

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Facultad de Arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente

Programa Profesional de Ingeniería Civil



*“Análisis y Diseño del Sistema de Suelo
Mecánicamente Estabilizado de Paneles
Segmentados para los Muros de Contención del
Echadero de Tolvas de la Planta de Cal - Calquipa”*

***Tesis para optar por el Título Profesional de Ingeniero
Civil presentado por:***

Alonso Alejandro Polar Manrique

Arequipa, Noviembre 2014

RESUMEN

Las estructuras de retención de suelos han sido construidas desde tiempos antiguos utilizando sistemas en donde el principal elemento resistente era la piedra, formando lo que conocemos ahora como muros de contención a gravedad. Un claro ejemplo es la cultura Inca, la cual desarrolló sistemas de contención mediante enormes estructuras de piedra.

En la actualidad existen muchos sistemas de contención de suelos, tanto convencionales como no convencionales. Uno de los métodos no convencionales es el suelo mecánicamente estabilizado, el cual es una herramienta muy útil en la ingeniería geotécnica.

Una de estas soluciones es el sistema de paneles segmentados, el cual es el más utilizado para muros de gran altura debido al menor costo y rápida construcción en comparación con el método tradicional de concreto armado.

Estas dos últimas características son de mucha importancia en el sector minero y construcción, por lo que se viene utilizando con mucha continuidad en la construcción de plataformas de contención para chancadoras, muros de contención en carreteras, muros para los accesos de puentes, entre otras aplicaciones.

En la presente tesis se desarrollará el análisis y diseño de éste tipo de muro de contención para plantear una solución a un problema común en minería, como lo son la creación de plataformas de maniobras.

De acuerdo a toda la información recolectada y analizada, el presente trabajo de graduación se ha estructurado de la siguiente forma:

En el **capítulo I** se describen las generalidades concernientes a las necesidades que el trabajo de tesis pretende suplir mediante la investigación referente al análisis y diseño de estructuras de suelo reforzado de paneles segmentados.

El **capítulo II** establece las características generales sobre los diferentes tipos de estructuras de retención, asimismo se describen los métodos de análisis para

determinar el empuje de tierras y se desarrolla a detalle el método que se utilizará para el cálculo de la estructura propuesta.

En el **capítulo III** se detallan las características generales del sistema de suelo mecánicamente estabilizado, nombrando las ventajas y desventajas del mismo. De igual manera, se describen los componentes de éste tipo de muro.

En el **capítulo IV** se desarrollan los principios del suelo reforzado y se describen las propiedades de los materiales que componen el sistema. Cabe mencionar que se desarrollarán los ensayos correspondientes a los parámetros de resistencia del suelo ya que serán utilizados más adelante.

Asimismo, se realizara un trabajo de investigación para determinar la factibilidad de realizar los ensayos en las cintas poliméricas con los equipos que la universidad posee.

En el **capítulo V** se expone a detalle el análisis y diseño de un muro de suelo mecánicamente estabilizado. Se explicará el análisis estático y pseudo-estático. De igual manera se modelará el muro en diferentes programas los cuales brindan resultados muy exactos ya que se basan en la teoría de coulomb, equilibrio límite y elementos finitos.

En el **capítulo VI** se procede a realizar la aplicación del sistema con los datos obtenidos de los ensayos realizados, en el cual se incluye la explicación del procedimiento constructivo del sistema y un presupuesto referencial.

ABSTRACT

The soil retention structures have been built since ancient times using systems where the main resistance element was the rock, forming what we now know as gravity retaining walls. A clear example is the Inca culture which containment systems developed by large stone structures.

There are currently many soil containment systems, both conventional and unconventional. One of the unconventional methods is the mechanically stabilized soil, which is a very useful tool in geotechnical engineering.

One of these solutions is the system of segmented panels, which is the most widely used for high rise walls due to lower cost and rapid construction compared to the traditional method of reinforced concrete.

These last two features are very important in mining and construction, which has been used with great continuity in the containment building platforms for crushers, road embankments, walls for access bridges, among other applications .

In this thesis the analysis and design of this type of retaining wall was developed to propose a solution to a common problem in mining, such as creating platforms maneuvers.

According to all information collected and analyzed, this graduation work is structured as follows:

In **Chapter I** the general requirements concerning the thesis aims to fill through the research of the analysis and design of reinforced soil structures segmented panels are described.

Chapter II sets out the general characteristics of the different types of retaining structures, also the analytical methods are described for determining the earth pressure and develops in detail the method used to calculate the proposed structure.

