleccionada, $\Phi_B = 36^\circ$. Sin embargo, el cimiento bajo el material de base es suelo natural y se asume para este ejemplo para que se de $\Phi_f = 30^\circ$

$$\begin{aligned} \tan(45 - \phi/2) &= 0.5 \text{ ft}/W \\ W &= 0.5 \text{ ft} / \tan(45 - 30^\circ/2) \\ W &= 0.87 \text{ ft} \quad \text{use } 1.0 \text{ ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan(45 - \phi/2) &= 0.15 \text{ m}/W \\ W &= 0.15 \text{ m} / \tan(45 - 30^\circ/2) \\ W &= 0.26 \text{ m} \quad \text{use } 0.3 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el incremento de tamaño de base es:

$$\text{Profundidad } (d_i) = (d_b - 1) + 0.5 \text{ ft} \qquad = (d_b - 1) + 0.15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Altura } (B_i) &= (B_b - 1) + (2) (W) && = (B_b - 1) + (2) (0.3 \text{ m}) \\ &= (B_b - 1) + (2) (1 \text{ ft}) \end{aligned}$$

La extensión de los pies será igual al pie de profundidad.

3.2.4.4 Estabilidad interna

En muros de contención segmental, se recomienda no más de 16 pulgadas (406 mm) - entre cada capa de refuerzo para cualquier geomalla. Esto para garantizar que la pared actúa como una masa homogénea.

La carga en cada capa de geomalla es igual a la media de la presión sobre la sección del muro, P_{avg} , multiplicado por la altura de la sección, d_h , (Figura 12). La presión a cualquier profundidad, está dada por:

$$P_v = (\gamma) (\text{depth}) (K_{ai}) \cos(\phi_{wi})$$

La carga en cada capa de la red está dada por:

$$F_g = (P_{avg}) (d_h)$$

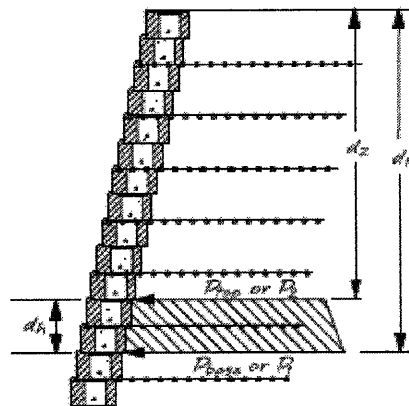
Donde:

$$\begin{aligned} P_{avg} &= (0.5) (P_{base} + P_{top}) \\ &= (0.5) [(\gamma_1) (d_1) (K_{ai}) \cos (\phi_{wi}) \\ &\quad + (\gamma_1) (d_2) (K_{ai}) \cos (\phi_{wi})] \\ &= (0.5) (\gamma_1) (K_{ai}) \cos (\phi_{wi}) (d_1 + d_2) \end{aligned}$$

$$d_h = d_1 - d_2$$

d_1 = distancia desde la parte superior del relleno a la parte inferior de la zona soportada por la capa de la geomalla. d_2 = distancia desde la parte superior del relleno a la parte superior de la zona soportada por la capa de geomalla.

Figura 12. Especificaciones de las capas de malla



La geomalla sólo puede ser colocada entre los bloques que forman la pared de frente. Esto significa que el geomalla puede solo ser colocado en las alturas divisible uniformemente la altura del bloque, este ejemplo es de 7,62 pulgadas o 0,635 pies (194 mm).

3.2.4.5 Empalme de la geomalla para la parte frontal del muro

Una pregunta lógica es: ¿Qué impide que la geomalla se desprenda de los bloques? La respuesta es que el peso de la sección del bloque en la parte superior de la geomalla crea fricción entre los bloques y el geomalla. Además, algunos de los materiales utilizados para rellenar los huecos en los bloques se convierten en las aberturas de la geomalla. Esto se llama llave de la roca y da como resultado resistencia adicional al resbalarse.

Uno de las empresas que realizó pruebas del amarre de la geomalla fue Allan Block, se realizaron en 1989 en la Universidad de Wisconsin-Platteville por Kliethermes. Dos series de pruebas se ejecutan. En la primera serie, los huecos de los bloques de Allan se llenan de grava. En el segundo set, los huecos se quedaron vacíos.

Cuando los huecos fueron llenados con grava, se presento un coeficiente de fricción aparente (ACF) de alrededor de 3,0 entre la geomalla y los bloques. Cuando los huecos se quedaron vacíos, la ACF fue de 0,88. Esta magnitud sorprendente del ACF para la grava se debe a una cantidad significativa de la vinculación entre la grava y la geomalla.

El centro hueco, plantea cuestiones sobre la forma en que la geomalla se adjunta a la pared frontal. El centro hueco del bloque lleno de grava, proporciona un entrelazado multi-puntual con la malla. A medida que la altura de la pared aumente, nuestro “bloqueo” de conexión, en combinación con el peso de las unidades de bloques segmentales, provee un sistema más uniforme de bloque a la red de entrelazado bloque a red.

La fuerza máxima en el geomalla ocurre en la línea de tensión máxima-el límite entre las zonas activas y pasivas de suelo retenido. La fuerza de la geomalla disminuye a medida que la distancia horizontal desde el plano de falla incrementa. En la parte de atrás de la pared, la fuerza sobre la geomalla se reduce a cerca de dos tercios de la fuerza máxima (McKittrick, 1979). En consecuencia, hay 0.667 factor de reducción de la carga en la cara (RF_{LF}).

$$SF_{\text{conn}} = \frac{F_{cs}}{(F_{g\text{TopLayer}}) (RF_{LF})} \geq 1.5$$

$$F_{cs} = 1,313 \text{ lb/ft} + \tan(8^\circ)(N) \quad = 19,204 \text{ N/m} + \tan(8^\circ)(N)$$

$$\begin{aligned} N &= (H - \text{grid elev}) (\gamma_{\text{wall}}) (t) \\ &= (9.52 \text{ ft} - 6.35 \text{ ft}) (130 \text{ lb/ft}^3) (0.97 \text{ ft}) \\ &= 400 \text{ lb/ft} \end{aligned} \quad \begin{aligned} &= (2.9 \text{ m} - 1.94 \text{ m}) (2,061 \text{ kg/m}^3) (0.30 \text{ m}) (9.81) \\ &= (5,822 \text{ N/m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cs} &= 1,313 \text{ lb/ft} + \tan(8^\circ) (400 \text{ lb/ft}) \\ &= 1,313 \text{ lb/ft} + 0.140 (85 \text{ lb/ft}) = 1,369 \text{ lb/ft} \end{aligned} \quad = 19,204 \text{ N/m} + 0.140 (5,822 \text{ N/m}) = 20,019 \text{ N/m}$$

$$SF_{\text{conn}} = \frac{1,369 \text{ lb/ft}}{360 \text{ lb/ft} (0.667)} = 5.7 \geq 1.5 \quad = \frac{20,019 \text{ N/m}}{5,822 \text{ N/m}} = 5.7 \geq 1.5$$

Ejemplo 2-5a

Vamos a analizar la pared del Ejemplo 2-3 para geomalla retirada de los bloques. Calcular la fuerza horizontal sobre la capa inferior de geomalla:

$$\begin{aligned} Ph_1 &= (\gamma_i) (K_{ai}) (d_1) (\cos \phi_{wi}) \\ &= (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (9.52 \text{ ft}) (0.940) \\ &= 246 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned} \quad \begin{aligned} &= (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (2.9 \text{ m}) (0.940) \\ &= 1,200 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph_2 &= (\gamma_i) (K_{ai}) (d_2) (\cos \phi_{wi}) \\ &= (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (8.25 \text{ ft}) (0.940) \\ &= 213 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned} \quad \begin{aligned} &= (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (2.51 \text{ m}) (0.940) \\ &= 1,038 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{avg}} &= (0.5) (246 \text{ lb/ft}^2 + 213 \text{ lb/ft}^2) \\ &= 230 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned} \quad \begin{aligned} &= (0.5) (1,200 \text{ kg/m}^2 + 1,038 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1,119 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_1 &= P_{avg} (d_h) \\
 &= (230 \text{ lb/ft}^2) (1.27 \text{ ft}) \\
 &= 292 \text{ lb/ft} \\
 &= (1,119 \text{ kg/m}^2) (0.39 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) \\
 &= 4,281 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

La fuerza de la geomalla en la cara posterior del muro será de aproximadamente dos tercios de las F-1:

$$\begin{aligned}
 F_w &= (0.667) (F_1) = (0.667) (292 \text{ lb/ft}) \\
 &= 195 \text{ lb/ft} \\
 &= (0.667) (F_1) = (0.667) (4,281 \text{ N/m}) \\
 &= 2,854 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

La carga normal es:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (130 \text{ lb/ft}^3) (0.97 \text{ ft}) (8.89 \text{ ft}) = 1,121 \text{ lb/ft} \\
 &= (2,082 \text{ kg/m}^3) (0.3 \text{ m}) (2.71 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 16,605 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Utilizando la ecuación de Fortrac 35/20-20 , para la retirada de bloque de la resistencia:

$$\begin{aligned}
 F_{cs} &= 1,313 \text{ lb/ft} + \tan (8^\circ) (1,121 \text{ lb/ft}) \\
 &= 1,313 \text{ lb/ft} + 0.140 (1,121 \text{ lb/ft}) \\
 &= 1,470 \text{ lb/ft} \\
 &= 19,204 \text{ N/m} + 0.140 (16,605 \text{ N/m}) \\
 &= 21,529 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra la retirada del bloque de la capa inferior de geomalla es:

$$SF_{conn} = \frac{F_{cs}}{F_w} = \frac{(1,470 \text{ lb/ft})}{195 \text{ lb/ft}} = 7.5 \geq 1.5 = \frac{(21,529 \text{ N/m})}{(2,854 \text{ N/m})} = 7.5 \geq 1.5$$

Ejemplo 2-5b

La fuerza horizontal sobre la capa superior de geomalla es:

$$\begin{aligned}
 P_{h4} &= (\gamma) (K_a) (d_4) (\cos \phi_{wi}) = (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (1.91 \text{ ft}) (0.940) = 49 \text{ lb/ft}^2 \\
 &= (\gamma) (K_a) (d_4) (\cos \phi_{wi}) = (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (0.58 \text{ m}) (0.940) = 240 \text{ kg/m}^2 \\
 P_{h5} &= (\gamma) (K_a) (d_5) (\cos \phi_{wi}) = (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (0 \text{ ft}) (0.940) = 0 \text{ lb/ft}^2 \\
 &= (\gamma) (K_a) (d_5) (\cos \phi_{wi}) = (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (0 \text{ m}) (0.940) = 0 \text{ kg/m}^2 \\
 P_{avg} &= (0.5) (49 \text{ lb/ft}^2 + 0 \text{ lb/ft}^2) = 25 \text{ lb/ft}^2 \quad = (0.5) (240 \text{ kg/m}^2 + 0 \text{ kg/m}^2) = 120 \text{ kg/m}^2 \\
 F_4 &= (P_{avg}) (d_h) = (25 \text{ lb/ft}^2) (1.91 \text{ ft}) = 47 \text{ lb/ft} \\
 &= (P_{avg}) (d_h) = (120 \text{ kg/m}^2) (0.58 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 683 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

La fuerza de la geomalla en la cara posterior del muro será de aproximadamente dos tercios de F4:

$$F_w = (0.667) (F_4) = (0.667) (47 \text{ lb/ft}) = 31 \text{ lb/ft} \quad = (0.667) (F_4) = (0.667) (683 \text{ N/m}) = 455 \text{ N/m}$$

La fuerza de resistencia a retiro, causado por el peso del bloque lleno total por encima de la capa superior geomalla, es:

$$\begin{aligned}
 N_4 &= (130 \text{ lb/ft}^3) (0.97 \text{ ft}) (1.27 \text{ ft}) = 160 \text{ lb/ft} \quad = (2,082 \text{ kg/m}^3) (0.3 \text{ m}) (0.39 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 2,390 \text{ N/m} \\
 F_{cs} &= 1,313 \text{ lb/ft} + 0.140 (160 \text{ lb/ft}) = 1,335 \text{ lb/ft} \quad = 19,204 \text{ N/m} + 0.140 (2,390 \text{ N/m}) = 19,539 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra la retirada del bloque de la capa superior de geomalla es:

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{conn}} &= \frac{F_{cs}}{F_w} = \frac{(1,335 \text{ lb/ft})}{(31 \text{ lb/ft})} = 43.0 \geq 1.5 \\
 &= \frac{(19,539 \text{ N/m})}{(455 \text{ N/m})} = 43.0 \geq 1.5
 \end{aligned}$$

En una cierta profundidad, la fuerza sosteniendo la geomalla entre los bloques, será igual o mayor que la carga de diseño admisible a largo plazo de la geomalla. Cualquier capa de geomalla que se encuentra por debajo de este fondo pueden ser controlada por sobre tención y no a la conexión. La profundidad será

diferente para cada pared, dependiendo del tipo de suelo, la pendiente de relleno, y la presencia de recargos, si los hubiese.

3.2.4.6 Conexión mecánica

La conexión mecánica puede ser deseable en circunstancias especiales, tales como capas de geomalla en alta sismicidad o cuando esta es adjuntada entre el bloque. El agujero de los núcleos de bloque prevé una celda para encapsular el bloque situado entre la geomalla. Una conexión mecánica debe especificar, un mínimo 3 de pulgadas (7,6 cm.) de lechada encima y por debajo de la capa de red. Es necesario usar factores de seguridad para que esta conexión sea determinada por la comparación de los efectos a largo plazo, el cual se indican desde la fabricación (LTADS) de la malla a la carga aplicada en la cara.

Tenga en cuenta que los diseñadores utilizan una conexión mecánica que debe ser verificada con el fabricante de geomalla para no exceder los parámetros del contenido alcalino en el área de la red.

$$SF_{\text{mech}} = \frac{\text{LTADS}}{(\text{Applied Load}) (RF_{LF})}$$

Ejemplo 2-4

Dando:

H	= 9.52 ft (2.9 m)	LTADS	= 1322 lb/ft (19,300 N/m)
ϕ	= 30°	L _t	= 6.13 ft (1.87 m)
γ	= 120 lb/ft ³ (1,923 kg/m ³)	Geogrid Courses	= 3, 6, 9, 12
γ_{wall}	= 130 lb/ft ³ (2,061 kg/m ³)	ϕ_{wi}	= 20°

Ejemplo de 2-3: $F_{is} = F_{g \text{ Capa Superior}} = P_{avg} (d_h)$, para este ejemplo $F_{g \text{ Capa Superior}} = 360 \text{ libras / pie (5.256 N / m)}$.

3.2.4.7 Geomalla desprendible del suelo

Se extiende en el suelo de relleno y la resistencia de fricción, debido al peso de la tierra en la parte superior de la geomalla proporciona la fuerza de retención. La relación puede expresarse de la siguiente manera:

$$F_{gr} = (\text{unidad de peso del suelo}) \times (\text{profundidad a la red}) \\ \times (2) \times (\text{longitud de la red en la zona pasiva}) \\ \times (\text{coeficiente de fricción})$$

La siguiente ecuación puede utilizarse para calcular el potencial máximo de fuerza de restricción:

$$F_{gr} = (2) (d_g) (\gamma_i) (L_e) (C_i) \tan (\phi)$$

Donde:

d_g = la profundidad de la parte superior del relleno de la capa de geomalla.

γ_i = peso unitario de la tierra de relleno.

L_e = longitud de la geomalla pasivos embebidos en la zona de la tierra.

C_i = coeficiente de la interacción entre el suelo y la geomalla, una medida de la capacidad del suelo para mantener la geomalla cuando una fuerza se aplica a ella. Los valores típicos de C_i = son 0,9 para grava del suelo, 0,85 para la arena o arena limosa, y 0,75 para las arcillas y limo.

$\tan(\Phi)$ = el coeficiente de fricción (resistencia al cizallamiento) entre capas adyacentes de tierra.

El factor 2 se usa tanto porque la parte superior y la parte inferior de la geomalla interactuar con el suelo.

NOTA: Normalmente, un diseñador utilizará una longitud de grilla de 60% de la altura de la pared, ejecuta el Factor de Seguridad para la retirada de los cálculos del suelo, y alargar la red si es necesario. Los siguientes pasos se pueden tomar como un control para encontrar las longitudes mínimas de red necesaria para satisfacer las necesidades de retirada de tierra.

En primer lugar, la profundidad a la geomalla, d_g , debe ser especificado. Para completar ejemplo 2-5a, yendo $d_g = 8.89$ ft (2.71 m), otro supuesto importante es que la geomalla se extenderá lo suficiente en la zona pasiva para desarrollar el diseño de la fuerza totalmente permisible de la geomalla. En este caso, una geomalla de fuerza promedio se utilizará, y la carga permisible total de largo palzo seria de 1322 libras / pie (19.300 N / m). Un factor de seguridad de 1,5 se aplica a este valor. La longitud de integración requerida para generar la fuerza que se pueda calcular de la siguiente manera:

$$L_e = \frac{LTADS}{(F_{gr})(SF_{pulloutsoil})}$$

$$F_{gr} = (2)(d_g)(\gamma_i)(L_e)(C_i)\tan(\phi)$$

$$L_e = \frac{LTADS}{(2)(d_g)(\gamma_i)(L_e)(C_i)\tan(\phi)(SF_{pulloutsoil})}$$

$$= \frac{(1,322 \text{ lb/ft})}{(2)(8.89 \text{ ft})(120 \text{ lb/ft}^3)(0.85)\tan(30^\circ)(1.5)} = 0.84 \text{ ft}$$

$$= \frac{(19,300 \text{ N/m})}{(2)(2.71 \text{ m})(1,923 \text{ kg/m}^3)(9.81 \text{ m/sec}^2)(0.85)\tan(30^\circ)(1.5)} = 0.26 \text{ m}$$

La longitud total de geomalla requerida por pie lineal de la pared es:

$$L_t = L_w + L_a + L_e$$

Donde:

L_w = longitud de geomalla para el bloque dentro de la unidad

= Espesor del bloque - espesor equivalente labio

= Longitud de geomalla en la zona activa

$$= (H - d_g) \left[\tan(45^\circ - \phi/2) - \tan(90^\circ - \beta) \right] = 0.23 \text{ ft } (0.07 \text{ m})$$

L_e = longitud de geomalla integradas en la zona pasiva.

El total estimado de duración de geomalla requerida de la pared en el ejemplo 2-5 es:

$$\begin{aligned}
 L_t &= 0.84 \text{ ft} + 0.23 \text{ ft} + 0.84 \text{ ft} & = 0.26 \text{ m} + 0.07 \text{ m} + 0.26 \text{ m} \\
 &= 1.91 \text{ ft} & = 0.59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Práctica estándar para el diseño, es usar una longitud mínima de geomalla del 60% de la altura de la pared. Para este ejemplo, $L_t = 6,0$ pies (1,83 m) para una longitud total de geomalla de 6,0 pies (1,83 m), la longitud real de integración es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 L_e &= L_t - L_w - L_a \\
 &= 6.0 \text{ ft} - 0.84 \text{ ft} - 0.23 \text{ ft} \\
 &= 4.93 \text{ ft} \\
 &= 1.83 \text{ m} - 0.26 \text{ m} - 0.07 \text{ m} \\
 &= 1.5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

El potencial máximo de retención de la fuerza para una integración de longitudes de geomalla de 3.65 pies (1,11 m) es:

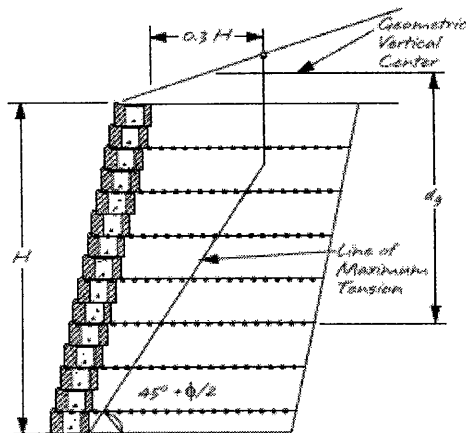
$$\begin{aligned}
 F_{gr} &= (2) (8.89 \text{ ft}) (120 \text{ lb/ft}^3) (4.93 \text{ ft}) (0.85) \tan (30^\circ) = 5,162 \text{ lb/ft} \\
 &= (2) (2.71 \text{ m}) (1,923 \text{ kg/m}^3) (1.50 \text{ m}) (0.85) \tan (30^\circ) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 75,266 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Sin embargo, a largo plazo la carga admisible de diseño (LTADS) o la red especificado es sólo 1.322 libras / pie (19.300 N / m). la fuerza de restricción máxima debe ser igual o menor a la LTADS. Por lo tanto, M_{gr} se limita a LTADS.

Los estudios han demostrado que la línea de tensión máxima para el suelo en el interior de la masa de suelo reforzado no está bien representada por una línea recta en un ángulo de $45^\circ + \Phi / 2$ respecto a la horizontal. En cambio, la línea de tensión máxima se parece más a una muestra en la Figura 13. Se inicia en la parte inferior del borde posterior del muro y se extiende hacia arriba en un ángulo de $45^\circ + \Phi / 2$ respecto a la horizontal. La superficie de fallo continúa

arriba de ese ángulo, hasta cortar una línea vertical situada detrás de la pared frontal a una distancia igual a 0,3 de la altura de la pared.

Figura 13. Línea de tensión máxima en muros de gravedad coherente



Al analizar las cargas sobre las distintas capas de geomalla, la profundidad debe ser medida desde el punto donde la línea de tensión máxima interfecta la capa de geomalla hacia la parte superior del relleno. Sin embargo, para simplificar el análisis, la profundidad puede ser medida desde el punto en que la vertical de la supuesta línea de máxima tensión cruza la parte superior del relleno. Punto que se muestra en la figura 13, como el punto A. Si lo hace, tendrá como resultado un diseño ligeramente conservador.

3.3 Sobrecargas

3.3.1 Introducción

Un recargo (q) es una carga externa aplicada a la tierra retenida. Recargos típicos incluyen: las aceras, caminos, carreteras, edificios, muros y otros. En este

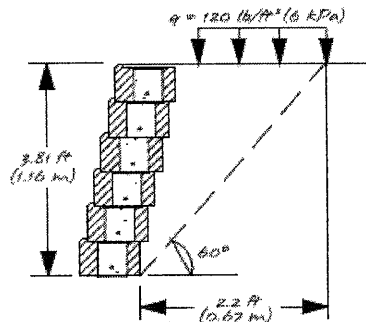
capítulo, le mostraremos cómo aplicar la fuerza debido a la gravedad simple recargos en las paredes y muros de gravedad coherente.

El efecto tiene un recargo en la pared que depende de la magnitud de la sobrecarga y la ubicación de la sobrecarga en relación con la pared. Un recargo situado detrás de un muro tendrá un efecto mucho mayor que uno que se encuentra a diez o veinte metros detrás de la pared.

En general, en buena tierra, si la distancia desde la parte trasera de la pared para el recargo es mayor que el doble de la altura de la pared, el efecto de la sobrecarga será insignificante. Tenga en mente que la parte de atrás de muro de gravedad coherente, se encuentra localizado al final de la geomalla, más lejos de la cara del muro.

A fin de determinar los efectos de una sobrecarga, es necesario determinar cómo la presión en el suelo varía con la distancia vertical y horizontal de la sobrecarga. Existen varias teorías acerca de cómo calcular la presión en cualquier punto del suelo y rangos que van desde lo relativamente simple a extremadamente complejos. En la que hemos optado por el uso se ilustra en la Figura 3-1. Suponemos que la fuerza debido a un recargo sobre la carga del suelo retenido se transmite hacia abajo a través de la tierra en un ángulo de $45^\circ + \Phi / 2$ respecto a la horizontal. (Φ es el ángulo de fricción del suelo.) El plano de la influencia puede ser aproximado por trazar una línea desde la parte inferior del borde posterior de la pared en un ángulo de $45^\circ + \Phi / 2$ hasta cortar la parte superior del relleno. Cualquier recarga situada entre la parte frontal de la pared y el punto de intersección tendrá un efecto mensurable sobre la pared. Recargo situado más allá del punto de intersección tendrá un efecto mínimo en la pared y se descarta.

Figura 14. Muro de retención por gravedad con sobrecarga



La naturaleza de un recargo puede ser definido como una carga viva o una carga muerta. En esencia, una carga viva es la que estará aplicando una carga al muro durante un periodo corto y una carga muerta es la que se toma como una influencia permanente en la estructura de la pared. En nuestros cálculos de estabilidad, un enfoque conservador que se sigue, no incluye la presencia de la carga viva vertical y el peso de la carga vertical sobre la ecuación de las fuerzas resistentes.

La ubicación de las cargas muertas y vivas ya sea de suelo retenido ó tierra de relleno, afecta a las fuerzas individuales en el muro resultante, obteniendo mayor estabilidad o disminuyendo los factores de seguridad. Por ejemplo, un muro de gravedad coherente con una carga viva sobre el relleno del suelo servirá para disminuir FOS de sobre presión y disminución de deslizamiento y vuelco. Si la carga viva está actuando sobre el suelo retenido, vemos descensos en FOS por sobre presión y un incremento en FOS por deslizamiento y vuelco. En cuanto a la carga muerta en un suelo retenido, vemos un incremento en FOS de deslizamiento y vuelco.

Otra suposición que hacemos en el análisis de una sobrecarga, es que la sobre presión en el suelo debido a la sobrecarga es constante con la profundidad.

Esta suposición es bastante precisa para sobrecargas que cubren una gran superficie y dará lugar a un error en el lado conservador, mientras que por otro lado simplificar mucho el análisis. Hay métodos disponibles más exactos y pueden ser utilizados si lo desea.

3.3.2 Sobrecargas de muros de gravedad simple

Ejemplo 3-1

Figura 14 muestra el muro de gravedad simple del ejemplo 2-1 con una carga muerta uniforme (q) de 120 libras / pie² (6 kPa) detrás de él. El recargo es de 4 pies de ancho (1,22 m) y está situado justo al lado de la pared. El primer paso en el análisis es calcular la presión sobre el muro de retención debido a la sobrecarga.

$$\begin{aligned}
 P_q &= (q) (K_a) \\
 &= (120 \text{ lb/ft}^2) (0.2197) && = (6 \text{ kPa}) (0.2197) \\
 &= 26 \text{ lb/ft}^2 && = 1.32 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Una vez más, debido a los efectos por fricción entre el muro y el suelo, la presión debido a la sobrecarga tiene un componente horizontal y uno vertical. Por lo tanto, el siguiente paso en el análisis es calcular los componentes horizontal y vertical de la presión:

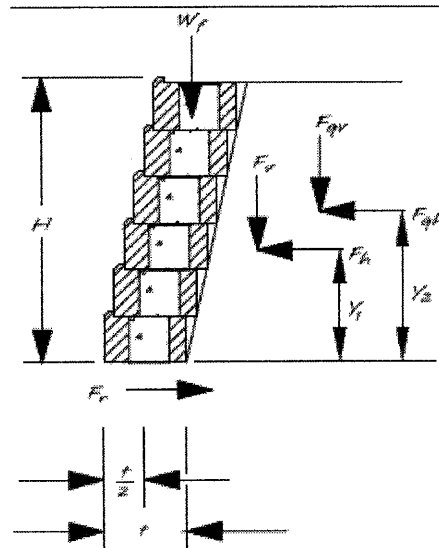
$$\begin{aligned}
 P_{qh} &= (P_q) \cos (\phi_w) \\
 &= (26 \text{ lb/ft}^2) \cos (20^\circ) && = (1.32 \text{ kPa}) \cos (20^\circ) \\
 &= 24 \text{ lb/ft}^2 && = 1.24 \text{ kPa} \\
 P_{qv} &= (P_q) \sin (\phi_w) \\
 &= (26 \text{ lb/ft}^2) \sin (20^\circ) && = (1.32 \text{ kPa}) \sin (20^\circ) \\
 &= 9 \text{ lb/ft}^2 && = 0.45 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Por último, calculamos el total de fuerzas de recargo en el muro:

$$\begin{aligned} F_{qh} &= (P_{qh})(H) \\ &= (24 \text{ lb/ft}^2)(3.81 \text{ ft}) &&= (1.24 \text{ kPa})(1.16 \text{ m}) \\ &= 91 \text{ lb/ft} &&= 1.44 \text{ kN/m} \\ \\ F_{qv} &= (P_{qv})(H) \\ &= (9 \text{ lb/ft}^2)(3.81 \text{ ft}) &&= (0.45 \text{ kPa})(1.16 \text{ m}) \\ &= 34 \text{ lb/ft} &&= 0.52 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Figura 15 es un diagrama de cuerpo libre que muestra las fuerzas activas en el muro. Ahora que la fuerza y la distribución de la presión debida a la sobrecarga, es conocida, el muro se puede analizar como se describe en el capítulo dos. (El resto de las fuerzas ya se han calculado en el Ejemplo 2-1.) Por un simple muro de gravedad, la fuerza horizontal debido a la sobrecarga es una fuerza que tiende a causar tanto deslizante como vuelco. Por lo tanto, hay que añadir a esas fuerzas, cuando los factores de seguridad que fueron calculados.

Figura 15. Diagrama de cuerpo libre de un simple muro con sobrecarga



El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$\begin{aligned}
 \text{SFS} &= \frac{F_r + (F_{qv})(C_f)}{F_h + F_{qh}} \\
 &= \frac{(315 \text{ lb/ft}) + (34 \text{ lb/ft}) \tan(30^\circ)}{(179 \text{ lb/ft}) + (91 \text{ lb/ft})} = 1.23
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{(4,613 \text{ N/m}) + (520 \text{ N/m}) \tan(30^\circ)}{(2,620 \text{ N/m}) + (1,440 \text{ N/m})} = 1.23
 \end{aligned}$$

(NOTA: P. \$F_r\$ y \$F_h\$ se calcularon en el ejemplo 2-1).
El factor de seguridad contra el vuelco es:

$$\begin{aligned}
\Sigma M_r &= (W_f) [(t/2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
&+ (F_v) [(t) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
&+ (F_{qv}) [(t) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
&= (480 \text{ lb/ft}) [(0.49 \text{ ft}) + (0.5) (3.81 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (65 \text{ lb/ft}) [(0.97 \text{ ft}) + (0.333) (3.81 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (34 \text{ lb/ft}) [(0.97 \text{ ft}) + (0.5) (3.81 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&= 557 \text{ ft-lb/ft} \\
&= (7.036 \text{ N/m}) [(0.149 \text{ m}) + (0.5) (1.16 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (984 \text{ N/m}) [(0.3 \text{ m}) + (0.333) (1.16 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (520 \text{ N/m}) [(0.3 \text{ m}) + (0.5) (1.16 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&= 2,512 \text{ N-m/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Sigma M_o &= (F_h) (0.333) (H) + (F_{qh}) (0.5) (H) \\
&= (179 \text{ lb/ft}) (0.333) (3.81 \text{ ft}) + (91 \text{ lb/ft}) (0.5) (3.81 \text{ ft}) \\
&= 400 \text{ ft-lb/ft}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= (2,620 \text{ N/m}) (0.333) (1.16 \text{ m}) + (1,440 \text{ N/m}) (0.5) (1.16 \text{ m}) \\
&= 1,847 \text{ N-m/m}
\end{aligned}$$

$$\text{SFO} = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(557 \text{ ft-lb/ft})}{(400 \text{ ft-lb/ft})} = 1.4 \qquad \frac{(2,512 \text{ N-m/m})}{(1,847 \text{ N-m/m})} = 1.4$$

Observe que con el recargo sobre el relleno, los factores de seguridad son más bajos que el mínimo recomendado de 1,5 para los valores de deslizamiento y el 2,0 por vuelco. Esto ilustra un recargo que puede hacer la diferencia entre una pared estable y una inestable.

3.3.3 Sobrecargas de muros de gravedad coherente

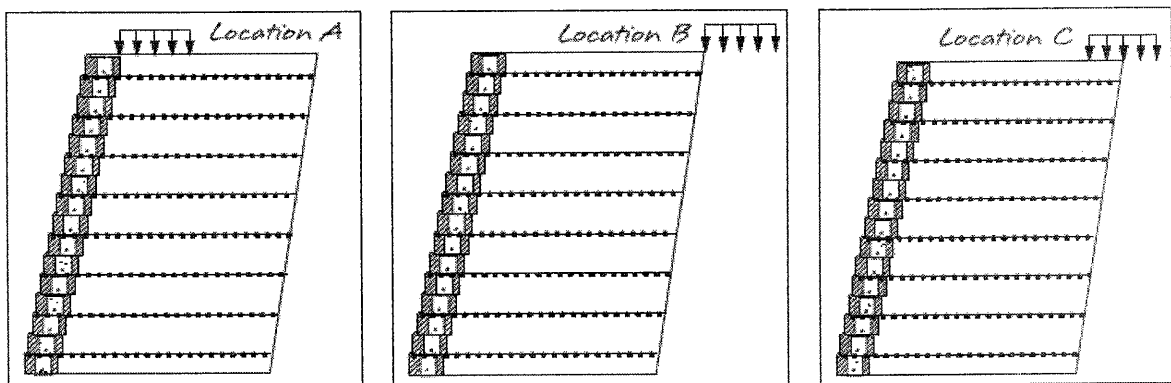
Analizando los efectos de un recargo sobre una pared de gravedad coherente es un problema en dos partes. En primer lugar, el efecto sobre toda la masa de suelo reforzado (estabilidad externa) debe ser analizado. El recargo tendrá un efecto tanto en la falla por deslizamiento y falla por vuelco. En segundo lugar, el efecto de la sobrecarga es individual a las capas de geomalla (Estabilidad Interna) y tiene que ser analizada. El recargo afectará a la tensión en cada capa de geomalla y será influenciado el espaciamiento de las capas.

3.3.3.1 Estabilidad externa

El efecto de una sobrecarga sobre la estabilidad externa de un muro de retención de gravedad coherente es casi idéntico al efecto de un muro de gravedad simple y depende de la ubicación de la sobrecarga. Recordar que la parte de atrás de un muro de gravedad coherente se encuentra al final de la geomalla más alejado de la pared frontal.

Figura 16 muestra tres posibles lugares de sobrecarga muerta. El recargo en la situación A, contribuye a la fuerza resistente de ambas fallas, deslizamiento o de vuelco. Recargos en el lugar B, contribuir a las fuerzas que causan deslizamiento y vuelco. En la situación en C, el recargo contribuye parcialmente a las fuerzas que causan deslizamiento y parcialmente a la resistencia de las fuerzas deslizantes. De la misma manera, esto también contribuye tanto a las fuerza causantes al vuelco y la fuerza resistente al vuelco.

Figura 16. Localización de sobrecargas en un muro coherente



Ejemplo 3-3:

Considere el muro de gravedad coherente analizado en el ejemplo 2-3, pero con un período de tres pies de ancho por carga muerta de 120 libras / pie (6 kPa). Analizar la estabilidad externa del muro con el recargo en las tres ubicaciones que se muestran en la Figura 16.

Situación A:

El recargo puede ser resuelto en un equivalente de la fuerza vertical, Q, de 360 libras / pie (5.256 N / m) Que se encuentra 2,5 pies (0.762m) de la cara frontal del muro y los actuantes en el centro de una sobrecarga uniforme. Esta fuerza se puede añadir a la fuerza resistente al deslizamiento a la hora de calcular el F_r :

$$\begin{aligned} F_r &= (W_w + F_v + Q) (C_f) \\ &= [(7,340 \text{ lb/ft}) + (430 \text{ lb/ft}) + (360 \text{ lb/ft})] \tan (30^\circ) = 4,694 \text{ lb/ft} \\ &= [(107,237 \text{ N/m}) + (6,278 \text{ N/m}) + (5,256 \text{ N/m})] \tan (30^\circ) = 68,572 \text{ N/m} \end{aligned}$$

El nuevo factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$\text{SFS} = \frac{F_r}{F_h} = \frac{(4,694 \text{ lb/ft})}{(1,325 \text{ lb/ft})} = 3.54 \quad = \frac{(68,572 \text{ N/m})}{(19,321 \text{ N/m})} = 3.54$$

También puede ser añadido a los momentos de las fuerzas resistentes al vuelco:

Donde:

X1 = distancia a la línea central a la masa reforzada.

X2 = distancia de la parte posterior de la masa reforzada.

X3 = distancia a la línea central de la sobrecarga.