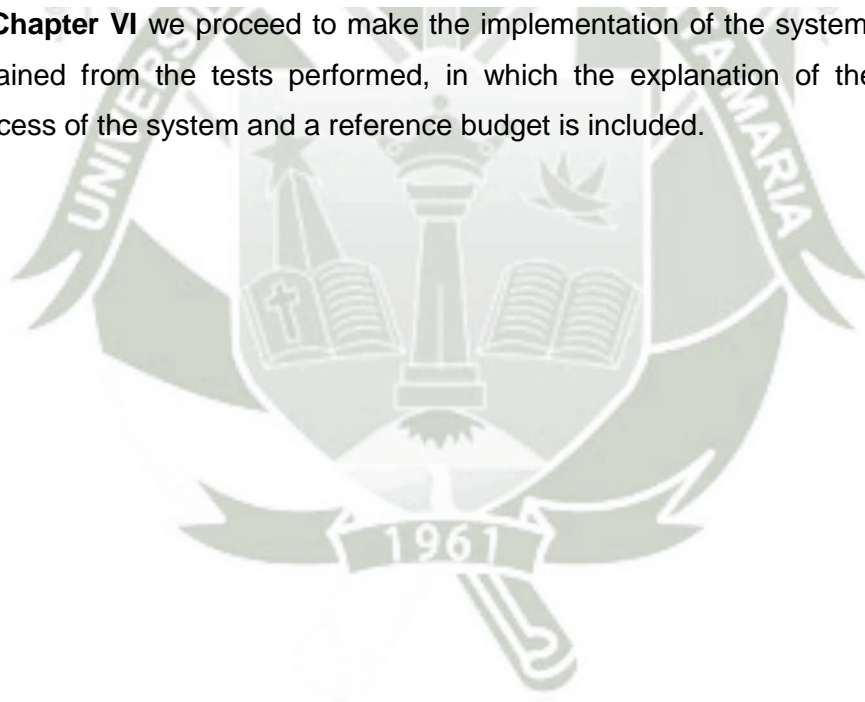
In **Chapter III** the general characteristics of the system mechanically stabilized soil are detailed, naming the pros and cons of it. Also, the components of this type of wall is described.

In **chapter IV** the principles developed reinforced soil and properties of the materials composing the system are described. It is noteworthy that the corresponding parameters and soil resistance tests, that will be used later, were developed.

Also, a research be conducted to determine the feasibility of carrying out the tests in the polymeric tapes with machines that universities have in their laboratories.

Chapter V discussed in detail the analysis and design of a wall of mechanically stabilized soil. Static and pseudo-static analysis is discussed. In addition, the wall will be modeled in different programs which provide very accurate results as they are based on the theory of Coulomb, limit equilibrium and finite elements.

In **Chapter VI** we proceed to make the implementation of the system with the data obtained from the tests performed, in which the explanation of the construction process of the system and a reference budget is included.



NOMENCLATURA UTILIZADA

E_a = Empuje activo.

\emptyset = Ángulo de fricción Interna.

ρ = Ángulo de inclinación de la cuña de falla.

α = Ángulo de inclinación del muro.

Q = Sobrecarga.

δ = Ángulo de interacción entre suelo retenido y el muro.

P = Peso de la cuña de falla.

R = Reacción del suelo.

K_a = Coeficiente activo de suelo.

Z_o = Profundidad de la grieta por tracción.

c = Cohesión

γ = Peso específico unitario.

E = Módulo de elasticidad.

μ = Módulo de Poisson.

R_c = Ratio de cobertura.

b = Ancho de la cinta polimérica.

S_H = Espaciamiento Horizontal.

P_r = Resistencia al arrancamiento.

F^* = Factor de resistencia al arrancamiento.

L_e = Longitud del refuerzo en la zona resistente.

C = Perímetro unitario del refuerzo.

σ_v = Esfuerzo vertical.

α = Factor de corrección por escala.

F_q = Resistencia desarrollada en los refuerzos transversales dividido entre el esfuerzo vertical efectivo.

α_β = Factor de soporte por resistencia pasiva.

T_{adm} = Tensión admisible.

T_{ult} = Tensión última.

RF_D = Factor de reducción por daños de instalación.

RF_{CR} = Factor de reducción por fluencia.

RF_D = Factor de reducción por durabilidad.

RF = Factor de reducción preliminar de diseño.

EPDM = Ethylene Propylene Diene Monomer.

LRFD = Load and Resistance Factor Design.

ASD = Allowable Stress Design.
EH = Carga horizontal de tierra.
ES = Sobrecarga de tierra.
EV = Presión vertical de la carga muerta y el relleno de tierra.
CT = Fuerza de colisión vehicular.
EQ = Carga sísmica.
LL = Carga viva vehicular.
LS = Sobrecarga viva.
F1 = Fuerza ejercida por el relleno retenido.
F2 = Fuerza ejercida por una carga uniforme distribuida.
CDR = Capacity Demand Ratio.
e = Excentricidad.
 γ_{EH} = Factor de empuje de suelos.
 γ_{LS} = Factor de cargas vivas..
 γ_{EV} = Factor de cargas muertas verticales.
V1 = Peso propio del macizo reforzado.
L = Longitud del refuerzo.
 N_c y N_r = Coeficientes adimensionales de capacidad portante.
L' = Ancho de la fundación efectiva
 K_r = Coeficiente lateral de presión de tierras.
 T_{MAX} = Tensión máxima.
 S_v = Ancho tributario vertical.
 L_a = Longitud del refuerzo en el lado activo.
 P_{AE} = Fuerza sísmica.
 K_{AE} = Coeficiente de Mononobe – Okabe.
 K_h = Coeficiente sísmico horizontal.
 K_v = Coeficiente sísmico vertical.
W = Peso propio del relleno reforzado.
 W_a = Peso propio de la zona activa.
 P_{IR} = Fuerza inercial debido al peso propio del macizo reforzado.
 P_i = Fuerza dinámica interna.
 T_{md} = Fuerza de inercia dinámica en la capa i de cada bloque.
 S_{rs} = Resistencia última del refuerzo requerida para resistir la carga estática.
 S_{rt} = Resistencia última del refuerzo requerida para resistir la carga dinámica.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	2
ABSTRACT.....	4
NOMENCLATURA UTILIZADA	6
ÍNDICE GENERAL	8
INDICE DE FIGURAS	13
INDICE DE TABLAS	18
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	22
1.1. Antecedentes	22
1.2. Definición del Problema.....	23
1.3. Descripción del Problema.....	24
1.4. Identificación del Problema.....	24
1.5. Objetivos	25
1.5.1. Objetivo General.....	25
1.5.2. Objetivos Específicos	25
1.6. Proyecto	26
1.7. Ubicación.....	26
CAPÍTULO II. ANÁLISIS DE CONTENCIÓN DE SUELOS.....	27
2.1. Definición de Estructura de Contención de Suelos	27
2.2. Clasificación de las Estructuras de Contención	27
2.2.1. Estructuras Convencionales	27
2.2.2. Estructuras no Convencionales	28
2.3. Métodos para el Cálculo de Empujes	29
2.3.1. Métodos Clásicos	29
2.3.1.1. Análisis de Equilibrio Límite	31
2.3.2. Métodos Modernos.....	41
2.3.2.1. Introducción a los Elementos Finitos.....	41