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_r &= (W_w) [(X_1) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
 &+ (F_v) [(X_2) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
 &+ (Q) [(X_3) + (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
 &= (7,340 \text{ lb/ft}) [(3.0 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (430 \text{ lb/ft}) [(6.13 \text{ ft}) + (0.333) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (360 \text{ lb/ft}) [(2.5 \text{ ft}) + (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &= 34,000 \text{ ft-lb/ft} \\
 &= (107,237 \text{ N/m}) [(0.91 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (6,278 \text{ N/m}) [(1.87 \text{ m}) + (0.333) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &+ (5,256 \text{ N/m}) [(0.762 \text{ m}) + (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
 &= 150,912 \text{ N-m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_o &= (F_h) (0.333) (H) \\
 &= (1,325 \text{ lb/ft}) (0.333) (9.52 \text{ ft}) = 4,200 \text{ ft-lb/ft} \quad = (19,321 \text{ N/m}) (0.333) (2.9 \text{ m}) = 18,658 \text{ N-m/m}
 \end{aligned}$$

El nuevo factor de seguridad contra el vuelco es:

$$\text{SFO} = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(34,000 \text{ ft-lb/ft})}{(4,200 \text{ ft-lb/ft})} = 8.09 \quad = \frac{(150,912 \text{ N-m/m})}{(18,658 \text{ N-m/m})} = 8.09$$

Así pues, el efecto de un recargo en el punto A es para que la pared sea un poco más estable con respecto al deslizamiento y vuelco. Sin embargo, este recargo puede tener un efecto perjudicial sobre la estabilidad interna de la pared. Además, añade fuerza debido a la sobrecarga que debe tomarse en cuenta a la hora de calcular la presión sobre el suelo subyacente.

Situación B:

Un recargo en este lugar tiene el mismo efecto sobre la estabilidad externa de un muro de gravedad coherente como un muro de gravedad simple. En este caso, la sobrecarga resultante en una fuerza horizontal en un punto de aplicación

situado en H/2 de la parte posterior de la masa de suelo reforzado. La magnitud de la fuerza es la siguiente:

Los componentes horizontales y verticales de la fuerza sobre la masa de suelo reforzado, debido a la sobrecarga son:

$$\begin{aligned}
 F_q &= (q) (K_a) (H) \\
 &= (120 \text{ lb/ft}^2) (0.2561) (9.52 \text{ ft}) = 293 \text{ lb/ft} &= (5,748 \text{ Pa}) (0.2561) (2.9 \text{ m}) = 4,269 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Note que el coeficiente de presión del sitio es usado en el suelo. Esto es debido a que el recargo se encuentra totalmente fuera de la zona de suelo reforzado y el recargo por la fuerza se transmite a través del suelo in situ.

$$\begin{aligned}
 F_{qh} &= (F_q) \cos (\phi_{wr}) \\
 &= (293 \text{ lb/ft}) \cos (18^\circ) = 279 \text{ lb/ft} &= (4,269 \text{ N/m}) \cos (18^\circ) = 4,060 \text{ N/m} \\
 F_{qv} &= (F_q) \sin (\phi_{wr}) \\
 &= (293 \text{ lb/ft}) \sin (18^\circ) = 91 \text{ lb/ft} &= (4,269 \text{ N/m}) \sin (18^\circ) = 1,319 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Para la ubicación de B, los factores de seguridad contra el deslizamiento y vuelco son:

$$\begin{aligned}
 \text{SFS} &= \frac{F_r + (F_{qv}) (C_f)}{F_h + F_{qh}} \\
 &= \frac{4,486 \text{ lb/ft} + 91 \text{ lb/ft} \tan 27^\circ}{1,325 \text{ lb/ft} + 279 \text{ lb/ft}} = 2.83 &= \frac{65,538 \text{ N/m} + 1,319 \text{ N/m} \tan 27^\circ}{19,321 \text{ N/m} + 4,060 \text{ N/m}} = 2.83
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{SFO} &= \frac{\Sigma M_r + (F_{qv}) [(X_2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)]}{\Sigma M_o + (F_{qh}) (0.5) (H)} \\
 &= \frac{34,000 \text{ ft-lb/ft} + 91 \text{ lb/ft} [6.13 \text{ ft} + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)]}{4,200 \text{ ft-lb/ft} + (279 \text{ lb/ft}) (0.5) (9.52 \text{ ft})} \\
 &= 6.27
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{150,912 \text{ N-m/m} + 1,319 \text{ N/m} [(1.87 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)]}{18,658 \text{ N-m/m} + (4,060 \text{ N/m}) (0.5) (2.9 \text{ m})} \\
 &= 6.27
 \end{aligned}$$

Situación C:

Con el recargo en situación C, la mitad de la sobrecarga es por encima de la zona de suelo reforzado. Por lo tanto, los efectos en el muro de gravedad coherente de una combinación de los efectos de un recargo en Situación A y un recargo en situación B. La parte de la sobrecarga sobre el geomalla contribuirá a la estabilidad de la pared con respecto al deslizamiento y vuelco. Los componentes horizontales y verticales de la fuerza sobre la masa de suelo reforzado, debido a la sobrecarga son:

$$\begin{aligned}F_q &= (q) (H) (K_a) \\ &= (120 \text{ lb/ft}^2) (9.52 \text{ ft}) (0.2561) = 293 \text{ lb/ft} && = (5,748 \text{ Pa}) (2.9 \text{ m}) (0.2561) = 4,269 \text{ N/m} \\ F_{qh} &= (F_q) \cos (\phi_{wr}) \\ &= (293 \text{ lb/ft}) \cos (18^\circ) = 279 \text{ lb/ft} && = (4,269 \text{ N/m}) \cos (18^\circ) = 4,060 \text{ N/m} \\ F_{qv} &= (F_q) \sin (\phi_{wr}) \\ &= (293 \text{ lb/ft}) \sin (18^\circ) = 91 \text{ lb/ft} && = (4,269 \text{ N/m}) \sin (18^\circ) = 1,319 \text{ N/m}\end{aligned}$$

La fuerza resistente de deslizamiento es:

$$\begin{aligned}F_r &= [W_w + F_v + 0.5 (Q) + F_{qv}] (C_f) \\ &= [7,340 \text{ lb/ft} + 430 \text{ lb/ft} + 180 \text{ lb/ft} + 91 \text{ lb/ft}] \tan 30^\circ = 4,642 \text{ lb/ft} \\ &= [107,237 \text{ N/m} + 6,278 \text{ N/m} + 2,628 \text{ N/m} + 1,319 \text{ N/m}] \tan 30^\circ = 67,817 \text{ N/m}\end{aligned}$$

La fuerza causante al deslizamiento es:

$$\begin{aligned}F_s &= F_h + F_{qh} \\ &= 1,325 \text{ lb/ft} + 279 \text{ lb/ft} = 1,604 \text{ lb/ft} && = 19,321 \text{ N/m} + 4,060 \text{ N/m} = 23,381 \text{ N/m}\end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$\text{SFS} = \frac{(4,642 \text{ lb/ft})}{(1,604 \text{ lb/ft})} = 2.9$$

$$= \frac{(67,817 \text{ N/m})}{(23,381 \text{ N/m})} = 2.9$$

La suma de los momentos resistentes al vuelco son:

$$\begin{aligned} \Sigma M_r &= (W_w) [(X_1) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &+ (F_v) [(X_2) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &+ (F_{qv}) [(X_2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &+ (0.5) (Q) [(X_3) + (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &= (7,340 \text{ lb/ft}) [(3.0 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (430 \text{ lb/ft}) [(6.13 \text{ ft}) + (0.333) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (91 \text{ lb/ft}) [(6.13 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (0.5) (360 \text{ lb/ft}) [(5.38 \text{ ft}) + (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &= 34,354 \text{ ft-lb/ft} \\ &= (107,237 \text{ N/m}) [(0.91 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (6,278 \text{ N/m}) [(1.87 \text{ m}) + (0.333) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (1,319 \text{ N/m}) [(1.87 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (0.5) (5,256 \text{ N/m}) [(1.64 \text{ m}) + (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &= 152,469 \text{ N-m/m} \end{aligned}$$

La suma de los momentos causantes del vuelco son:

$$\begin{aligned} \Sigma M_o &= (F_h) (0.333) (H) + (F_{qh}) (0.5) (H) \\ &= (1,325 \text{ lb/ft}) (0.333) (9.52 \text{ ft}) + (279 \text{ lb/ft}) (0.5) (9.52 \text{ ft}) \\ &= 5,529 \text{ ft-lb/ft} \\ &= (19,321 \text{ N/m}) (0.333) (2.9 \text{ m}) + (4,060 \text{ N/m}) (0.5) (2.9 \text{ m}) \\ &= 24,545 \text{ N-m/m} \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el vuelco es:

$$\text{SFO} = \frac{(34,354 \text{ ft-lb/ft})}{(5,529 \text{ ft-lb/ft})} = 6.21$$

$$= \frac{(152,469 \text{ N-m/m})}{(24,545 \text{ N-m/m})} = 6.21$$

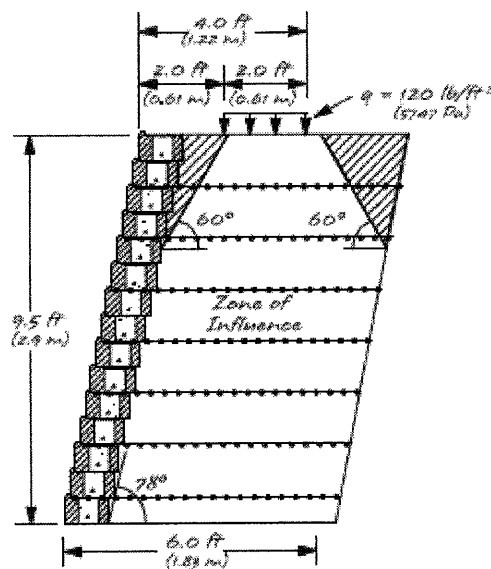
En el suplemento se consideró como una carga útil (es decir: el tráfico), sólo el componente de la fuerza de conducción del recargo que sería incluido.

3.3.3.2 Estabilidad interna

Además de sus efectos sobre las fallas por deslizamiento y vuelco, un recargo también puede tener un impacto en el espacio de las capas de geomalla. Lo hace poniendo una carga adicional en algunas o todas las capas de geomalla.

El primer paso en el análisis de los efectos de un recargo sobre la estabilidad interna es determinar la presión horizontal del suelo con la zona del suelo reforzado. Una vez más, vamos a usar el muro del ejemplo 2-3, con un recargo de 120 libras / pies² (5.747 Pa), que se encuentra, como se muestra en la Figura 17. El recargo es de 2 pies (0.61m) de ancho.

Figura 17. Muro de gravedad coherente con sobrecarga



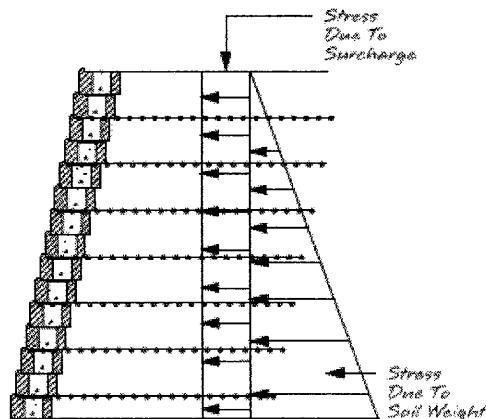
Note la línea diagonal conectada al principio y al final de la sobrecarga del diagrama de presión. Estas líneas se dibujan en un ángulo de $45^\circ + \Phi / 2$ a la horizontal y marcar los límites de la zona de influencia de la sobrecarga en el suelo. El La presión horizontal debido a la sobrecarga, actuará sólo sobre la parte del muro situado en la zona llamado "ZONA DE INFLUENCIA"

La magnitud de la presión de recarga horizontal es:

$$\begin{aligned}
 P_{qh} &= (q) (K_{aj}) \cos (\phi_{wi}) \\
 &= (120 \text{ lb/ft}^2) (0.2197) \cos (20^\circ) \\
 &= 25 \text{ lb/ft}^2 \\
 &= (5.747 \text{ Pa}) (0.2197) \cos (20^\circ) \\
 &= 1.186 \text{ Pa}
 \end{aligned}$$

Figura 18 muestra la cara del muro con las dos distribuciones de presión del efecto que - debido al peso unitario del suelo de la sobrecarga. La distribución rectangular de la presión presenta el efecto de la sobrecarga en la pared frontal.

Figura 18. Distribución de presión con el peso y sobrecarga



Ejemplo 3-4:

Dado el reflejo de la pared que se muestra en la figura 17 y utilizando los datos de ejemplo 2-3, determinar la fuerza actuante sobre la primera capa de geomalla.

$$F_g = (P_{avg}) (d_h)$$

Donde:

$$P_{avg} = (0.5) (\gamma_i) (K_{ai}) \cos (\phi_{wi}) (d_1 + d_2)$$

$$d_h = (d_1 - d_2)$$

Dado que la presión ejercida por la sobrecarga se mantiene constante, añadir P_{ah} a P_{avg} promedio.

$$F_g = [(0.5) (\gamma_i) (K_{ai}) \cos (\phi_{wi}) (d_1 + d_2) + (q) (K_{ai}) \cos (\phi_{wi})] (d_1 - d_2)$$

Para la primera capa de la red:

$$d_1 = 9.53 \text{ ft (2.93 m)}$$

$$d_2 = 8.26 \text{ ft (2.5 m)}$$

$$F_{g1} = [(0.5) (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) \cos (20^\circ) (9.53 \text{ ft} + 8.26 \text{ ft}) + (120 \text{ lb/ft}^2) (0.2197) \cos (20^\circ)] (9.53 \text{ ft} - 8.26 \text{ ft}) \\ = 291.5 \text{ lb/ft}$$

$$= [(0.5) (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) \cos (20^\circ) (2.9 \text{ m} + 2.5 \text{ m}) + (5,800 \text{ N/m}^2) (0.2197) \cos (20^\circ)] (2.9 \text{ m} - 2.5 \text{ m}) \\ = 4.256 \text{ kN/m}$$

3.3.4 Muros escalonados o en terrazas

A veces es conveniente crear dos o más muros pequeños en diferentes elevaciones. Dicho acuerdo se llama niveles de pared y un ejemplo es la foto que se presenta. El análisis de las paredes, puede ser muy complicado. Se ha decidido

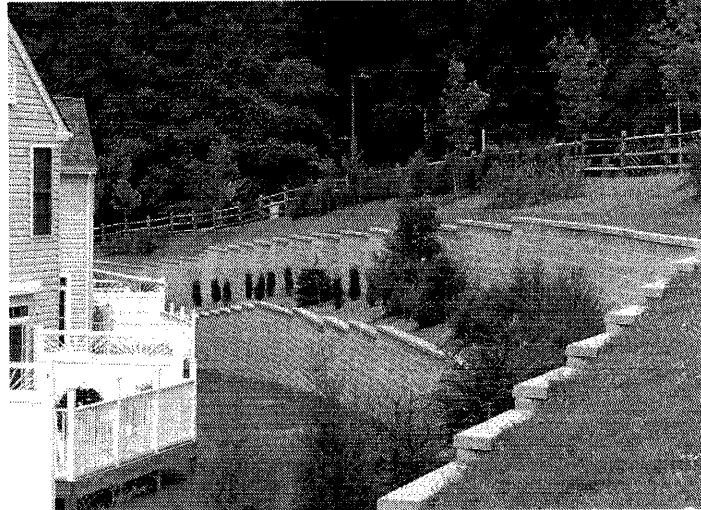
diseñar un método en el que podamos confiar, y del cual se describir brevemente a continuación.

También debe ser consciente de que, mientras más paredes y niveles halla, la amenaza de la inestabilidad global aumenta. Es muy diferente un nivel de que consta de 15 pies (4,6m), que tres paredes de 5pies (1.52m) cada uno, así pues las paredes pueden tener un gran impacto en el suelo subyacente como una única de 15 pies (4,6 m) de pared. Usted debe hacer un análisis de la estabilidad global o tener a alguien para que realice una pared para aplicaciones de niveles.

El primer paso en el diseño de un muro en niveles (o terrazas), es decidir cuántos niveles habrá y la altura de cada nivel. Luego, la pared será diseñada utilizando el mínimo de la longitud de malla, basada en el total de altura de toda la pared. Por favor, note que el diseño de malla longitudinal por el muro más bajo será mayor a los que se presentan por encima de este y minimizar la falla que pueda causar por la estabilidad global. También, usamos el diseño con procedimientos presentados anteriormente, iniciando con el diseño del muro de arriba y así bajamos hasta el último nivel. A continuación, encontrar la media que lleva la presión de la pared superior en el suelo subyacente. Este promedio con la presión se aplica como una sobrecarga uniforme a la masa del suelo retenido de la segunda pared de la parte superior. El segundo muro se analizó mediante el procedimiento descrito anteriormente en este capítulo.

El proceso se repite hasta que todos los niveles sean analizados. Como paso final, verifique la resistencia de presión máxima del suelo y la parte inferior de la pared para asegurarse de que no sea superior a la permitida por la presión del suelo en el sitio. La necesidad de un completo análisis deberá llevarse a cabo con niveles de aplicaciones en pared.

Figura 19. Muro escalonado



3.4 Pendiente de relleno

3.4.1 Introducción

A veces no es posible ni deseable construir un muro de retención que es de altura suficiente para permitir un piso de relleno nuevo. En ese caso, el relleno debe tener una pendiente. La pendiente de relleno, es uno de los factores más importantes que contribuyen a la fuerza activa en la pared. La pendiente de relleno se debe tener en cuenta a la hora de diseñar un muro reforzado con geomalla. Asimismo, cabe señalar que la pendiente de relleno no puede superar el ángulo de fricción del suelo. (Esto no es cierto si la cohesión de la tierra se toma en cuenta. Sin embargo, el diseño y los procedimientos en esta tesis se basa en el supuesto de que la cohesión no se utiliza en los métodos.)

3.4.2 Muros de gravedad simple con inclinación trasera

Como se discutió en el capítulo uno, la ecuación de Coulomb para la fuerza activa en la pared, incluyendo un término que cambia la magnitud del coeficiente

de presión como la pendiente del cambio de relleno. El coeficiente de presión activa de la ecuación de Coulomb es dar por:

Donde: i = la pendiente del relleno.

$$K_a = \left[\frac{\csc(\beta) \sin(\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \phi_w)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_w) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

Veamos el muro en el ejemplo 2-1 y observemos qué efecto cambia la pendiente del relleno en la fuerza activa.

Ejemplo 4-1:

Dado:

$$\begin{array}{ll} \phi_w = 20^\circ & \beta = 78^\circ \\ \phi = 30^\circ & H = 3.81 \text{ ft (1.16 m)} \\ \gamma = 120 \text{ lb/ft}^3 \text{ (1,923 kg/m}^3\text{)} & \\ \gamma_{\text{wall}} = 130 \text{ lb/ft}^3 \text{ (2,061 kg/m}^3\text{)} & \end{array}$$

La siguiente tabla muestra el efecto de aumentar la pendiente de relleno sobre el coeficiente de presión activa y la fuerza activa.