CAPITULO III. SISTEMA DE SUELO MECANICAMENTE ESTABILIZADO DE PANELES SEGMENTADOS.....	60
3.1. Descripción del Sistema de Paneles Segmentados.....	60
3.1.1. Paramento Frontal.....	61
3.1.2. Tipos de Refuerzo	62
3.1.3. Material de Relleno Estructural.....	63
3.1.4. Accesorios para la Construcción	64
3.2. Ventajas y Desventajas	65
3.2.1. Ventajas	65
3.2.2. Desventajas.....	66
CAPITULO IV. PROPIEDADES DE DISEÑO Y PRINCIPIOS DEL SUELO REFORZADO.....	67
4.1. Propiedades del Relleno Estructural y Terreno Natural	67
4.1.1. Relleno Estructural	67
4.1.2. Terreno Natural	70
4.2. Concepto del Suelo Reforzado.....	71
4.2.1. Mecanismo de Transferencia de Esfuerzos	72
4.2.2. Modo de Acción del Refuerzo.....	73
4.2.3. Características Geométricas.....	74
4.3. Interacción Suelo – Refuerzo.....	75
4.3.1. Evaluación del Desempeño al Arrancamiento	75
4.3.2. Estimación de la Capacidad de Arrancamiento del Refuerzo.....	76
4.3.3. Interfaz Cortante.....	78
4.4. Establecimiento de las Propiedades del Diseño Estructural.....	79
4.4.1. Propiedades de Resistencia del Refuerzo Geosintético.....	79
4.4.1.1. Resistencia Última de Tensión, Tult.....	81
4.4.1.2. Factor de Reducción por Daños Instalación, RFID.....	82
4.4.1.3. Factor de Reducción por Fluencia, RFCR.....	82
4.4.1.4. Factor de Reducción por Durabilidad, RFD.....	83
4.4.1.5. Factor LRFD de Resistencia del Refuerzo Geosintético, \emptyset	84

4.4.1.6.	Factor de Reducción Preliminar de Diseño, RF.....	85
4.4.1.7.	Estado Límite de Serviciabilidad	86
4.5.	Paneles de Concreto Prefabricado	86
4.5.1.	Paneles Segmentados.....	86
CAPITULO V. Análisis y Diseño de un Muro de Suelo Mecánicamente Estabilizado de Paneles Segmentados		89
5.1.	Metodología de Diseño LRFD.....	89
5.2.	Empotramiento del Muro y Longitud del Refuerzo	93
5.3.	Parámetros de Diseño	95
5.4.	Determinación de las Cargas Nominales Actuantes	96
5.5.	Análisis de Estabilidad Externa.....	101
5.5.1.	Estabilidad ante el Deslizamiento	102
5.5.2.	Estabilidad ante el Volteo	106
5.5.3.	Verificación de la Capacidad Portante	108
5.5.4.	Verificación de la Estabilidad Global.....	113
5.6.	Análisis de Estabilidad Interna.....	115
5.6.1.	Tipo de Refuerzo	115
5.6.2.	Determinación de la Superficie de Falla Crítica	116
5.6.3.	Definición de las Cargas sin Amplificar	117
5.6.4.	Establecimiento de la Distribución del Refuerzo	120
5.6.5.	Fuerzas de Tensión Amplificadas en cada Capa de Refuerzo.....	121
5.6.6.	Cálculo de la Resistencia del Refuerzo	126
5.6.7.	Selección del Grado y Número de Refuerzos en cada Capa	127
5.6.8.	Estabilidad Interna con Respecto al Arrancamiento del Refuerzo....	127
5.7.	Análisis Frente a Eventos Extremos – Sismo	129
5.8.	Ejemplo Práctico de Diseño LRFD.....	136
CAPÍTULO VI. APLICACIÓN DEL SISTEMA DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO DE PANELES SEGMENTADOS EN LA PLANTA DE CAL - CALQUIPA.....		149
6.1.	Propiedades de los Materiales.....	149