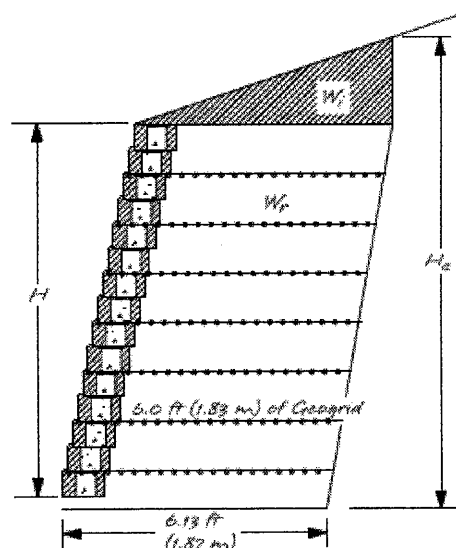
i (degrees)	K_a	F_a 1 lb/ft (1 N/m)
0	0.2197	191 (2,788)
18	0.2847	248 (3,613)
26	0.3662	319 (4,648)

Cambiando la pendiente del relleno de 0° a 26° incrementa la fuerza activa en un 67%. El muro en el ejemplo 2-1 no sería estable si la parte de atrás dentro del relleno había una pendiente de 26° . Por simple gravedad, el efecto de la pendiente de relleno es automáticamente tomado en cuenta, mediante el uso de la ecuación de Coulomb para calcular la fuerza activa.

3.4.3 Muros de gravedad coherente con inclinación trasera

Un efecto de una pendiente de relleno en un muro de gravedad coherente para aumentar el peso de la pared y, por consiguiente, la resistencia al deslizamiento. El aumento de peso se debe al relleno del suelo que se encuentra por encima de la pared y frente a la masa de suelo reforzado. En la Figura 20, la zona designada W_i contiene el suelo, que contribuye al peso adicional. El peso total de la pared se puede calcular sumando el peso de la sección rectangular, W_r , para el peso de la sección triangular. W_i :

Figura 20. Muro de gravedad coherente con inclinación trasera



$$\begin{aligned}
 W_r &= (130 \text{ lb/ft}^3) (9.52 \text{ ft}) (0.97 \text{ ft}) \\
 &+ (125 \text{ lb/ft}^3) (9.52 \text{ ft}) (6.0 \text{ ft} - 0.97 \text{ ft}) \\
 &= 7,186 \text{ lb/ft}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (2,061 \text{ kg/m}^3) (2.9 \text{ m}) (0.3 \text{ m}) \\
 &+ (2,002 \text{ kg/m}^3) (2.9 \text{ m}) (1.83 \text{ m} - 0.3 \text{ m}) \\
 &= 104,731 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_i &= (0.5) (6.0 \text{ ft}) [(6.0 \text{ ft}) \tan (18^\circ)] (125 \text{ lb/ft}^3) \\
 &= 731 \text{ lb/ft}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (0.5) (1.83 \text{ m}) [(1.83 \text{ m}) \tan (18^\circ)] (2,002 \text{ kg/m}^3) \\
 &= 10,685 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_w &= (W_r) + (W_i) \\
 &= (7,186 \text{ lb/ft}) + (731 \text{ lb/ft}) = 7,917 \text{ lb/ft}
 \end{aligned}$$

$$= (104,731 \text{ N/m}) + (10,685 \text{ N/m}) = 115,416 \text{ N/m}$$

3.4.3.1 Estabilidad externa

La estabilidad externa de la pared se puede calcular como en el ejemplo 2-3, pero con tres diferencias. En primer lugar, el peso de la pared es mayor, como se muestra arriba. En segundo lugar, la altura del muro se considera la altura en la parte posterior de la masa de suelo reforzado. En tercer lugar, la fuerza activa en el suelo retenido en la masa, es mayor debido a la pendiente de relleno. El aumento en la fuerza activa de forma automática por la ecuación de Coulomb para calcular la fuerza activa. Calcular los factores de seguridad para el deslizamiento y el vuelco de la pared en la Figura 20. Comparar estos valores a los factores de seguridad en el ejemplo 2-3.

Ejemplo 4-3:

$$\begin{aligned}
 \phi_i &= 30^\circ \\
 \phi_{wi} &= 20^\circ \\
 \phi_r &= 27^\circ \\
 \phi_{wr} &= 18^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i &= 18^\circ \\
 \beta &= 78^\circ \\
 K_{ar} &= 0.3440 \\
 K_{ai} &= 0.2847
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H &= 9.52 \text{ ft} \quad (2.9 \text{ m}) \\
 \gamma_r &= 120 \text{ lb/ft}^3 \quad (1,923 \text{ kg/m}^3) \\
 \gamma_i &= 125 \text{ lb/ft}^3 \quad (2,002 \text{ kg/m}^3)
 \end{aligned}$$

El primer paso es calcular la altura efectiva, que en la parte posterior de la pared de gravedad coherente:

$$\begin{aligned}
 H_e &= (H) + (L_g) \tan(i) \\
 &= (9.52 \text{ ft}) + (6.0 \text{ ft}) \tan(18^\circ) = 11.47 \text{ ft} &= (2.9 \text{ m}) + (1.83 \text{ m}) \tan(18^\circ) = 3.49 \text{ m}
 \end{aligned}$$

A continuación, la fuerza activa en el muro de gravedad coherente se calcula:

$$\begin{aligned}
 F_a &= (0.5) (\gamma_r) (K_{ar}) (H_e)^2 \\
 &= (0.5) (120 \text{ lb/ft}^3) (0.344) (11.47 \text{ ft})^2 = 2,636 \text{ lb/ft} &= (0.5) (1,923 \text{ kg/m}^3) (0.344) (3.49 \text{ m})^2 = 38,372 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El componente horizontal de la fuerza activa es:

$$\begin{aligned}
 F_h &= (F_a) \cos(\phi_{wr}) \\
 &= (2,636 \text{ lb/ft}) \cos(18^\circ) = 2,507 \text{ lb/ft} &= (38,372 \text{ N/m}) \cos(18^\circ) = 36,494 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El componente vertical de la fuerza activa es:

$$\begin{aligned}
 F_v &= (F_a) \sin(\phi_{wr}) \\
 &= (2,636 \text{ lb/ft}) \sin(18^\circ) = 815 \text{ lb/ft} &= (38,372 \text{ N/m}) \sin(18^\circ) = 11,858 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Resistir la fuerza de deslizamiento es:

$$\begin{aligned}
 F_r &= (W_w + F_v) (C_p) \\
 &= (7,917 \text{ lb/ft} + 815 \text{ lb/ft}) \tan(30^\circ) = 5,041 \text{ lb/ft} &= (115,416 \text{ N/m} + 11,858 \text{ N/m}) \tan(30^\circ) = 73,482 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el deslizamiento es:

$$\text{SFS} = \frac{F_r}{F_h} = \frac{(5,041 \text{ lb/ft})}{(2,507 \text{ lb/ft})} = 2.01 &= \frac{(73,482 \text{ N/m})}{(36,494 \text{ N/m})} = 2.01$$

Resistir el momento de vuelco:

Donde:

X 1 = distancia hasta el centro de la línea del bloque

X 2 = distancia a la línea central de la masa reforzada

X 3 = distancia del centroide de los dorsales

X 4 = distancia de la parte posterior de la masa reforzada

$$\begin{aligned}\Sigma M_r &= (W_f) [(X_1) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] + (W_r) [(X_2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &+ (W_i) [(X_3) + (H) \tan (90^\circ - \beta)] + (F_v) [(X_4) + (0.333) (H_e) \tan (90^\circ - \beta)] \\ &= (1,142 \text{ lb/ft}) [(0.49 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (7,186 \text{ lb/ft}) [(3.47 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (731 \text{ lb/ft}) [(4.08 \text{ ft}) + (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (815 \text{ lb/ft}) [(6.13 \text{ ft}) + (0.333) (11.47 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &= 43,876 \text{ ft-lb/ft}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}&= (16,673 \text{ N/m}) [(0.149 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (104,731 \text{ N/m}) [(1.05 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (10,685 \text{ N/m}) [(1.21 \text{ m}) + (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &+ (11,858 \text{ N/m}) [(1.82 \text{ m}) + (0.333) (3.49 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\ &= 193,895 \text{ N-m/m}\end{aligned}$$

El momento causante del vuelco es:

$$\begin{aligned}M_o &= (F_h) (0.333) (H_e) \\ &= (2,507 \text{ lb/ft}) (0.333) (11.47 \text{ ft}) = 9,576 \text{ ft-lb/ft} \quad = (36,494 \text{ N/m}) (0.333) (3.49 \text{ m}) = 42,412 \text{ N-m/m}\end{aligned}$$

El factor de seguridad contra el vuelco es:

$$\text{SFO} = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(43,876 \text{ ft-lb/ft})}{(9,576 \text{ ft-lb/ft})} = 4.58 \quad = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(193,895 \text{ N-m/m})}{(42,412 \text{ N-m/m})} = 4.58$$

Según lo calculado en el ejemplo 2-3, la misma pared con un piso de relleno tiene un factor de seguridad contra deslizamiento de 3,4 y un factor de seguridad contra

el vuelco de 7,8. Pendiente el relleno cortar los factores de seguridad en un 41% para el deslizamiento y el 42% de vuelco.

3.4.3.2 Estabilidad interna

Vamos a examinar el efecto de la pendiente de relleno en la parte inferior de la capa geomalla, en el muro que se muestra en la Figura 22. La carga sobre una capa de geomalla es igual a:

$$F_g = (P_{avg}) (d_h)$$

Supone la pared en la figura 22 tiene un plano de relleno, la carga sobre la capa inferior de geomalla sería:

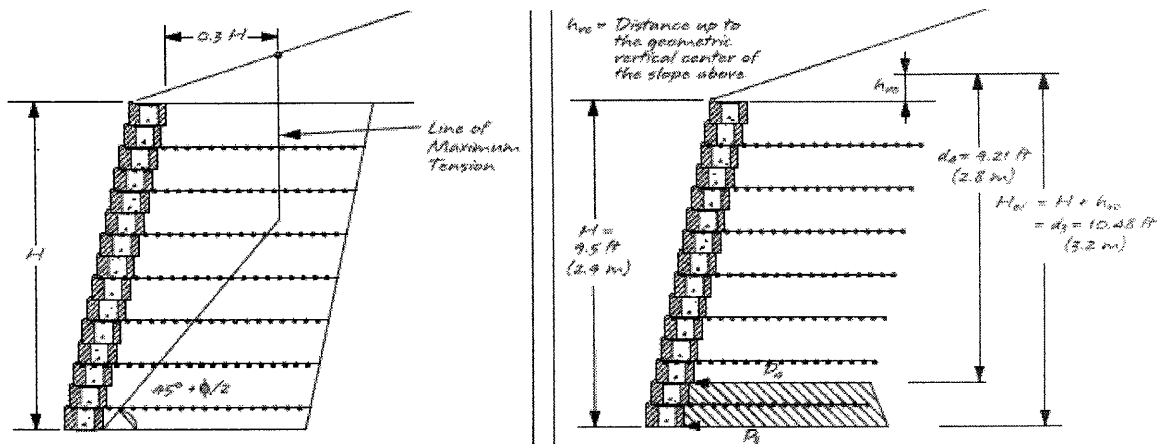
$$\begin{aligned} F_1 &= (P_{avg}) (d_h) \\ &= (0.5) (P_1 + P_2) (d_1 - d_2) \\ &= (0.5) [(\gamma_1) (K_{ai}) (d_1) \cos(\phi_{wi}) + (\gamma_2) (K_{ai}) (d_2) \cos(\phi_{wi})] (d_1 - d_2) \\ &= (0.5) [(125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (9.52 \text{ ft}) \cos(20^\circ) \\ &\quad + (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (8.25 \text{ ft}) \cos(20^\circ)] (9.52 \text{ ft} - 8.25 \text{ ft}) = 291 \text{ lb/ft} \\ &= (0.5) [(2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (2.9 \text{ m}) \cos(20^\circ) \\ &\quad + (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (2.51 \text{ m}) \cos(20^\circ)] (2.9 \text{ m} - 2.51 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) = 4,237 \text{ N/m} \end{aligned}$$

De la pared en la Figura 22, con un relleno de pendiente de 26 °, $K_{ai} = 0,3662$ y la carga sobre la capa inferior de geomalla es:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= (P_{avg}) (d_h) \\
 &= (0.5) (P_3 + P_4) (d_3 - d_4) \\
 &= (0.5) [(\gamma_i) (K_{ai}) (d_3) \cos(\phi_{wi}) + (\gamma_i) (K_{ai}) (d_4) \cos(\phi_{wi})] (d_3 - d_4) \\
 &= (0.5) [(125 \text{ lb/ft}^3) (0.3662) (10.48 \text{ ft}) \cos(20^\circ) \\
 &\quad + (125 \text{ lb/ft}^3) (0.3662) (9.21 \text{ ft}) \cos(20^\circ)] (10.48 \text{ ft} - 9.21 \text{ ft}) \\
 &= 538 \text{ lb/ft} \\
 &= (0.5) [(2,002 \text{ kg/m}^3) (0.3662) (3.2 \text{ m}) \cos(20^\circ) \\
 &\quad + (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.3662) (2.8 \text{ m}) \cos(20^\circ)] (3.2 \text{ m} - 2.8 \text{ m}) (9.81 \text{ m/sec}^2) \\
 &= 8,110 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Figura 21. Línea de tensión máxima en un muro de gravedad coherente

Figura 22. Efecto de inclinación trasera dentro del espacio de geomalla



El aumento de la pendiente de relleno de 0 ° a 26 ° incrementa la carga en la capa inferior de geomalla en más del 100%. Si el cálculo de la carga en cualquier capa dada excede el diseño admisible de la red, se debería de considerar la fuerza de la red o capas adicionales.

Cuando diseñamos un muro con una inclinación de relleno, comienza desde la parte inferior de la pared y se calcula el máximo d_h como en el ejemplo 2-3. Pero esta vez, el uso de la profundidad de un punto A, más que la profundidad de la parte superior de la pared frontal.

3.5 Compuestos de estabilidad interna

3.5.1 Introducción

El diseño del muro tiene típicas limitaciones a la estabilidad interna, la estabilidad externa y el análisis del sitio por el ingeniero civil o el diseñador del muro. Además, la estabilidad general del sitio es responsabilidad del propietario y debería ser abordado por el propietario, contratar una empresa de ingeniería geotécnica. La empresa de ingeniería geotécnica debe proporcionar un completo análisis global de todo el sitio, incluyendo los efectos del muro de retención segmental.

Como el diseño de las funciones cada vez más definido y se ha vuelto más habitual para un componente de estabilidad interna (ICS) el análisis a realizar. ICS determinar los factores de seguridad para las superficies potenciales de deslizamiento que pasan a través del suelo retenido sin refuerzo, el fortalecimiento de la masa de tierra y la parte frontal del muro de diseño.

La estabilidad interna se compone de cálculos que se limitan a un diseño sobre la pared encima del material de base y de vuelta no más allá de $2(H)$ o H_e+L , lo que sea mayor. Esta modelo de evaluación de la zona de la superficie deslizante a través de la pared frontal. La superficie antideslizante rebana los afectados y la capa de red cizallas o protuberancias enfrenta el SRW unidades. Los diseñadores pueden realizar cálculos ICS ahora todo el modelo de diseño sobre la pared en un cálculo global. Estos cálculos incluyen los efectos de la tierra de relleno y fuerzas soportantes, la fuerza individual de malla y espaciamiento y la conexión de la fuerza de cizallamiento y la trae al sistema SRW.

La distinción entre un análisis de la ICS y un análisis de estabilidad global, da un respaldo claro de los lineamientos para diseñar responsablemente. Un sitio civil

o pared del diseñador debería ser realizado por CSI sobre la base del material y a través de la cara del muro, dentro de la dotación de diseño para cada pared en un sitio. Para la mayor estabilidad de diseño del sitio, el propietario a través de su ingeniero geotécnico debe ser responsable de la estabilidad global del lugar, incluyendo los suelos por debajo de la base del material de todas las paredes y estructuras en el sitio del proyecto.

3.5.2 Metodología de diseño

El método simplificado de Bishop Slices es uno de los métodos más comunes de análisis utilizados en la modelación de la estabilidad global reforzado. En este método el volumen o peso del suelo, está por encima de una superficie antideslizante y es dividido en sectores verticales. El peso de la tierra se utiliza para calcular la resistencia al deslizamiento hacia adelante debido a la interacción de rozamiento con el suelo a lo largo de la superficie antideslizante. En los cálculos de ICS que utilizan un proceso similar de evaluación de la interacción del suelo, pero, adicionalmente la ICS analiza la combinación de las fuerzas resistentes en las capas de geomalla intersectando el arco y la contribución de las SRW. Actúa la estabilidad de las laderas del modelo, ya sea tratando de imitar una capa de suelo semivertical. El compuesto interno de estabilidad analizara los cálculos de la capacidad frontal y la capacidad de conexión frente a una contribución razonable enfrenta a la resistencia de la ecuación. Mediante la combinación de estos múltiples deslizamiento y resistencia a las fuerzas superficial antideslizante, un factor de seguridad de la ecuación está formado por una relación de fuerzas para resistir a las fuerzas de deslizamiento. El resultado final determina si hay equilibrio de fuerzas a lo largo de una superficie antideslizante.

3.5.3 Factor de seguridad de ICS

Esta dado por:

$$= (\Sigma F_r + \Sigma F_{acing} + \Sigma F_{gr}) / (\Sigma F_s + \Sigma F_{dyn})$$

Donde:

ΣF_r = suma de las fuerzas de resistencia del suelo.

ΣF_{acing} = suma de las caras contribuyentes.

ΣF_{gr} = suma de la contribución de geomalla.

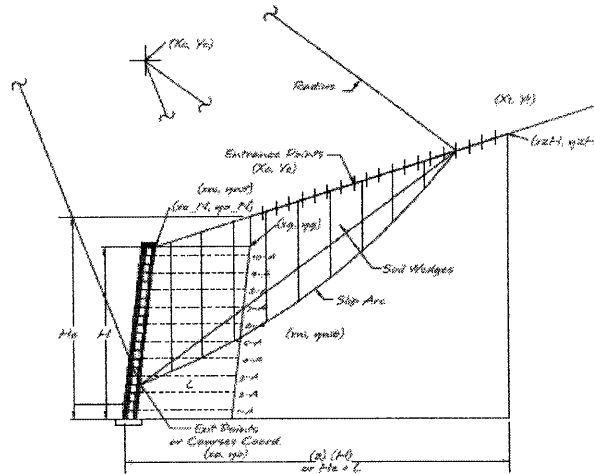
ΣF_s = suma de la fuerza deslizando.

ΣF_{dyn} = suma de las fuerzas de deslizamiento debido a la carga sísmica

3.5.4 Suelo deslizando y fuerzas resistentes

Como se mencionó anteriormente, el Método de Bishop simplificado de rebanadas se utiliza para determinar primero el peso de la suelo por encima de la superficie de deslizamiento y el deslizamiento y la fuerzas de resistencia debido a el peso del suelo a lo largo de la hoja de superficie. Figura 23 muestra una sección típica a través de la zona de evaluación para los cálculos de ICS. Los cortes verticales en el suelo por encima de la hoja de arco representan las porciones individuales de suelo analizadas usando la teoría Bishop. Vamos a determinar los pesos y las fuerzas en relación con una rebanada del suelo o de cuña como un ejemplo, para un completo método simplificado Bishop Slice de que el diseñador se seguiría el mismo los cálculos para cada sector de suelo individual y en el fin, suma a todos ellos juntos.

Figura 23. Diagrama de los componentes de la estabilidad interna



En el modelo Bishop de las cuñas del suelo puede ser calculada como partes individuales, debido principalmente a la suposición de Bishop de que las fuerzas verticales de fricción entre las cuñas de suelo se descuidan, lo que significa que para fines de diseño no hay interacción entre las cuñas individuales de suelos. Por lo tanto, el suelo individual de peso de cuña (W) se determina simplemente multiplicando el volumen de suelo en la cuña por el peso unitario de la tierra. Para determinar los volúmenes de cuña individual del diseñador debe determinar la geometría exacta de la sección del muro y el deslizamiento del arco para ser evaluados. Esta geometría compleja que varía de un deslizamiento del arco por lo que es un cálculo muy difícil de poder llevar a cabo a mano. Tenga en cuenta que el más fino es el tramo inferior de la cuña por que la pérdida de peso está en los cálculos. Es decir, la parte inferior de cada sector se considera una escalera acorde, no un arco, para facilitar los cálculos. El peso del suelo perdido es el área debajo de la cuerda inferior y de arco, y es insignificante cuando las cuñas son más delgadas.

Una vez que se determina el peso de la cuña la fuerza de avance móvil (F_s) es calculado multiplicando F_s por el seno del ángulo por debajo de la cuña de suelo (α), donde α se define como el ángulo entre la horizontal y el acorde final de

cada cuña de suelo; α es diferente para cada sector, debido a la ubicación relativa de cada localidad a lo largo de la superficie de deslizamiento.

3.5.4.1 Fuerza de deslizamiento

$$F_s = (\text{Weight Wedge}) \sin (\alpha)$$

Compárese, por un momento, dos cuñas, $W_1 = 1000 \text{ lb / ft}$ (14,6 kN/m) y $W_2 = 100 \text{ libras / pie}$ (1,46 kN/m). El primero (W_1) está cerca de la parte inferior del arco de deslizamiento donde termina el arco cerca del frente y es relativamente plana y por lo tanto el α ángulo es relativamente pequeño, digamos de 10 grados. El otro (W_2) está cerca de la parte superior de la el arco de deslizamiento donde el arco es más empinada, por lo que el α ángulo es más empinada, decir 60 grados. El seno (α) actúa como un porcentaje de adelante, el movimiento es decir, el plano del α Incline al porcentaje más pequeño:

$$F_{s1} = (W_1) \sin (10 \text{ degrees}) = 1000 \text{ lb/ft} (0.174) \\ 17.4\% \text{ of } (1000 \text{ lb/ft}) = 174 \text{ lb/ft} \quad (2.54 \text{ kN/m})$$

$$F_{s2} = (W_2) \sin (60 \text{ degrees}) = 100 \text{ lb/ft} (0.866) \\ 86.6\% \text{ of } (100 \text{ lb/ft}) = 86.6 \text{ lb/ft} \quad (1.26 \text{ kN/m})$$

El deslizamiento fuerza de resistencia (F_r) se calcula multiplicando el peso de la cuña por la tangente del ángulo de fricción interna del suelo, que es comúnmente utilizadas para la interacción entre el coeficiente de fricción del suelo. Sin embargo, el método de Bishop se divide en término por una ecuación geométrica llamada m_α ; m_α es la relación entre la fuerza de la tierra y el ángulo relativo de deslizamiento (α) para cada cuña y es más claramente definidos en los

libros de texto de la estabilidad global o programas de modelado global de estabilidad, tales como ReSSa.

3.5.4.2 Fuerzas resistentes al deslizamiento

$$F_r = (\text{Weight Wedge}) \tan (\phi) / m_\alpha$$

Donde:

$$m_\alpha = \cos (\alpha) + [\sin (\alpha) \tan (\phi)] / FS_i$$

Y FS_i es el factor inicial de seguridad que utiliza para iniciar el proceso de iteración.

En general, el procedimiento simplificado Bishop es más exacto que el método ordinario de cortes, pero sí requiere de un proceso iterativo, triangulado-solución de error para el factor de seguridad. Por lo tanto, el diseñador debe aproximarse a lo que el factor de seguridad será para el resultado final de superficie antideslizante. Cuanto más se acerque a la aproximación inicial, el factor de seguridad real, menos iteración que será necesaria. Este proceso de iteración es estándar para un cálculo de Bishop y hace hincapié nuevamente en el punto de que es difícil hacer cálculos a mano.

3.5.5 Sobrecarga y fuerza sísmica

De recarga y las fuerzas sísmicas se calculan de manera muy similar en un modelo de Bishop. Recargos, ya sea viva o muerta, simplemente se añaden a los pesos individuales a cuñas de suelo. Cabe señalar que en un cálculo de ICS no hay distinción entre carga viva y muerta. Por la manipulación que de esta manera la cuña plazo del peso se incrementa por el peso relativo de la sobrecarga y que

lleva a través de la Fuerza de deslizamiento (F_s) y la Fuerza de Resistencia al deslizamiento (F_r) calculados. El diseñador debe tener cuidado para analizar si los recargos son aplicables de manera que al añadir el peso sólo a las cuñas el terreno afectado.

Por lo tanto, las fuerzas de resistencia al deslizamiento y las ecuaciones de la fuerza se redefinido como:

$$F. \text{ deslizante} = F_s = (p \text{ de cuña} + p \text{ de sobrecarga}) \text{ seno } (\alpha)$$

$$F. \text{ resistente al deslizamiento} = F_r = (p \text{ de cuña} + p \text{ sobrecarga}) \tan \Phi / m_\alpha$$

La fuerza sísmica (F_{dyn}) para una superficie antideslizante en particular es aditivo a la fuerza de deslizamiento (F_s) y se calcula multiplicando por F_s el coeficiente de aceleración horizontal (k_h); k_h es definido en análisis sísmicos.

$$F_{dyn} = (F_s) (k_h) \quad \text{or for all wedges: } \Sigma F_{dyn} = \Sigma F_s (k_h)$$

3.5.6 Contribución de la geomalla

Sería razonable pensar que si una capa de geomalla se pasa por un arco de deslizamiento, la fuerza de la geomalla aumentaría la seguridad, factor de estabilidad o la superficie de deslizamiento. Por tanto la interacción de geomalla relativa (F_{gr}) se añadirá directamente a la parte de la resistencia a la ecuación de equilibrio. La interacción de la red en este cálculo se efectúa directamente por la geomalla espaciada. Si capas de la geomalla están más cerca hay una mayor probabilidad de usar menos capas de red que pasa a través de la superficie de deslizamiento, proporcionando así una interacción con la geomalla. Cuanto mayor es el espaciado de la malla, mayor es la posibilidad del deslizamiento en la

superficie, comprendido entre la red capas y no lo que aumenta el deslizamiento de superficies la estabilidad.

La resistencia horizontal de las fuerzas debido a las capas de geomalla que cruzan el arco de repuesto, se determina por el menor de la retirada o la fuerza del suelo o el plazo largo de la carga admisible de la fuerza (LTADS) en geomalla. Ambos se definen en la sección de estabilidad interna del capítulo 2, la retirada de suelo se calcula mediante la determinación de la longitud de empotramiento (L_e) en ambos lados de la superficie de deslizamiento y combinarla con la presión de confinamiento, o de la carga normal de la tierra de arriba.

El diseñador debe considerar que hay dos lados del arco de deslizamiento a tener en cuenta al calcular la contribución de geomalla. Si el arco de deslizamiento se libera de la resistencia del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento, se dedicará a las capas de geomalla afectados. Las capas de red pueden fallar en tres maneras. En primer lugar la red puede ser sacada de la tierra en la cual conserva el lado de la superficie de deslizamiento. En segundo lugar, la capa de geomalla se puede sacar de la tierra en el lado de deslizamiento de la superficie de deslizamiento. Pero en este lado, el diseñador debe tener en cuenta que está conectado el final de la parrilla a la de frente. Por lo tanto, la retirada total de la fuerza en el deslizamiento en la cuña es la fuerza de conexión, más la retirada de la tierra. Esto es muy poco probable que la red al falle, porque esta combinación casi siempre es mayor que la resistencia a la ruptura de la red (limitada a la LTADS). En tercer lugar, la red se puede romper si la retirada de los puntos fuertes del suelo supera el LTADS de cualquier capa afectada. Lo que se pretende es indicar la probabilidad de producir un deslizamiento y por tanto, verificar si las capas de malla soportan la tensión y asegurarnos que no se rompa. El diseñador debe analizar cada capa de geomalla como se indica en los tres modos anteriores, para determinar el menor corte de las capas, y luego realizar las sumatorias de tensiones, el cual se convierte en el valor $\sum F_{gr}$.

3.5.7 Parte frontal del muro

Uno de los cálculos elementales de partida de la ICS es la inclusión de la estabilidad de la cara para añadir a la resistencia al deslizamiento. La estabilidad de la pared de enfrente, normalmente se hace caso omiso al modelo global debido a la complejidad del modelado de un muro de contención segmental en una pendiente de estabilidad. La estabilidad de pared de revestimiento es proporcionada por el corte de enclavamiento entre el bloque y por la capacidad de conexión entre el bloque y la geomalla. Ambos están directamente relacionados con la separación de las capas de geomalla y la cantidad de carga normal por encima de la zona en la cuestión. El acercamiento entre las capas de refuerzo, más estable que el se enfrenta, tanto en corte y la fuerza de conexión. La separación máxima entre las capas de red que se pueden encontrar dentro de la industria es de alrededor de 32 pulgadas (812 mm). Sin embargo, la experiencia ha demostrado que los muros de contención que usan geomalla con capas espaciadas demasiado lejos no dan el mejor diseño para un muro. Problemas asociados con el exceso de solución a la deformación y abultamiento puede ser experimentado. Se recomienda una separación geomalla de 16 pulgadas (406 mm) o menos.

Cerrado el espaciamiento de refuerzo de menor resistencia es una forma más eficiente de distribuir la carga en la masa, lo que crea una estructura más coherente. Tenga en cuenta que el diseñador debe evaluar tanto la estabilidad brindada por la geomalla la conexión y la resistencia al corte de las unidades de bloque, pero sólo puede utilizar el menor de los dos en el factor de la ecuación de seguridad ICS. Entendimiento de que estas dos fuerzas de estabilización están relacionadas entre sí es un beneficio para el diseñador de hormigón de muros de contención segmental.

3.5.8 Factores de seguridad y propuestas de diseño

El factor de seguridad mínimo de estabilidad interna es de 1,3 compuestos para condiciones estáticas y de 1,1 para sísmica. Si después de completar el análisis de los factores de seguridad están por debajo de estas normas, el diseño de la pared tendrá que ser revisada. Tenga en cuenta que para proporcionar una evaluación conservadora más amplio para una geomalla de refuerzo para muro de contención en el análisis de partida de la ICS, la cohesión no se considera en la metodología presentada. La mayoría de los programas de ordenador proporcionar la estabilidad global para el ingeniero para incluir un valor para la cohesión, lo que cambiaría dramáticamente la números finales. Además la mayoría de los programas de estabilidad global no han proporcionado un enfoque detallado de las contribuciones de la pared de enfrente y por lo tanto el resultado exacto será difícil de duplicar al intentar ejecutar un examen comparativo con un software GS. A continuación se proporciona una pocas opciones de diseño para aumentar los factores de seguridad para la estabilidad interna del sistema:

1. Selección de relleno: Ha sido bien documentado que el uso de los suelos seleccionados con mayor resistencia interna en el área de relleno, da resultados con una mejora en pared con una mayor estabilidad y rendimiento. Esto mejorará también la estabilidad interna, así compuesto y debe ser una de las primeras recomendaciones.
2. Adicionales las capas de refuerzo de geomalla: Disminuir la distancia entre el refuerzo de geomalla obligará a la superficie de deslizamiento de cruzan las capas de geomalla que se incremente el factor de seguridad. La pared frontal a la estabilidad también se mejorará y tendrá una mejora directa en la estabilidad interna de análisis de compuestos.

3. Alargar el refuerzo de geomalla: Alargamiento de la geomalla será de nuevo, la fuerza de la superficie de deslizamiento que corte más capas de geomalla y, finalmente, la fuerza de la superficie antideslizante más profundo en la zona de evaluación. Sin embargo, esto requerirá la excavación adicional, y fuera de la de las tres opciones de diseño que típicamente son las más costosas.

4. Además de la geomalla en la ladera por encima de la pared: Para laderas por encima de la pared, añadiendo geomalla de refuerzo de la pendiente puede mejorar los compuestos de estabilidad interna. La longitud y el espaciamiento de estas redes dependerán de las condiciones del sitio y se debe hacer en colaboración con el ingeniero geotécnico de registro.

4. EJEMPLO DE DISEÑO.

El siguiente ejemplo, es una muestra de cómo debemos de proceder en el cálculo de un muro de contención segmental, dado los datos siguientes:

$\phi = 27^\circ$	$i = 0^\circ$	$\gamma = 120 \text{ lb/ft}^3 \text{ (1,923 kg/m}^3\text{)}$
$H = 9.52 \text{ ft (2.9 m)}$	$C_1 = 0.75$	$\gamma_{\text{wall}} = 130 \text{ lb/ft}^3 \text{ (2,061 kg/m}^3\text{)}$
$\beta = 90 - 12 = 78^\circ$	$\phi_w = (0.666)(27) = 18^\circ$	$q = 250 \text{ lb/ft}^2 \text{ (11,974 Pa)}$

$$K_a = \left[\frac{\csc(\beta) \sin(\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \phi_w)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \phi_w) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

$$K_a = \left[\frac{\csc(78) \sin(78 - 27)}{\sqrt{\sin(78 + 18)} + \sqrt{\frac{\sin(27 + 18) \sin(27 - 0)}{\sin(78 - 0)}}} \right]^2$$

$$K_a = \left[\frac{0.794507864}{0.997257186 + 0.572880034} \right]^2 = 0.256$$

Encontrar: El factor de seguridad inicial de deslizamiento SFS.

El primer paso es determinar el total de la fuerza activa ejercida en el suelo en la pared.

$$F_a = (0.5) (\gamma) (K_a) (H)^2 = (0.5) (120 \text{ lb/ft}^3) (0.256) (9.52 \text{ ft})^2 = 1,392 \text{ lb/ft}$$

$$= (0.5) (\gamma) (K_a) (H)^2 = (0.5) (1,923 \text{ kg/m}^3) (0.256) (2.9 \text{ m})^2 = 20,307 \text{ N/m}$$

$$F_h = (F_a) \cos (\phi_w) = (1,392 \text{ lb/ft}) \cos (18^\circ) = 1,324 \text{ lb/ft}$$

$$= (F_a) \cos (\phi_w) = (20,307 \text{ N/m}) \cos (18^\circ) = 19,313 \text{ N/m}$$

$$F_v = (F_a) \sin (\phi_w) = (1,392 \text{ lb/ft}) \sin (18^\circ) = 430 \text{ lb/ft}$$

$$= (F_a) \sin (\phi_w) = (20,307 \text{ N/m}) \sin (18^\circ) = 6,275 \text{ N/m}$$

$$W_f = (\gamma_{\text{wall}}) (H) (d) = (130 \text{ lb/ft}^3) (9.52 \text{ ft}) (0.97 \text{ ft}) = 1,200 \text{ lb/ft}$$

$$= (\gamma_{\text{wall}}) (H) (d) = (2,061 \text{ kg/m}^3) (2.9 \text{ m}) (0.3 \text{ m}) = 17,590 \text{ N/m}$$

$$F_r = (V_t) (C_f) = (W_f + F_v) \tan (\phi) = (1,200 \text{ lb/ft} + 430 \text{ lb/ft}) \tan (27^\circ) = 831 \text{ lb/ft}$$

$$= (V_t) (C_f) = (W_f + F_v) \tan (\phi) = (17,590 \text{ N/m} + 6,275 \text{ N/m}) \tan (27^\circ) = 12,160 \text{ N/m}$$

$$\text{SFS} = \frac{F_r}{F_h} = \frac{831 \text{ lb/ft}}{1,324 \text{ lb/ft}} = 0.63 \geq 1.5 \text{ NOT OK (Need Geogrid)}$$

$$= \frac{F_r}{F_h} = \frac{12,160 \text{ N/m}}{19,313 \text{ N/m}} = 0.63 \geq 1.5 \text{ NOT OK (Need Geogrid)}$$

Determinar si una capa de malla puede trabajar:

$$F_{gr} = 2 (d_g) (\gamma) (L_e) (C_i) \tan (\phi)$$

Encontrando L_e

$$L_e = \frac{833 \text{ lb/ft}}{2 (5.08 \text{ ft}) (120 \text{ lb/ft}^3) (0.75) \tan (27^\circ)} = 1.79 \text{ ft}$$

$$= \frac{12,161 \text{ N/m}}{2 (1.55 \text{ m}) (18,865 \text{ N/m}) (0.75) \tan (27^\circ)} = 0.544 \text{ m}$$

$$L_t = L_w + L_a + L_e = 0.85 + (H - d_g) [\tan (45^\circ - (\phi/2)) - \tan (90^\circ - \beta)] + 1.79 \text{ ft}$$

$$= 0.85 \text{ ft} + (9.52 \text{ ft} - 5.08 \text{ ft}) [\tan (45^\circ - 13.5^\circ) - \tan (90^\circ - 78^\circ)] + 1.79 \text{ ft}$$

$$= 4.42 \text{ ft}$$

$$= L_w + L_a + L_e = 0.85 + (H - d_g) [\tan (45^\circ - (\phi/2)) - \tan (90^\circ - \beta)] + 0.544 \text{ m}$$

$$= 0.259 \text{ m} + (2.9 \text{ m} - 1.55 \text{ m}) [\tan (45^\circ - 13.5^\circ) - \tan (90^\circ - 78^\circ)] + 0.544 \text{ m}$$

$$= 1.34 \text{ m}$$

Longitud real de integración.