6.1.1.	Suelo de Fundación.....	149
6.1.1.1.	Densidad de Campo	149
6.1.1.2.	Análisis Granulométrico por Tamizado.....	153
6.1.1.3.	Límite Líquido, Límite Plástico	154
6.1.1.4.	Gravedad Específica.....	155
6.1.1.5.	Ensayo de Corte Directo	156
6.1.1.6.	Peso Unitario Máximo	157
6.1.1.7.	Peso Unitario Mínimo.....	158
6.1.2.	Relleno Estructural	160
6.1.2.1.	Análisis Granulométrico por Tamizado.....	160
6.1.2.2.	Límite Líquido, Límite Plástico	161
6.1.2.3.	Gravedad Específica.....	162
6.1.2.4.	Ensayo de Corte Directo	163
6.1.2.5.	Peso Unitario Máximo	164
6.1.2.6.	Peso Unitario Mínimo.....	164
6.1.2.7.	Ensayo de Proctor Modificado	165
6.1.3.	Refuerzo Polimérico	167
6.1.3.1.	Ensayo de Tracción	167
6.2.	ANÁLISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE PANELES SEGMENTADOS..	174
6.2.1.	Análisis y Diseño mediante el programa MSEW (3.0).....	175
6.3.	Análisis por Serviciabilidad.....	195
6.3.1.	Modelamiento del Muro en el Programa Plaxis 8.2.....	195
6.4.	Diseño de los Elementos del Paramento Frontal.....	215
6.4.1.	Modelamiento del Panel Prefabricado	216
6.5.	Sistema de Drenaje del Muro	217
6.6.	Interpretación de Resultados	221
6.7.	Proceso Constructivo	222
6.7.1.	Preparación de la Subrasante	223
6.7.2.	Construcción de la Losa de Nivelación	224

6.7.3. Colocación de la Primera Fila de Paneles sobre la Losa de Nivelación 225	
6.7.4. Colocado y Compactado del Relleno Estructural hasta la primera capa de refuerzo	227
6.7.5. Colocación de la Primera Capa de Refuerzo	229
6.8. Presupuesto Referencial	234
CAPITULO VII. Conclusiones y Recomendaciones.....	235
7.1. Conclusiones	235
7.2. Recomendaciones	238
Referencias Bibliográficas.....	239



INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1.- Echadero de Tolvas Mina Orcopampa Arequipa - Perú	23
Figura 1-2.- Rampa de Acceso al Túnel Santa Rosa Lima - Perú	23
Figura 1-3.- Ubicación del Proyecto	26
Figura 2-1.- Diagrama de Cuerpo Libre (Modificado, Almeida, 2005).....	31
Figura 2-2.- Determinación de ángulos para el equilibrio de fuerzas (Modificado, Almeida, 2005)	32
Figura 2-3.- Equilibrio de fuerzas (Modificado, Almeida, 2005)	32
Figura 2-4.- Cuñas de Falla (Modificado, Almeida, 2005)	34
Figura 2-5.- Empuje Activo Máximo (Modificado, Almeida, 2005)	35
Figura 2-6.- Carga Uniformemente Distribuida en el Terraplén (Modificado, Almeida, 2005)	36
Figura 2-7.- Carga Puntual (Modificado, Almeida, 2005).....	37
Figura 2-8.- Empuje Activo Máximo con Carga puntual (Modificado, Almeida, 2005)	37
Figura 2-9.- Punto de Aplicación del Empuje Activo (Modificado, Almeida, 2005) ...	39
Figura 2-10.- Punto de Aplicación del Empuje por Sobrecarga (Modificado, Almeida, 2005)	40
Figura 2-11.- Punto de Aplicación del Empuje por Sobrecarga (Modificado, Almeida, 2005)	41
Figura 2-12.- Esfuerzos Típicos en un Elemento (Potts, 1999)	42
Figura 2-13.- Compatibilidad Física en un Elemento (Potts, 1999)	43
Figura 2-14.- Ejemplos de Axi-simétrico (Potts, 1999)	46
Figura 2-15.- Elementos Finitos Típicos en 2D (Potts, 1999)	47
Figura 2-16.- Numeración de Elementos y Nodos (Potts, 1999)	48
Figura 2-17.- Ejemplo de Malla Errónea (Izquierda) y Correcta (Derecha) (Potts, 1999)	49
Figura 2-18.- Elemento Triangular de Tres Nodos (Potts, 1999)	50
Figura 2-19.- Elemento Isoparamétrico de 8 Nodos (Potts, 1999).....	51
Figura 3-1. – Sistema de Suelo Reforzado de Paneles Segmentados	60
Figura 3-2. – Panel Prefabricado de Concreto	61
Figura 3-3. – Paramento Frontal Sistema de Paneles Segmentados	62
Figura 3-4. – Paramento Frontal Sistema de Paneles Segmentados (FHWA-NHI-10-024, 2009)	62
Figura 3-5. – Cinta Polimérica (Hoja Técnica ParaWeb 2D)	63
Figura 3-6. – Esquema General.....	64

Figura 3-7. – Almohadilla EPDM.....	65
Figura 3-8. – Geotextil no Tejido en la parte posterior de las placas (FHWA-NHI-10-024, 2009)	65
Figura 4-1. – Extensión del Relleno Estructural (FHWA-NHI-10-024,2009)	70
Figura 4-2. – Mecanismo de Transferencia por Fricción (FHWA-NHI-10-024,2009)	73
Figura 4-3. – Mecanismo de Transferencia por Resistencia Pasiva (FHWA-NHI-10-024,2009)	73
Figura 4-4. – Determinación del Ratio de Cobertura (FHWA-NHI-10-024,2009)	75
Figura 4-5. – Resistencia a largo plazo de un refuerzo geosintético (FHWA-NHI-10-024,2009)	81
Figura 4-6. – Fabricación de Panel Segmentado de Concreto Prefabricado.....	87
Figura 4-7. – Clavija de Acero Galvanizado	88
Figura 4-8. – Apoyos de EPDM	88
Figura 5-1. – Factores de Carga Típicos para Deslizamiento y Chequeo de Excentricidad (FHWA-NHI-10-024, 2009)	92
Figura 5-2. – Factores de Carga Típicos para Capacidad Portante (FHWA-NHI-10-024, 2009)	92
Figura 5-3. – Condiciones de Empotramiento con sin Talud en el Frente (FHWA-NHI-10-024, 2009)	94
Figura 5-4. – Condiciones de Empotramiento con Talud en el Frente (FHWA-NHI-10-024, 2009)	94
Figura 5-5. – Fuerzas Actuales en un Muro con Talud Horizontal y Sobrecarga (FHWA-NHI-10-024, 2009)	96
Figura 5-6. – Fuerzas Actuales en un Muro con Talud Inclinado Constante (FHWA-NHI-10-024, 2009)	97
Figura 5-7. – Fuerzas Actuales en un Muro con Talud Quebrado (FHWA-NHI-10-024, 2009)	97
Figura 5-8. – Fuerzas Actuales en un Muro Inclinado (FHWA-NHI-10-024, 2009)	99
Figura 5-9. – Mecanismos de Falla para la Estabilidad Externa (FHWA-NHI-10-024, 2009)	101
Figura 5-10. – Fuerzas Actuales para la verificación por Excentricidad con Talud Horizontal (FHWA-NHI-10-024, 2009)	106
Figura 5-11. – Fuerzas Actuales para la verificación por Excentricidad con Talud Inclinado (FHWA-NHI-10-024, 2009)	107
Figura 5-12. – Superficie de Falla en Refuerzos Inextensibles (FHWA-NHI-10-024, 2009)	116