$$\begin{aligned}
 L_e &= (L_t - L_w - L_a) \\
 &= 4.42 \text{ ft} - 0.85 \text{ ft} - (9.52 \text{ ft} - 5.08 \text{ ft})(0.4) = 1.79 \text{ ft} \\
 &= 1.34 \text{ m} - 0.256 \text{ m} - (2.9 \text{ m} - 1.55 \text{ m})(0.4) = 0.544 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Máximo potencial de la fuerza de retención con $L_e = 1.79 \text{ ft}$ (0.544 m).

$$\begin{aligned}
 F_{gr} &= 2 (5.08 \text{ ft}) (120 \text{ lb/ft}^3) (1.79 \text{ ft}) (0.75) \tan (27^\circ) = 833 \text{ lb/ft} \\
 &= 2 (1.55 \text{ m}) (1,923 \text{ kg/m}^3) (0.541 \text{ m}) (0.75) \tan (27^\circ) = 12,090 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{SFS} &= \frac{F_r + F_g}{F_h} = \frac{831 \text{ lb/ft} + 833 \text{ lb/ft}}{1,324 \text{ lb/ft}} = 1.25 \geq 1.5 \text{ NOT OK (Needs More Geogrid)} \\
 &= \frac{F_r + F_g}{F_h} = \frac{12,160 \text{ N/m} + 12,090 \text{ N/m}}{19,313 \text{ N/m}} = 1.25 \geq 1.5 \text{ NOT OK (Needs More Geogrid)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{min} &= 0.3 (H) + 0.85 \text{ ft} + 2.4 \text{ ft} = 0.3 (9.52 \text{ ft}) + 0.85 \text{ ft} + 1.79 \text{ ft} = 5.5 \text{ ft} \\
 &= 0.3 (H) + 0.256 \text{ m} + 0.732 \text{ m} = 0.3 (2.9 \text{ m}) + 0.256 \text{ m} + 0.544 \text{ m} = 1.67 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_s &= (\gamma_r) (H) (L_g - 0.85 \text{ ft}) = (125 \text{ lb/ft}^3) (9.52 \text{ ft}) (5.5 \text{ ft} - 0.85 \text{ ft}) = 5,534 \text{ lb/ft} \\
 &= (\gamma_r) (H) (L_g - 0.256 \text{ m}) = (2,002 \text{ kg/m}^3) (2.9 \text{ m}) (1.67 \text{ m} - 0.256 \text{ m}) = 80,534 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_w &= W_f + W_s = 1,200 \text{ lb/ft} + 5,534 \text{ lb/ft} = 6,734 \text{ lb/ft} \\
 &= W_f + W_s = 17,590 \text{ N/m} + 80,534 \text{ N/m} = 98,124 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Fuerza vertical; Resolver utilizando el sitio del suelo

$$\begin{aligned}
 V_t &= W_w + F_v = 6,734 \text{ lb/ft} + 430 \text{ lb/ft} = 7,164 \text{ lb/ft} \\
 &= W_w + F_v = 98,124 \text{ N/m} + 6,275 \text{ N/m} = 104,399 \text{ N/m} \\
 F_r &= (V_t) (C_f) = (7,164 \text{ lb/ft}) \tan (27^\circ) = 3,650 \text{ lb/ft} \\
 &= (V_t) (C_f) = (104,399 \text{ N/m}) \tan (27^\circ) = 53,193 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Presión sobre el muro debido a la sobrecarga

$$\begin{aligned}
 P_q &= (q) (K_a) = (250 \text{ lb/ft}^2) (0.256) = 64 \text{ lb/ft}^2 \\
 &= (q) (K_a) = (11,974 \text{ Pa}) (0.256) = 3,065 \text{ Pa}
 \end{aligned}$$

Encontrar los componentes de presión de la horizontal y vertical.

$$P_{qh} = (P_q) \cos(\phi_w) = (64 \text{ lb/ft}^2) \cos(18^\circ) = 61 \text{ lb/ft}^2$$

$$= (P_q) \cos(\phi_w) = (3,065 \text{ Pa}) \cos(18^\circ) = 2,915 \text{ Pa}$$

$$P_{qv} = (P_q) \sin(\phi_w) = (64 \text{ lb/ft}^2) \sin(18^\circ) = 20 \text{ lb/ft}^2$$

$$= (P_q) \sin(\phi_w) = (3,065 \text{ Pa}) \sin(18^\circ) = 947 \text{ Pa}$$

Por último, el total de las fuerzas de recargo en la pared, se calculan.

$$F_{qh} = (P_{qh})(H) = (61 \text{ lb/ft}^2)(9.52 \text{ ft}) = 581 \text{ lb/ft}$$

$$= (P_{qh})(H) = (2,915 \text{ Pa})(2.9 \text{ m}) = 8,454 \text{ N/m}$$

$$F_{qv} = (P_{qv})(H) = (20 \text{ lb/ft}^2)(9.52 \text{ ft}) = 190 \text{ lb/ft}$$

$$= (P_{qv})(H) = (947 \text{ Pa})(2.9 \text{ m}) = 2,746 \text{ N/m}$$

Encontrar el factor de seguridad contra el deslizamiento:

$$SFS = \frac{F_r + (F_{qv}) \tan \phi}{F_h + F_{qh}} = \frac{3,650 \text{ lb/ft} + 190 \text{ lb/ft} (\tan 27^\circ)}{1,324 \text{ lb/ft} + 581 \text{ lb/ft}} = 1.97 \geq 1.5 \text{ OK}$$

$$= \frac{F_r + (F_{qv})(F_{qv})}{F_h + F_{qh}} = \frac{53,193 \text{ N/m} + 2,746 \text{ N/m} (\tan 27^\circ)}{19,313 \text{ N/m} + 8,454 \text{ N/m}} = 1.97 \geq 1.5 \text{ OK}$$

Encontrar el factor de seguridad contra el vuelco:

$$\begin{aligned}
\Sigma M_r &= (W_f) [(0.5) (X_1) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
&+ (W_s) [(0.5) (X_2 - X_1) + (X_1) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
&+ (F_v) [(X_2) + (0.333) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
&+ (F_{qv}) [(X_2) + (0.5) (H) \tan (90^\circ - \beta)] \\
&= (1,200 \text{ lb/ft}) [(0.5) (0.97 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (5,534 \text{ lb/ft}) [(0.5) (5.62 \text{ ft} - 0.97 \text{ ft}) + (0.97 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (430 \text{ lb/ft}) [(5.62 \text{ ft}) + (0.333) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (190 \text{ lb/ft}) [(5.62 \text{ ft}) + (0.5) (9.52 \text{ ft}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&= 29,596 \text{ ft-lb/ft} \\
&= (17,590 \text{ N/m}) [(0.5) (0.297 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (80,534 \text{ N/m}) [(0.5) (1.71 \text{ m} - 0.297 \text{ m}) + (0.297 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (6,275 \text{ N/m}) [(1.71 \text{ m}) + (0.333) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&+ (2,746 \text{ N/m}) [(1.71 \text{ m}) + (0.5) (2.9 \text{ m}) \tan (90^\circ - 78^\circ)] \\
&= 131,230 \text{ N-m/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_o &= (F_h) (0.333) (H) + (F_{qh}) (0.5) (H) \\
&= (1,324 \text{ lb/ft}) (0.333) (9.52 \text{ ft}) + (581 \text{ lb/ft}) (0.5) (9.52 \text{ ft}) = 6,962 \text{ ft-lb/ft} \\
&= (19,313 \text{ N/m}) (0.333) (2.9 \text{ m}) + (8,454 \text{ N/m}) (0.5) (2.9 \text{ m}) = 30,909 \text{ N-m/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{SFO} &= \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(29,596 \text{ ft-lb/ft})}{(6,962 \text{ ft-lb/ft})} = 4.25 \geq 2.0 \text{ OK} \\
&= \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_o} = \frac{(131,230 \text{ N-m})}{(30,909 \text{ N-m})} = 4.25 \geq 2.0 \text{ OK}
\end{aligned}$$

Estabilidad Interna:

$$\begin{aligned}
\phi_r &= 30^\circ \\
\gamma_r &= 125 \text{ lb/ft}^3 \quad (2,002 \text{ kg/m}^3) \\
\phi_{wr} &= 0.666 (30^\circ) = 20^\circ
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{ar} &= \left[\frac{\csc (78) \sin (78 - 30)}{\sqrt{\sin (78 + 19.98)} + \sqrt{\frac{\sin (30 + 19.98) \sin (30 - 0)}{\sin (78 - 0)}}} \right]^2 \\
K_{ar} &= \left[\frac{0.759747}{0.995147 + 0.625671} \right]^2 = 0.2197
\end{aligned}$$

$$P_{qh} = (q) (K_{ar}) \cos (\phi_{wr}) = (250 \text{ lb/ft}^2) (0.2197) \cos (20^\circ) = 52 \text{ lb/ft}^2$$

$$= (q) (K_{ar}) \cos (\phi_{wr}) = (11,974 \text{ Pa}) (0.2197) \cos (20^\circ) = 2,472 \text{ Pa}$$

Ecuación cuadrática:

$$\frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$z = (K_{ar}) \cos (\phi_{wr}) = (0.2197) \cos (20^\circ) = 0.2065$$

$$a = (\gamma_r) (z) = (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2065) = 26 \text{ lb/ft}^3$$

$$= (\gamma_r) (z) = (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2065) = 413 \text{ kg/m}^3$$

$$b = -2 [(d_1) (a) + (q) (z)] = -2 [(9.52 \text{ ft}) (26 \text{ lb/ft}^3) + (250 \text{ lb/ft}^2) (0.2065)]$$

$$= -598 \text{ lb/ft}^2$$

$$= -2 [(d_1) (a) + (q) (z)] = -2 [(2.9 \text{ m}) (413 \text{ kg/m}^3) + (1,220 \text{ kg/m}^2) (0.2065)]$$

$$= -2,899 \text{ kg/m}^2$$

$$c = (2) (F_{ga}) = (2) (833 \text{ lb/ft}) = 1,666 \text{ lb/ft}$$

$$= (2) (F_{ga}) = (2) (12,161 \text{ N/m}) = 24,322 \text{ N/m}$$

$$d_h = \frac{-(-598 \text{ lb/ft}^2) \pm \sqrt{(-598 \text{ lb/ft}^2)^2 - 4 (26 \text{ lb/ft}^3) (1,666 \text{ lb/ft})}}{2 (26 \text{ lb/ft}^3)}$$

$$= \frac{(598 \text{ lb/ft}^2) \pm (429 \text{ lb/ft}^2)}{52 \text{ lb/ft}^3} = 19.75 \text{ or } 3.25$$

$$= \frac{-(-2,899 \text{ kg/m}^2) \pm \sqrt{(-2,899 \text{ kg/m}^2)^2 - 4 (413 \text{ kg/m}^3) (2,479 \text{ kg/m})}}{2 (413 \text{ kg/m}^3)}$$

$$= \frac{(2,899 \text{ kg/m}^2) \pm (2,076 \text{ kg/m}^2)}{826 \text{ kg/m}^3} = 6.02 \text{ or } 1.0$$

$$d_2 = d_1 - d_h = 9.52 \text{ ft} - 3.25 \text{ ft} = 6.27 \text{ ft}$$

$$= d_1 - d_h = 2.9 \text{ m} - 1.0 \text{ m} = 1.9 \text{ m}$$

La primera capa de geomalla se coloca en $\frac{1}{2} d_h$.

$$h_g = \frac{1}{2} d_h = \frac{1}{2} (3.25 \text{ ft}) = 1.625 \text{ ft}$$

$$= \frac{1}{2} d_h = \frac{1}{2} (1.0 \text{ m}) = 0.5 \text{ m}$$

Análisis para determinar si hay más de una capa adicional de geomalla es necesario;

$$F_h = 0.5 (\gamma_r) (K_{ar}) (d_2)^2 \cos (\phi_{wr}) = 0.5 (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (6.27 \text{ ft})^2 \cos (30^\circ) = 467 \text{ lb/ft}$$

$$= 0.5 (\gamma_r) (K_{ar}) (d_2)^2 \cos (\phi_{wr}) = 0.5 (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (1.9 \text{ m})^2 \cos (30^\circ) = 6,745 \text{ N/m}$$

$$Q_h = (q) (K_{ar}) (d_2 - h_g) \cos (\phi_{wr}) = (250 \text{ lb/ft}^2) (0.2197) (6.27 \text{ ft} - 1.625 \text{ ft}) \cos (20^\circ) = 240 \text{ lb/ft}$$

$$= (q) (K_{ar}) (d_2 - h_g) \cos (\phi_{wr}) = (1,220 \text{ kg/m}^2) (0.2197) (1.9 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) \cos (20^\circ) = 3,459 \text{ N/m}$$

$$F_t = F_h + Q_h = 467 \text{ lb/ft} + 240 \text{ lb/ft} = 707 \text{ lb/ft}$$

$$= F_h + Q_h = 6,745 \text{ N/m} + 3,459 \text{ N/m} = 10,204 \text{ N/m}$$

$$F_t = 707 \text{ lb/ft} < 833 \text{ lb/ft} \text{ Only one more layer of geogrid is required.}$$

$$= 10,204 \text{ N/m} < 12,161 \text{ N/m} \text{ Only one more layer of geogrid is required.}$$

$$h_g = (H - d_2) + 0.5 (d_h) = (9.52 \text{ ft} - 6.27 \text{ ft}) + 0.5 (3.25) = 4.875 \text{ ft}$$

$$= (H - d_2) + 0.5 (d_h) = (2.9 \text{ m} - 1.9 \text{ m}) + 0.5 (1.0 \text{ m}) = 1.5 \text{ m}$$

Comprobar número de capas de geomalla necesario.

$$F_h = 0.5 (\gamma_r) (K_{ar}) (H)^2 \cos (\phi_{wr}) = 0.5 (125 \text{ lb/ft}^3) (0.2197) (9.52 \text{ ft})^2 \cos (20^\circ) = 1,169 \text{ lb/ft}$$

$$= 0.5 (\gamma_r) (K_{ar}) (H)^2 \cos (\phi_{wr}) = 0.5 (2,002 \text{ kg/m}^3) (0.2197) (2.9 \text{ m})^2 \cos (20^\circ) = 17,050 \text{ N/m}$$

$$Q_h = (q) (K_{ar}) (H - h_g) \cos (\phi_{wr}) = (250 \text{ lb/ft}^2) (0.2197) (9.52 \text{ ft} - 1.625 \text{ ft}) \cos (20^\circ) = 407 \text{ lb/ft}$$

$$= (q) (K_{ar}) (H - h_g) \cos (\phi_{wr}) = (11,974 \text{ N/m}^2) (0.2197) (2.9 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) \cos (20^\circ) = 5,933 \text{ N/m}$$

$$F_t = F_h + Q_h = 1,169 \text{ lb/ft} + 407 \text{ lb/ft} = 1,576 \text{ lb/ft}$$

$$= F_h + Q_h = 17,050 \text{ N/m} + 5,933 \text{ N/m} = 22,983 \text{ N/m}$$

$$\frac{F_t}{LTADS} = N = \frac{1,576 \text{ lb/ft}}{833 \text{ lb/ft}} = 1.89 = 2 \text{ Layers}$$

$$= N = \frac{22,983 \text{ N/m}}{12,161 \text{ N/m}} = 1.89 = 2 \text{ Layers}$$

Una capa de red no será suficiente para la estabilidad de este 9,52 pies (2,9 m) de altura de pared. A 9,52 pies (2,9 m) de altura de pared tendrá 15 hiladas de

bloque. Normalmente, un muro de refuerzo de pared será diseñado y construido con geomalla en todos los demás bloques mínimos. Este ejemplo da 7 capas de geomalla de partida sobre el curso inferior. También sería diseñado con una longitud mínima de malla igual a El 60% de la altura de la pared y el aumento de allí que el diseño requiere.

CONCLUSIONES

1. Un muro de gravedad es aquel que cuenta solamente con su propio peso para soportar el terreno que hay detrás de él.
2. Antes de diseñar cualquier muro, hay que tener una idea exacta de las condiciones del lugar de trabajo. Todos los muros deben ser diseñados para resistir las presiones que ejercen los suelos y otras cargas, detrás y por encima de los mismos. El análisis estándar de los muros de gravedad, toma en consideración el deslizamiento, el vuelco y el peso propio. En lugares donde existen pendientes y sobrecargas, también será conveniente un análisis global de estabilidad
3. Las propiedades del terreno detrás y debajo del muro, deben estar cuidadosamente identificadas en la fase de proyecto. Los terrenos granulares presentan mejores cualidades para ejecutar rellenos que terrenos arcillosos u orgánicos. La arena y la grava se compactan mejor, drenan mejor y frecuentemente necesitan menos refuerzos. Los terrenos son normalmente definidos por su ángulo de fricción o medida de la capacidad resistente interna del material. Este ángulo es aproximadamente el ángulo que presenta el material en reposo.
4. Consulte a un ingeniero especializado en geotecnia para obtener una clasificación precisa del terreno, y así analizar de mejor forma nuestro muro segmental.

RECOMENDACIONES

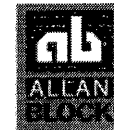
Al lector

- 1) Evaluar de mejor forma y con objetividad los muros segmentales, y dar un análisis completo como sistema soportante de taludes.
- 2) Realizar un estudio de suelos para saber el ángulo de fricción del suelo. Ya basados en este estudio obtendremos un mejor resultado para diseñar nuestro sistema.
- 3) Al diseñador se le recuerda que es totalmente responsable por los datos obtenidos en su cálculo de diseño, y es necesario que esté capacitado para saber que aspectos calcula y cuáles afectaran a nuestro proyecto individual. Analice siempre las cargas a las que estará afectado el muro.
- 4) Buscar más información cuando es una combinación de muro segmental y suelo armado. En especial que tipo de geomalla se usara y cual es el punto máximo de tensión.