Figura 5-13. – Superficie de Falla en Refuerzos Extensibles (FHWA-NHI-10-024, 2009)	117
Figura 5-14. – Variación de la Relación de Coeficientes de Esfuerzos Laterales (Kr/Ka) con respecto a la profundidad en el Muro (FHWA-NHI-10-024, 2009)	119
Figura 5-15. – Esfuerzo Vertical en Taludes Constantes para la Estabilidad Interna (FHWA-NHI-10-024, 2009)	120
Figura 5-16. – Altura Tributaria del Refuerzo, Sv (FHWA-NHI-10-024, 2009)	125
Figura 5-17. – Esfuerzo Vertical con Talud Inclinado (FHWA-NHI-10-024, 2009)	128
Figura 5-18. – Definición de Alturas para Eventos Sísmicos (FHWA-NHI-10-024, 2009)	130
Figura 5-19. – Aplicación de la Carga Sísmica (FHWA-NHI-10-024, 2009).....	131
Figura 5-20. – Estabilidad Interna en Muros de Suelo Reforzado (FHWA-NHI-10-024, 2009)	133
Figura 5-21. – Requerimientos del Proyecto	136
Figura 6-1. – Gráfico Esfuerzo Deformación Pruebas de Tracción 30 kN	169
Figura 6-2. – Gráfico Esfuerzo Deformación Pruebas de Tracción 50 kN	171
Figura 6-3. – Gráfico Esfuerzo Deformación Pruebas Normalizadas	173
Figura 6-4. – Distribución del refuerzo polimérico visto en planta	178
Figura 6-5. – Colocación del panel de concreto prefabricado	179
Figura 6-6. – Mapa de Isoaceleraciones (Monroy & Bolaños, 2004)	180
Figura 6-7. – Isoaceleraciones en zona del proyecto ((Monroy & Bolaños, 2004)	180
Figura 6-8. – Inicio del programa MSEW (3.0)	181
Figura 6-9. – Datos de entrada MSEW (3.0)	182
Figura 6-10. – Geometría y sobrecarga MSEW (3.0)	182
Figura 6-11. – Propiedades del Suelo MSEW (3.0).....	183
Figura 6-12. – Refuerzo del sistema MSEW (3.0)	183
Figura 6-13. – Propiedades específicas del refuerzo polimérico MSEW (3.0)	184
Figura 6-14. – Distribución vertical del refuerzo MSEW (3.0).....	185
Figura 6-15. – Parámetros de interacción suelo-refuerzpo MSEW (3.0)	186
Figura 6-16. – Geometría del paramento frontal MSEW (3.0)	186
Figura 6-17. – Relación To/Tmax vs Z/Hd MSEW (3.0)	187
Figura 6-18. – Parámetros sísmicos del lugar MSEW (3.0).....	187
Figura 6-19. – Análisis de resultados estáticos MSEW (3.0).....	188
Figura 6-20. – Análisis de resultados pseudo estáticos MSEW (3.0)	189
Figura 6-21. – Definición del área de trabajo para la estabilidad global MSEW (3.0)	
Figura 6-22. – Definición de coordenadas para el análisis de estabilidad global MSEW (3.0).....	190

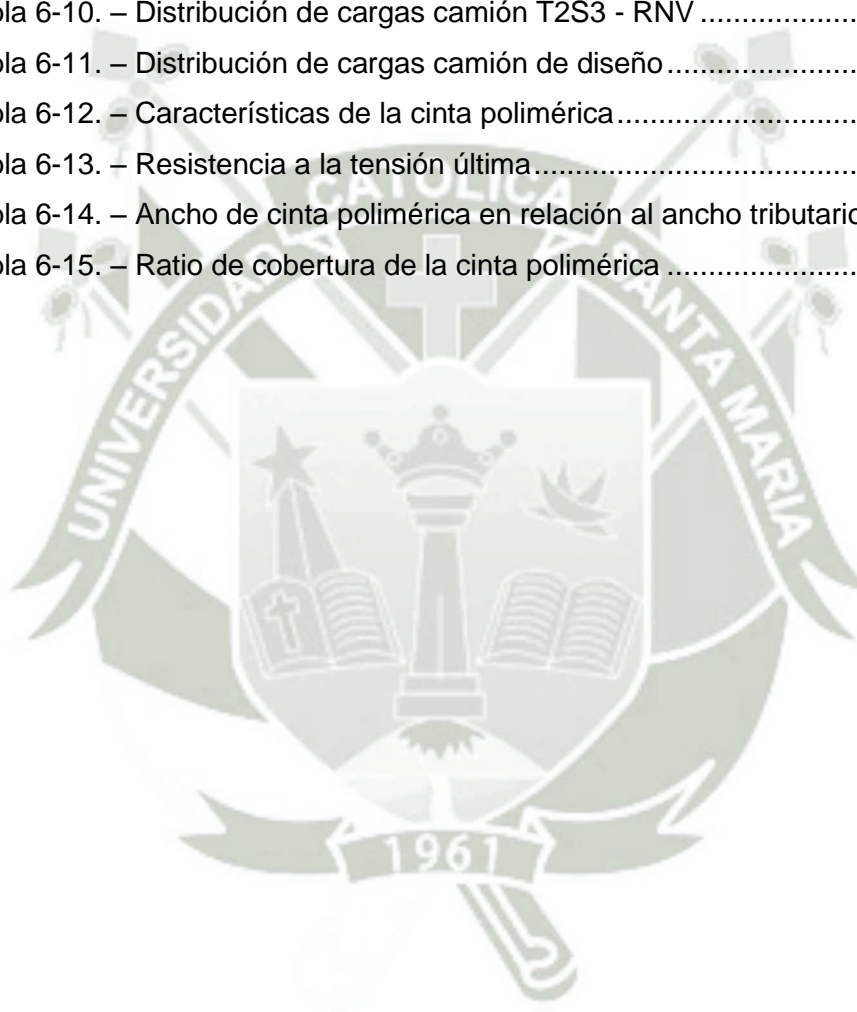
Figura 6-23. – Análisis de estabilidad global MSEW (3.0).....	191
Figura 6-24. – Resultados del análisis de estabilidad global MSEW (3.0).....	192
Figura 6-25. – Superficie de deslizamiento crítica MSEW (3.0).....	192
Figura 6-26. – Propiedades del suelo MSEW (3.0)	193
Figura 6-27. – Análisis de resultados estáticos MSEW (3.0).....	194
Figura 6-28. – Análisis de resultados pseudo estáticos MSEW (3.0)	194
Figura 6-29. – Configuración general.....	197
Figura 6-30. – Configuración general.....	198
Figura 6-31. –Entorno de trabajo	198
Figura 6-32. –Definición de la geometría	199
Figura 6-33. –Definición de la malla de elementos finitos	199
Figura 6-34. –Definición de los materiales	200
Figura 6-35. –Definición de las propiedades de los materiales	201
Figura 6-36. –Definición de las propiedades de los materiales	201
Figura 6-37. –Definición de las propiedades de los materiales	202
Figura 6-38. –Definición de las propiedades de los refuerzos.....	202
Figura 6-39. –Definición de las propiedades de los refuerzos.....	203
Figura 6-40. –Definición de las propiedades de los paneles Plaxis 8.2.....	204
Figura 6-41. –Definición de las propiedades de los paneles segmentados y de los apoyos EPDM.....	204
Figura 6-42. –Definición de las propiedades de los materiales	205
Figura 6-43. – Condición inicial del sistema.....	206
Figura 6-44. – Esfuerzos efectivos iniciales	206
Figura 6-45. – Ventana de inicio para los cálculos.....	207
Figura 6-46. – Análisis de la primera etapa de construcción	207
Figura 6-47. – Análisis de la segunda etapa de construcción	208
Figura 6-48. – Análisis de la tercera etapa de construcción	208
Figura 6-49. – Análisis de la cuarta etapa de construcción	209
Figura 6-50. – Análisis de la quinta etapa de construcción	209
Figura 6-51. – Análisis del muro con el macizo reforzado cargado	210
Figura 6-52. – Análisis del muro con el relleno retenido cargado	210
Figura 6-53. – Proceso del cálculo.....	211
Figura 6-54. – Finalización del análisis por etapas de construcción.....	211
Figura 6-55. – Desplazamiento Vertical Plaxis 8.2.....	212
Figura 6-56. – Desplazamiento Horizontal Plaxis 8.2.....	212
Figura 6-57. – Desplazamiento Vertical Plaxis 8.2.....	213
.....	213

Figura 6-58. – Desplazamiento Horizontal Plaxis 8.2.....	213
Figura 6-59. – Gráfico para determinar desplazamientos laterales durante la construcción (FHWA-NHI-10-024, 2009)	214
Figura 6-60. – Gráfico para determinar desplazamientos laterales durante la construcción (Modificado, FHWA-NHI-10-024, 2009)	215
Figura 6-61. – Diagramas de Momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales del panel prefabricado	217
Figura 6-62. – Geotextil en las juntas entre paneles segmentados (FHWA-NHI-10-024, 2009)	218
Figura 6-63. – Drenaje en el trasdós del muro mediante piedra chancada envuelta en geotextil no tejido.....	218
Figura 6-64. – Drenaje en el trasdós del muro mediante geocompuesto drenante.....	219
Figura 6-65. – Salida de drenaje.....	221
Figura 6-66. – Terreno perfilado y drenaje posterior de acuerdo a los planos de construcción	223
Figura 6-67. – Losa de nivelación	224
Figura 6-68. – Izaje del panel prefabricado	225
Figura 6-69. – Nivelado entre paneles prefabricados	226
Figura 6-70. – Colocación de geotextil en las juntas entre paneles.....	226
Figura 6-71. – Colocación y nivelación del relleno estructural.....	227
Figura 6-72. – Compactación del relleno estructural con equipo pesado	228
Figura 6-73. – Compactación del relleno estructural con equipo liviano	228
Figura 6-74. – Marcas de cal indicando la longitud del refuerzo.....	229
Figura 6-75. – Colocación de “J” en la marca donde finaliza el refuerzo	229
Figura 6-76. – Elemento de sujeción en empalmes “S”	230
Figura 6-77. – Empalme inicial de la cinta polimérica	230
Figura 6-78. – Colocación del refuerzo pasando por los pasadores que se encuentran sujetos en las clavijas	231
Figura 6-79. – Empalme en la parte final del refuerzo.....	231
Figura 6-80. – Tensado de la cinta mediante una sección cuadrada de madera de longitud variable	232
Figura 6-81. – Tensado de la cinta en la barra de acero corrugado que es asegurada por las “J”	233
Figura 6-82. – Cintas poliméricas colocadas.....	233