BIBLIOGRAFÍA

1. **A.C.I. American concrete institute. Reglamento para concreto estructural ACI 318R-05 y Comentario ACI 318SR-05. U.S.A.: 2005.**
2. **A.S.T.M. American Society for Testing Materials. Normas C90-93 y C140-91. U.S.A.**
3. **Corzo Veliz, Kenny Rolando. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Diseño de un modelo estructural con el programa ETABS.**
4. **Frederick S. Merritt, M. Kent Loftin, Jonathan T. Ricketts, Manual del Ingeniero Civil Tomo I y II. 4ª edición México: Editorial McGraw-Hill, 2001.**
5. **Galabru, Paul. Maquinaria general en obras y movimiento de tierra. 1ª edición Barcelona: Editorial Reverté, S.A. 1977.**
6. **Garcia Marquez, Fernando. El topografo descalzo. 2ª edición México: Editorial Pax México.**
7. **George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. Barcelona: Editorial Revertè, S.A., 1984.**
8. **Graux, Daniel. Fundamentos de mecánica del suelo, Editores técnicos asociados.**
9. **Manual de especificaciones constructivas e instalación del block Mesa, 2005.**
10. **Manual de instalación Allan Bloque, 2007.**

Construcción de un Muro Reforzado

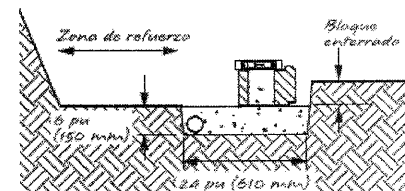


allanblock.com

Paso 1: Preparación de la Ubicación y Excavación

Los terrenos de la base bajo la zanja de cimentación deben ser firmes y sólidos. Si los terrenos están compuestos por arcillas expansivas o terrenos saturados, o la zona ha sido previamente excavada, reemplace el material existente por una base granular y compactándose en capas de 8 pu (200 mm) como máximo.

- Elimine toda vegetación superficial y terrenos orgánicos. Este material no deberá ser utilizado como relleno.
- Realice la excavación necesaria para acomodar la longitud de geomalla diseñada. Considérese longitud exacta definida en el proyecto.
- De acuerdo con el proyecto, excave la zanja de cimentación de anchura mínima de 24 pu (600 mm) a y 12 pu (300 mm) de profundidad.
- El número de bloques enferrados deberá ser como mínimo el correspondiente a 6 pu (150 mm) o 3 pu (80 mm) por cada 3 pies (1 m) de altura del muro. Consulte con el proyecto aprobado para cantidad exacta necesitada.
- Compacte y nivele zanja de base como mínimo al 95% del Proctor normal.

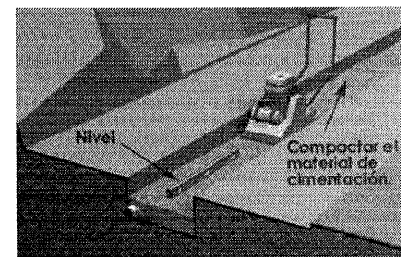


Sección Transversal Reforzada de la Hilada de Replanteo del Muro Reforzado.

Paso 2: Colocación del Material de Cimentación

El material de base puede ser cualquier material granular compactable. Allan Block recomienda un agregado con una mezcla simétrica de tamaños, desde 0.25 pu hasta 1.5 pu (6 mm hasta 38 mm).

- De acuerdo con el plano aprobado, coloque un tubo de drenaje detrás de la zanja de cimentación en la base del muro. El tubo de drenaje necesitará ser conectado a una red de desagüe, descargándolo regularmente en caso de acumulaciones de agua repentinas. Comprobar el diseño aprobado para el posicionamiento y las especificaciones particulares.
- De acuerdo con el plano aprobado, coloque un mínimo de 6 pu (150 mm) de grava en la zanja y rastrille refiriendo.
- Compáctese con un compactador.
- Verifique los niveles en toda su longitud de la longitud, y ajústese según se necesite.



Instalación compactación del material de cimentación.

Estructura Reforzada del Muro

Zona Reforzada

La zona reforzada está localizada directamente detrás del paramento de bloque distinguiéndose dos áreas, la zona de consolidación y la zona de compactación. Ambas zonas requieren compactarse en capas de espesor máximo 200 mm (8 pu), para un 95 % de ensayo Proctor normal. Consúltense las especificaciones del proyecto para los requisitos de compactación en estas zonas para cada diseño.

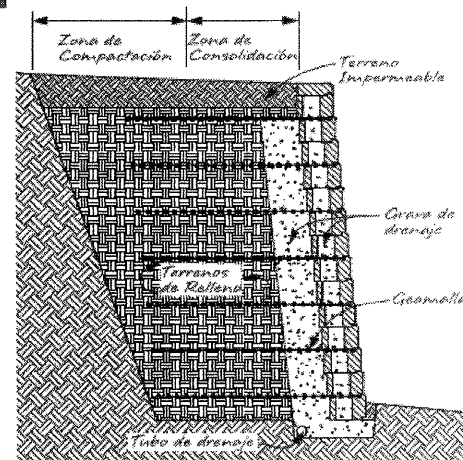
Zona de Consolidación

La zona de consolidación corresponde al primer 3 pies de relleno (1 m) justo por detrás del paramento de bloques. Sólo estará permitida la compactación con compactador en la zona de consolidación.

Zona de Compactación

La zona de compactación se extiende entre la zona de consolidación y el talud de la excavación del terreno natural. En esta zona se utilizará un equipo pesado de compactación, atendiendo a no efectuar ningún frenazo brusco y definir correctamente los giros o cambios de dirección.

Sección transversal típica de un muro reforzado



ANEXO A

Construcción de Muros de Gravedad

Construyendo los Muros de Gravedad

Paso 1: Preparación de la Ubicación y Excavación

- Extraer la vegetación superficial y los terrenos orgánicos.
- De acuerdo con el proyecto, excave la zanja de cimentación de anchura mínima de 24 pu (600 mm) a y 12 pu (300 mm) de profundidad.
- Remueva terrenos inapropiados y reemplace con materiales compactables.
- El bloque enterrado deberá tener un mínimo de 6 pu (150 mm). Compruebe cuantos bloques es menester enterrar, de acuerdo con lo especificado en el diseño.
- Compacte y nivele la zanja.

Paso 2: Colocación del Material de Cimentación

- Según el diseño aprobado, coloque un mínimo de 6 pu (150 mm) de grava en la zanja de cimentación y rastille refinando.
- Compacte y nivele material de cimentación.
- El ingeniero de terrenos del sitio debería comprobar que una base correcta es establecida.

Paso 3: Colocación de la Hilada de Base

- **Comience en la construcción del muro por la parte más baja.** Coloque a piezas AB sobre el material de la cimentación o base, verifique la nivelación y alineación de cada pieza.
- El tubo de drenaje es requerido para muros de altura superior a 4 pies (1.2 m), o cuando se construya sobre terrenos arena-arcillosos o de arcilla. Vea el plano aprobado para su posicionamiento y las especificaciones particulares.

Paso 4: Colocación de Grava de Drenaje y Materiales de Relleno

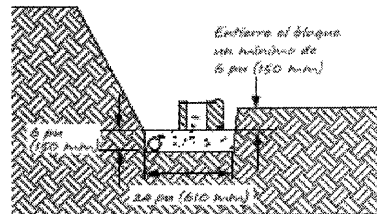
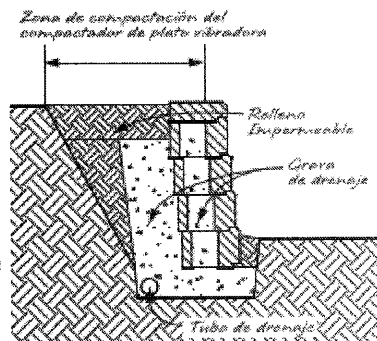
- Rellene los huecos de las piezas AB, y coloque un mínimo de 12 pu (300 mm) detrás del paramento del muro con grava.
- Use terrenos adecuados para rellenar detrás de la grava y adelante de la hilada de base.
- Use una compactador de plato vibradora para compactar la zona de gravas por detrás del bloque. **Compacte en capas de 8 pu (200 mm) como máximo.**

Paso 5: Colocación de Hiladas Adicionales.

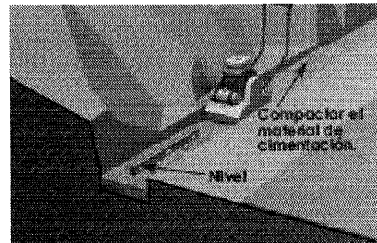
- Elimine todo el material excedente de la superficie por encima de las piezas AB. Esto puede hacerse al instalar la siguiente hilada de bloque, deslizando el bloque por encima.
- Sitúe la siguiente hilada de bloques a fin de que las juntas verticales no se solapen con los bloques inferiores separándolas o por lo menos 3 pu (80 mm) o 1/4 la longitud del bloque.
- Compruebe y ajústese el nivel y la alineación de cada unidad y el inclinación del muro a medida que vamos elevando el muro.
- Rellene los huecos del bloque y coloque la grava detrás tal como se ha indicado anteriormente y rellene el trasdós con terrenos adecuados tal como se ha descrito en el Paso 4.
- **A partir de la segunda hilada, utilice un compactador de plato vibradora para compactar la zona de gravas en el interior y por detrás del bloque. Compacte en capas de 8 pu (200 mm) como máximo.**
- Complete muro hasta la altura requerida. Vea Página 39 para mayor información sobre opciones de acabado del muro.
- Coloque 8 pu (200 mm) de terreno impermeable en la última capa para finalizar el relleno del muro.

Vea página 24 para información más detallada en estos pasos de instalación.
23

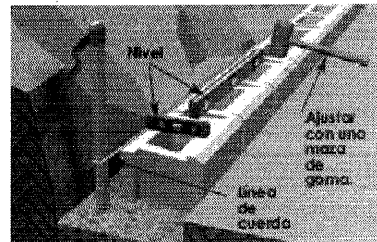
Sección Transversal Típica de un Muro de Gravedad



Sección Transversal de la hilada de Replanteo de un Muro de Gravedad.



Colocar la hilada de replanteo, nivelar y compactar.



Nivelar los bloques, ajustar donde sea necesario.

Construcción de un Muro Reforzado



allanblock.com

Paso 6: Instalación de la Geomalla

Consúltense los planos de diseño para realizar la colocación de geomalla; en este ejemplo la primera capa se coloca sobre la hilada de base.

- Corte porciones de geomalla en las longitudes especificadas en las secciones. Verifique especificaciones de la reficula y la capacidad resistente especificadas por el fabricante así como la dirección principal de fabricación o del rollo. Consultar el proyecto para su posicionamiento y tamaño exacto.
- Instale la capa de geomalla colocando el borde cortado justo por detrás del labio delantero de retranqueo del bloque y desenrolle la capa hacia la parte posterior de la zona de excavación. La zona de excavación rellena debe ser completamente compactada y nivelada.
- Coloque la siguiente hilada de bloques por encima de la geomalla, a fin de que los bloques queden superpuestos sobre los inferiores. Cada hilada nueva debe ser situada a fin conseguir un rompe juntas respecto de las verticales definidas por los bloques de hilada inferior. Las juntas verticales se solaparán como mínimo 3 pu (75 mm) y es necesario la colocación a tope del borde delantero sobre las piezas inferiores. No se requiere un solape a medio bloque.
- Comprobar la alineación del muro y que no se producen deformaciones en el paramento. Los bloques deben ser ajustados ligeramente para formar líneas rectas o suavizar las formas en trazados curvos.
- Tensar la parte posterior de la malla para evitar que se formen embolsamientos. Fijar al suelo antes de colocar la grava y el material de relleno adecuado.



Instalación y fijación de la geomalla.

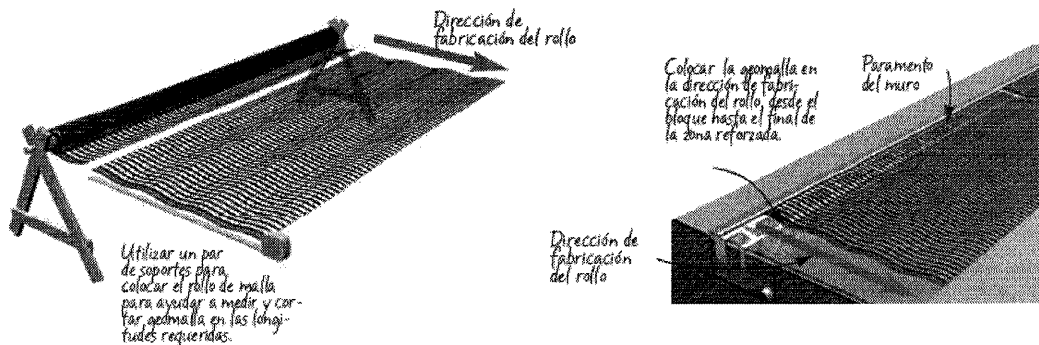
Operativa con la Geomalla

La geomalla normalmente viene en grandes rollos de hasta 13 pies (4 m) de anchura y 250 pies (76 m) de longitud. Estas "mallas" también presentan variedad de tipologías de reficulas y capacidad resistente. Los muros más altos a menudo requieren mallas de mayor resistencia, especialmente en las hiladas más bajas del muro.

Es fundamental que se instale en cada sección del muro la geomalla correcta. Comprobar las especificaciones de la malla según el proyecto aprobado.

La mayoría de geomallas presentan mayor resistencia en el sentido longitudinal del rollo o dirección de fabricación. En los diseños de muros reforzados se consideran que todas las mallas son colocadas en la dirección de máxima resistencia (o sentido de fabricación), colocándose desde el paramento del muro hacia la parte posterior de la zona de excavación.

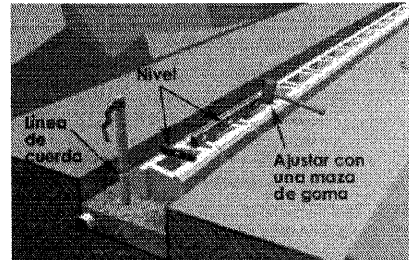
Véase la página 42-44 para mayor información sobre cómo usar la geomalla en esquinas y curvas.



Construcción de un Muro Reforzado

Paso 3: Colocación de la Hilada de Base

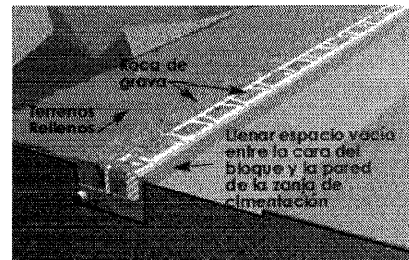
- **Comience en la construcción del muro por la parte más baja.**
- Coloque las piezas de forma correcta, con el labio frontal de retranqueo hacia arriba y formando parte del paramento exterior del muro.
- Compruebe y ajústese el nivel y la alineación de todas las unidades AB. Verifique en cada bloque la nivelación de longitudinal y transversal. Verifique la alineación correcta de cada hilada mediante la disposición de un hilo en la parte posterior de las piezas que forman cada hilada y comprobando la alineación de la parte inferior de los labios de retranqueo de los bloques.
- Realice los pequeños ajustes golpeando las piezas AB con una maza de goma o colocando hasta 0.5 pu (13 mm) de arena bajo las piezas para nivelarlas.
- Los posibles fallos de nivelación y alineación en la hilada de replanteo se amplifican a medida que el muro va erigiéndose. Una atención cuidadosa en la formación de la hilada de replanteo asegurará un muro acabado de calidad.



Install base course.

Paso 4: Colocación de la roca de grava y el Material Relleno

- Rellenar los espacios vacíos de los bloques de la hilada de base y 300 mm (12 pu) por detrás con grava limpia. Se recomienda una granulometría compactable con tamaño del árido entre 0.25 pu hasta 1.5 pu (6 mm hasta 38 mm) de diámetro, y contenido menor del 10% de partículas finas.
- Usar terrenos apropiados para rellenar detrás de la grava y por delante de la hilada de base.

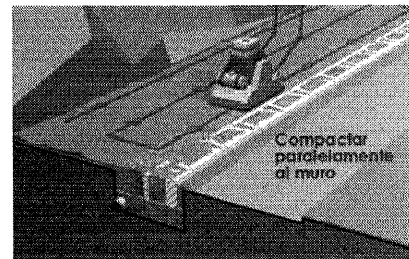


Instalación de roca de grava.

Paso 5: Compactación

La compactación del material por detrás del bloque es fundamental para la ejecución de un muro de calidad.

- Utilizar un compactador con base plana para compactar la grava, posteriormente compactar con rodillo el material de relleno por detrás del bloque. Compáctese en una dirección paralela al paramento del muro, trabajando desde detrás del bloque hasta el fondo de la excavación. Véase Página 29 para los detalles adicionales en compactación.
- Comprobar la nivelación de la hilada de base y ajústese tanto como sea necesario.
- Todos los terrenos del relleno deben estar compactados un mínimo de 95% Proctor normal (95% de la densidad máxima del terreno). Utilizar los equipos apropiados para compactar el terreno.
- Elimine todo material excedente de la superficie de todas las piezas AB. Deberá de conseguirse una superficie lisa para la colocación de la siguiente hilada. Esto se puede conseguir al instalar la siguiente hilada de bloques, deslizando el bloque sobre el correspondiente inferior.
- **Cada hilada colocada sobre de la primera hilada de base requiere compactación, incluida la grava inferior del bloque.**

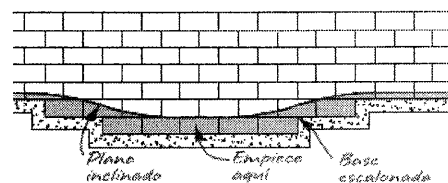


Compactar la grava y rellenar el fondo de la excavación con terrenos apropiados.

Construcción de la Base del Muro

Los muros construidos sobre un plano inclinado requieren una base escalonada.

- Empezar la excavación en el punto más bajo y cave una zanja nivelada en la pendiente hasta que sea lo suficientemente profunda para colocar el material de cimentación y un bloque entero.
- En este punto incremente la altura de un bloque, y empiece un nuevo tramo de zanja de cimentación.
- Continuar el proceso incrementando un escalón según se necesite para parte ganar la pendiente.
- **Enterrar siempre una pieza llena como mínimo en cada escalón.**



Trabajador con Suelos

Los terrenos utilizados debajo y detrás del muro es una parte fundamental de la estructura total del muro.

Un muro de contención reforzado es una estructura formada por tres elementos básicos - las piezas de bloque, la geomalla sintética de refuerzo y los materiales de relleno confinados entre las capas de geomalla.

Suelos

El conocimiento de las propiedades y características de los suelos es crucial para construir muros de calidad. Los diferentes tipos de terreno determinarán la cantidad de tiempo requerido en la compactación, la cantidad de refuerzo necesario, y potencialmente el coste del muro.