INDICE DE TABLAS

Tabla 4-1. Propiedades del Relleno Estructural (FHWA-NHI-10-024,2009)	68
Tabla 4-2. Factores de Reducción por Fluencia de acuerdo al Tipo de Polímero (FHWA-NHI-10-024,2009)	83
Tabla 5-1. – Combinaciones de Carga Típicas y Factores de Carga (FHWA-NHI-10-024,2009)	90
Tabla 5-2. – Factores de Carga para Cargas Permanentes, Y_p (FHWA-NHI-10-024,2009)	91
Tabla 5-3. – Empotramiento Mínimo en Estructuras de Suelo Reforzado (FHWA-NHI-10-024, 2009)	93
Tabla 5-4. – Longitud de Refuerzo Mínima (FHWA-NHI-10-024,2009)	94
Tabla 5-5. – Altura Equivalente de Suelo para Cargas en Muros Perpendiculares al Tráfico (FHWA-NHI-10-024,2009)	100
Tabla 5-6. – Factores de Resistencia para la Estabilidad Externa (FHWA-NHI-10-024,2009)	102
Tabla 5-7. – Factores Adimensionales para el Cálculo de Capacidad Portante (Modificado, FHWA-NHI-10-024,2009)	112
Tabla 5-8. – Factores de Resistencia \emptyset para Tensión y Resistencia al Arrancamiento del Refuerzo (FHWA-NHI-10-024,2009)	126
Tabla 5-9. – Parámetros del Proyecto.....	137
Tabla 5-10. – Pre dimensionamiento	137
Tabla 5-11. – Cargas Sin Amplificar.....	138
Tabla 5-12. – Metodología de Mononobe - Okabe	138
Tabla 5-13. – Factores de Carga	139
Tabla 5-14. – Factores de Resistencia.....	139
Tabla 5-15. – Análisis Estático por Deslizamiento.....	140
Tabla 5-16. – Análisis Pseudo Estático por Deslizamiento.....	140
Tabla 5-17. – Análisis Estático por Volteo.....	141
Tabla 5-18. – Análisis Pseudo Estático por Volteo.....	142
Tabla 5-19. – Análisis Estático por Capacidad Portante.....	143
Tabla 5-20. – Análisis Pseudo Estático por Capacidad Portante.....	143
Tabla 5-21. – Evaluación de la Estabilidad Interna	144
Tabla 5-22. – Resistencia del Refuerzo – Análisis Estático.....	145
Tabla 5-23. – Resistencia del Refuerzo – Análisis Pseudo Estático.....	146
Tabla 5-24. – Arrancamiento del Refuerzo – Análisis Estático	147
Tabla 5-25. – Arrancamiento del Refuerzo – Análisis Pseudo Estático	148

Tabla 6-1. – Dimensionamiento de las Muestras ParaWeb 2D – 30 kN	168
Tabla 6-2. – Dimensiones de Muestras ParaWeb 2D – 30 kN	168
Tabla 6-3. – Resultados de Muestras ParaWeb 2D – 30 kN	169
Tabla 6-4. – Dimensionamiento de las Muestras ParaWeb 2D – 50 kN	170
Tabla 6-5. – Dimensiones de Muestras ParaWeb 2D – 50 kN	170
Tabla 6-6. – Resultados de Muestras ParaWeb 2D – 50 kN	171
Tabla 6-7. – Dimensionamiento de las Muestras Normalizadas ParaWeb 2D.....	172
Tabla 6-8. – Dimensiones de Muestras Normalizadas ParaWeb 2D.....	172
Tabla 6-9. – Resultados de Muestras Normalizadas ParaWeb 2D.....	173
Tabla 6-10. – Distribución de cargas camión T2S3 - RNV	175
Tabla 6-11. – Distribución de cargas camión de diseño	176
Tabla 6-12. – Características de la cinta polimérica	177
Tabla 6-13. – Resistencia a la tensión última.....	177
Tabla 6-14. – Ancho de cinta polimérica en relación al ancho tributario.....	178
Tabla 6-15. – Ratio de cobertura de la cinta polimérica	179



INDICE DE ANEXOS

Anexo 1	242
Anexo 2	257
Anexo 3	259



INTRODUCCIÓN

El intento inicial por reforzar el suelo se pierde en la historia, la adición de materiales con propiedades que mejoran el comportamiento del suelo se hizo antes de los primeros registros históricos de ello.

Parece razonable asumir que los primeros intentos para estabilizar pantanos y suelos blandos fueron hechos utilizando troncos de árbol, arbustos pequeños y cosas así. Estos suelos blandos debían aceptar el material fibroso hasta que se formara una masa con una adecuada propiedad para el propósito buscado.