Comprobar los terrenos del lugar donde ubicara el muro antes de iniciar los trabajos, y obtener una identificación documentada del tipo de suelo. Será necesaria la colaboración de un ingeniero geotécnico antes de realizar el proyecto y/o la solicitud de permisos para la mayoría de muros de alturas superiores a 4 pies (1.2 m). La tabla 4 muestra una clasificación básica de suelos.

Selección del Suelo

Si los terrenos donde se va a construir el muro son de una la calidad muy baja, deberán ser excavados y reemplazados por otro material de relleno de mejor calidad, en la zona reforzada y en la zona de cimentación. El costo de la sustitución será compensado por una reducción del refuerzo, compactación más rápida, y mejor comportamiento a largo plazo.

En la zona reforzada, el tipo de suelo a utilizar determinará la cantidad de refuerzo de malla necesario. Las arcillas expansivas y los terrenos orgánicos son inapropiados para la zona reforzada. Generalmente, cualquier terreno con un ángulo de fricción inferior a 27° debería ser excavado y reemplazado. Los terrenos con ángulos de fricción entre 27° y 31° requerirán un cuidado especial y una atención específica en la gestión del agua, una vez que hayan sido colocados y compactados. Esto incluirá inspecciones adicionales por ingeniero competente.

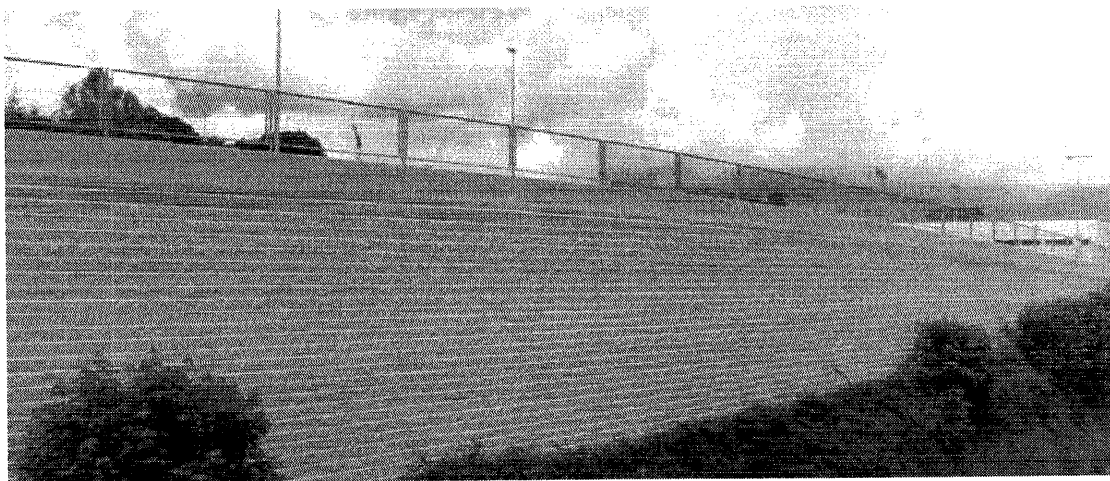
Utilizar siempre terrenos que presenten unas características que igualen o exceden las especificaciones del diseño y proyecto. Examinar siempre los terrenos de relleno antes de colocar y compactar.



allanblock.com

Tabla 3.1

El ángulo típico de fricción y las densidades del suelo compactadas para el ensayo Proctor normal de 95		
Tipo de Suelo	Ángulo de Fricción Interno de Suelo	Densidad del Suelo
Roca triturada	34° +	110 - 135 lb/pie ³
grava		17 - 21.5 kN/m ³
Arenas	32 - 34°	100 - 150 lb/pie ³
Limpas		16 - 21 kN/m ³
Arena sedimentaria	28 - 30°	110 - 125 lb/pie ³
		17 - 20 kN/m ³
Arcilla arenosa	26 - 28°	100 - 120 lb/pie ³
		16 - 19 kN/m ³
Otros terrenos	Determinación por ensayo	



Construcción de un Muro Reforzado

Paso 7: Rellenar y Compactar

- Coloque la grava en los huecos del bloque y 12 pu (300 mm) por detrás del paramento. Deben de utilizarse terrenos de relleno adecuados y aprobados para su uso en el trasdosado de la zona reforzada.
- Toda la grava y terreno de relleno correspondiente a 3 pies (1 m) junto al paramento del muro deben ser correctamente compactados utilizando un compactador. Compacte en capas de espesor máximo de 8 pu (200 mm), siguiendo una trayectoria paralela a la línea de bloques y en pasadas desde la zona más próxima al paramento hacia la parte posterior del relleno. Compacte todos los materiales hasta conseguir un mínimo del 95% del ensayo Proctor normal.
- Nunca utilizar el equipo de compactación directamente sobre la geomalla.
- **Toda maquinaria pesada debe mantenerse alejada 3 pies (1 m) por detrás del muro como mínimo.** El diseño típico de los muros no consideran sobrecargas de equipo pesado para la compactación. Aún en el caso de un muro correctamente instalado y compactado, éste se doblará hacia adelante cuando las sobrecargas extremas de equipo pesado sean aplicadas junto a la parte superior del pmuro durante la construcción y escalonamiento final.
- Inspeccione y ajústese para nivel, la alineación y el inclinación del muro como el muro apile. Es aceptable para la colocación un pequeño recalzo a bajo el bloque para compensar un aumento de tolerancias o un condición de la base que no está nivel. Las tabillas de asfalto o la geomalla trabajan bien cuando los calces son requeridos. El máximo espesor admisible del calce por hilada es 1/8 pu (3 mm).
- Remueva todas las partes rasposas y grava excedente, o todo material de escombros sobre la superficie superior de todas las piezas AB. Se debe conseguir una superficie lisa para la colocación de la siguiente hilada. Los compactadores utilizados encima del bloque eliminarán la mayoría de escombros y dejarán el bloque a punto para recibir la siguiente hilada. Al instalar la siguiente hilada de bloque, deslizando la pieza sobre el bloque de asiento también se eliminará cualquier material sobrante.

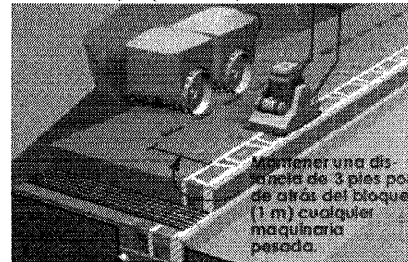
Paso 8: Instalación de Hiladas de Acabado.

- Repita pasos 6 y 7 para completar muro hasta la altura requerida, instalando la malla dónde sea necesario según el diseño aprobado.
- Colocar 8 pu (200 mm) de suelo impemeable en la última capa para termina el muro.
- Consúltese la página 39 para obtener mayor información sobre acabado y remate del muro.

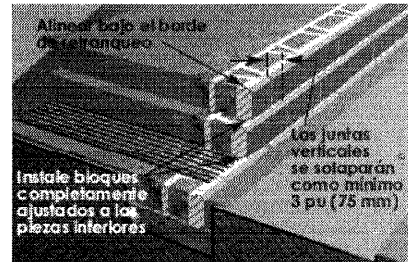
Para mayor información sobre las Tolerancias Admisibles de la Construcción ve el AB Spec Book, página 20.



Compactar en capas de espesor máximo 8 pu (200 mm).



Mantener una distancia de 3 pies por detrás del bloque (1 m) cualquier maquinaria pesada.



Instalar las hiladas adicionales.

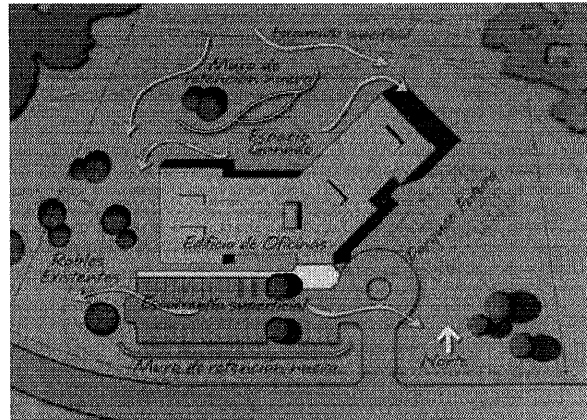
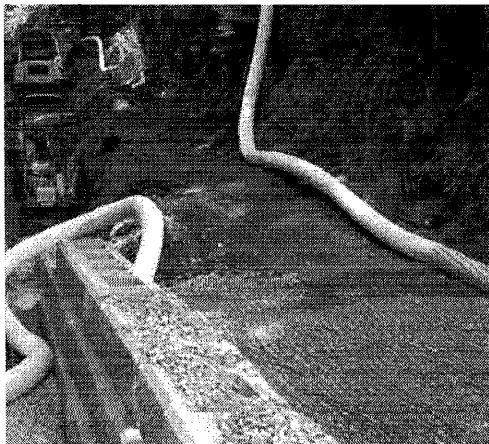
Gestión de Agua

El diseño y funcionamiento de la mayoría de muros de contención se basa al mantener la zona reforzada relativamente seca. Para que sea posible asegurar la estructura del muro, tanto su ubicación como su construcción se fundamentan en mantener un contenido de humedad del terreno relativamente bajo. El nivel de humedad requerido es el necesario para lograr la compactación deseada.

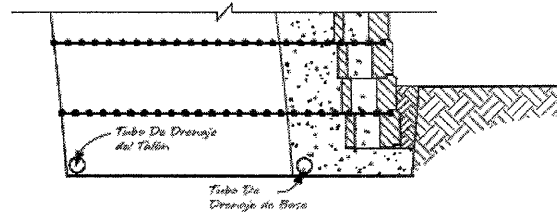
Los ingenierías locales a partir de un estudio minucioso del lugar deberán determinar de dónde puede provenir el agua y cómo debe de ser tratada. A lo largo del proceso de diseño, deben de considerarse los orígenes del agua, a fin de manipular las posibles concentraciones arriba y abajo de grado.

Los contratistas deben entender la intención al respecto que el proyecto defina, y estará obligado a proteger el área de influencia de la construcción del muro. Es posible que sea necesaria la realización de bermas y zanjas provisionales que desvíen posibles flujos de agua de la zona constructiva.

Los muros Allan Block pueden ser diseñados con infinidad de detalles para asegurar que el muro y la estructura reforzada del terreno queden libres de una humedad excesiva. Los detalles básicos de diseño, proponen la colocación de tubos de drenaje para todos los muros de altura superior a 4 pies (1.2 m) o con taludes u otras cargas por encima del muro. Cuando la geomalla es considerada en el diseño, se incorporan tubos de drenaje en el falón de la masa reforzada. En todos los casos se dispondrá de grava de drenaje en el interior de los bloques y un mínimo de 12 pu (300 mm) por detrás del paramento. Estos tres detalles son considerados en el diseño a fin de eliminar el agua que pudiera penetrar en la estructura de forma accidental y no son consideradas líneas de desague principal para la gestión del agua arriba o debajo del paramento. Consúltense con el proyecto de ejecución o el annual AB Spec Book para información específica para en estas cuestiones.



Sistema De Drenaje Típico



Los tubos de drenaje deben de desaguar hacia el exterior, o conectarse a una red de saneamiento para aguas pluviales.

Todos los tubos de drenaje deben estar protegidos para la contaminación y eliminación de finos del material que lo envuelve. Consúltense el proyecto aprobado para ver los detalles constructivos.



Véase la página 49 para un esquema de sección transversal de este tubo de drenaje.

Compactación

La compactación y colocación correcta de los terrenos de relleno son fundamentales. La compactación se mide a menudo como un porcentaje de la densidad óptima del material utilizado. La cimentación y los terrenos de relleno requieren una compactación correspondiente al 95% del ensayar Proctor normal, o 95% de máxima densidad del terreno. Ingenieros y laboratorios especializados están deberán examinar y medir densidades óptimas de compactación. La experimentación del sitio deberá ser incluida como parte de los documentos del proyecto del muro. Obtener el contenido de humedad óptimo asegurará que la máxima densidad puede ser lograda. El terreno que es demasiado seco o también mojado no alcanzará 95 % del Proctor Estándar.

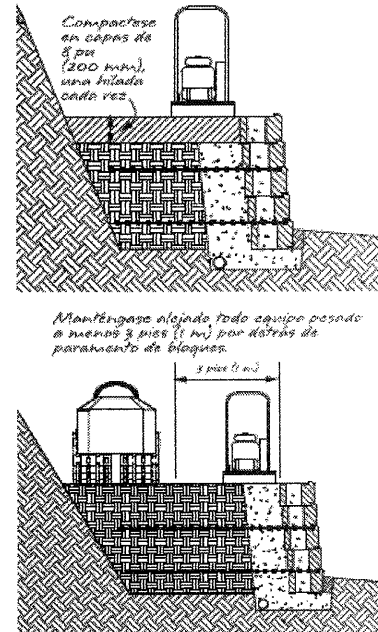
El paso más importante para realizar una compactación correcta es la colocación del terreno en "capas". Compactar en capas, o estratos, de menos que 8 pu (200 mm) facilitará una compactación de calidad. El equipo de compactación debe ser dimensionado según el tipo de material a ser compactado. La colocación y compactación en capas que excedan 8 pu (200 mm) representará una disminución de la capacidad resistente exigida al terreno compactado. Consultar a un distribuidor local para asegurarse cual es el equipo de compactación adecuado. **Siempre rellenar y compactar después de haber colocado cada hilada de bloques.**

La zona de consolidación está desde atrás del bloque de regreso 3 pies (1 m) en el terreno relleno. Sólo el equipo de compactación mecánico o sea el compactador manual estará permitido dentro de la zona de consolidación. Un mínimo de dos pasadas con un compactador manual del plato es requerido. Continúe proceso de compactación hasta que la compactación correcta sea realizada, haciendo comenzar en la parte superior del bloque y compactándose en rutas que están paralelamente con el muro para la parte de atrás de la zona de consolidación.

Algunas aplicaciones requieren niveles más altos de compactación en la zona de consolidación. Los ejemplos de estos incluyen muros adicionales o estructuras localizadas dentro de 3 pies (1 m) de la parte de atrás del muro.

Niveles más altos de compactación pueden ser alcanzados en la zona de consolidación reduciendo los espesores de las capas a 4 pu (100 mm) y compactándose con equipo manual de compactación, iniciando desde el paramento del muro y realizando pasadas paralelas al paramento de bloques. Compactar en fangadas más pequeñas aumentará los niveles y no provocará cargas laterales en la cara del muro. Serán requeridas múltiples pasadas del equipo de compactación. Los niveles más altos de compactación reducen el riesgo de hundimiento a largo plazo.

Proceso Correcto de Compactación



Escorrentías superficiales

En el proceso de definición y trazado del muro es importante evaluar las escorrentías y caídas que presenta el terreno circundante, a fin de determinar si agua fluirá sobre el área donde se ubicará el muro. A menudo los muros son construidos con anterioridad a la configuración definitiva del terreno circundante, por lo que es necesario realizar un plan de pendientes y zanjas de desagüe provisionales para asegurar que durante el proceso constructivo se produzca una drástica reducción de los posibles flujos de agua hacia la construcción. Contacte con un ingeniero competente para que defina las actuaciones a realizar en el lugar antes de seguir con la construcción del muro.

Agua Subterránea

El agua subterránea puede definirse como el flujo hídrico que discurre por el interior del terreno. Sus orígenes suelen ser: infiltración desde la superficie, fluctuaciones del nivel freático y estratos de terrenos permeables que permiten el flujo. Debe impedirse que el flujo de agua subterránea entre en contacto con la estructura del muro de contención, incluida la masa de terreno reforzado.

Los detalles constructivos para impedir que el agua subterránea entre en contacto con la estructura del muro de contención deben estar definidos en el proyecto aprobado. Utilizar mantas de desagüe y chimeneas de desagüe para interceptar el agua subterránea de potencialmente pueda infiltrarse en la masa de suelo reforzado. Cuando se encuentre agua subterránea durante el proceso de construcción consulte con el técnico autor del proyecto para confirmar que tal circunstancia se ha tenido en cuenta en el diseño del muro.

Debe de tenerse especial cuidado en impedir la entrada de agua en la masa de terreno reforzado cuando se hayan de utilizar terrenos impermeables en la construcción del muro.

Los tubos de drenaje colocados en la cimentación base o en el talón de la excavación deben de ser convenientemente desagüados como mínimo cada 50 pies (15 m). El sistema de desagüe debe realizarse sobre la red de saneamiento de aguas pluviales o bien mediante vertido al exterior hacia puntos de inferior cota.

Cuando el vertido se realice hacia puntos de inferior elevación, es importante que todas las localizaciones posiciones del tubo de drenaje estén conectadamente marcadas durante la fase de la construcción y protegidas durante y después de la construcción a fin de asegurar que el tubo de drenaje no está dañado o taponado. Las rejillas y las arquetas de hormigón son ejemplos de detalles utilizados para permitir el flujo de agua través de las tuberías y a fin de mantener la conexión a colectores limpia de suciedad. Si los detalles constructivos no son definidos en los planos de proyecto, solicite las indicaciones apropiadas a un ingeniero competente.

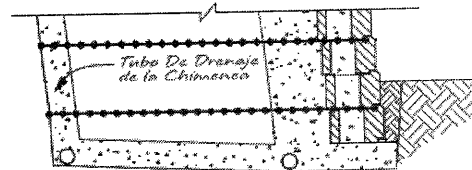
Causas de Concentración de Agua

Antes de construir el muro, deben revisarse los sistemas de desagüe y los detalles constructivos con el contratista general o con el ingeniero correspondiente para identificar todas las causas potenciales que puedan provocar una concentración de agua.

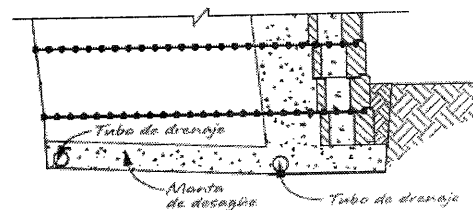
Los siguientes ejemplos deben ser tomados en consideración:

- Comprobación de que el colector de evacuación de aguas pluviales está por debajo de la cota de cimentación.
- Determinación exhaustiva de la ubicación de la red de aguas potables, residuales, colectores generales y las bocas de incendio y riego
- Escorrentías y caídas del terreno circundante
- Zonas de estacionamiento
- Imbornales de desagüe para el sistema de desagües de pluviales
- Desagües de cubiertas y tejados
- Taludes por encima de los muros

Tubo De Drenaje de la Chimenea



Manta de desagüe



Opción de Tubo de drenaje de la arqueta