Estos materiales compuestos por suelo y refuerzo natural cumplían las expectativas iniciales pero debido a que el refuerzo era un material orgánico se podía degradar rápidamente perdiéndose todas las características físicas y mecánicas del refuerzo.

Asimismo el material utilizado para reforzar estos suelos no era lo suficientemente fuerte como para soportar ciertas cargas importantes.

Debido a estos factores es que se empieza a desarrollar tecnología para poder crear materiales que perduren con el tiempo sin perder sus propiedades físicas y mecánicas. La investigación en el campo de los polímeros dio como resultado la posibilidad de utilizar estos materiales como refuerzo de suelo cumpliendo satisfactoriamente todas las pruebas realizadas para éste fin.

Los materiales geosintéticos cumplen principalmente cinco funciones:

- Separación.
- Refuerzo.
- Filtración
- Drenaje.
- Barrera contra el paso de líquidos.

Dentro de estas cinco funciones se estudiará a profundidad la función de refuerzo con geosintéticos en muros de contención o llamados muros de suelo mecánicamente estabilizado.

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Antecedentes

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a tracción dentro del suelo, logrando aumentar la resistencia del mismo y disminuyendo las deformaciones causadas por diferentes solicitaciones de carga.

Estos elementos resistentes a la tracción pueden ser de diferentes materiales, tales como: refuerzos de acero en forma de tiras, refuerzo de acero en forma de malla soldada, refuerzo sintético en forma de mallas o llamados geomallas, refuerzo sintético en forma de cintas, entre otros.

Los suelos en general poseen elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción, es por eso que se inserta dentro del suelo elementos que resistan los esfuerzos de tracción.

En los últimos años se viene utilizando éste tipo de sistema en los diferentes sectores relacionados a la construcción y minería, obteniéndose muy buenos resultados debido a sus características. Se tiene buena experiencia en obras como Chancadoras Primarias, Echaderos de Tolvas, Recrecimientos de Diques, Muros de Contención, Canchas de Relaves, entre otros.

Sus características técnico-económicas en comparación con las soluciones tradicionales hacen de esta solución la mejor opción combinando resistencia, flexibilidad, versatilidad y economía. Asimismo, su puesta en servicio inmediata brinda una ventaja muy favorable en comparación con los sistemas convencionales de estructuras de contención.

En nuestro país éste sistema se viene utilizando en los diferentes proyectos, como se observa a continuación.



Figura 1-1.- Echadero de Tolvas Mina Orcopampa Arequipa - Perú



Figura 1-2.- Rampa de Acceso al Túnel Santa Rosa Lima - Perú

1.2. Definición del Problema

Necesidad de la construcción de un muro de contención para la creación de la plataforma de maniobras, la cual permita el acceso de camiones de alto tonelaje a la tolva de recepción, en donde se realiza el volteo del material para poder continuar con el proceso de obtención de cal.

1.3. Descripción del Problema

Para la obtención de la cal a partir de la materia prima es necesario realizar una serie de procesos de transformación. El primero consiste en extraer la materia prima de la cantera y transportarla en camiones a la planta procesadora para dar inicio al siguiente proceso, el cual consiste en verter todo el contenido de los camiones a la tolva de recepción para que sea transportado mediante fajas y se continúe con el proceso de transformación.

Para que los camiones puedan verter el contenido en la tolva es necesario contar con una plataforma de maniobras y una rampa de acceso a ella, estas estructuras se deben diseñar de acuerdo a las dimensiones de la tolva.

Además, la plataforma debe ser capaz de soportar cargas elevadas debido al peso de los camiones cargados, por lo tanto se requiere diseñar estructuras de contención de suelos no convencionales.

Como parte del diseño también se debe tener en cuenta factores como facilidad constructiva, tiempo de ejecución, puesta en servicio, comportamiento estructural, entre otros.

Al comparar estos factores entre el sistema convencional de concreto armado y el sistema de suelo reforzado se observa que éste último tiene muchas ventajas frente al primero, por lo que actualmente la solución convencional queda descartada completamente en muchos proyectos de éstas características.

1.4. Identificación del Problema

Las inversiones en nuestra ciudad cada vez son más frecuentes, un claro ejemplo son los centros comerciales que van aumentando en número y tamaño.

De igual forma la explotación de denuncios mineros es una inversión muy rentable, en éste caso en particular se trata de un denuncio para la explotación de la materia prima para la fabricación de cal.

En cualquier planta de estas características es necesario la construcción de sistemas de contención, los cuales soporten cargas elevadas constantemente, ya que durante todo el año se realizan las operaciones.

Estos sistemas de contención tienen la finalidad de crear plataformas en donde camiones de alto tonelaje puedan maniobrar y verter el material extraído de la cantera dentro de la tolva sin correr ningún riesgo de falla del sistema y así asegurar que se pueda proseguir con el proceso de fabricación del producto final.

Los sistemas de suelo mecánicamente estabilizado son ideales para éste tipo de estructuras, ya que soportan cargas muy altas con deformaciones despreciables. Así mismo, el comportamiento frente a eventos extremos es superior al de las estructuras convencionales de concreto armado.

Por lo tanto, al conocer la necesidad y la función de una estructura, es posible plantear una solución que cumpla con todos los requerimientos necesarios sin ningún problema.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

- Diseñar y analizar una estructura de suelo mecánicamente estabilizado para el proyecto de construcción de la plataforma de maniobras de la planta de cal-Calquipa, en base a los parámetros de diseño obtenidos de los ensayos a realizar.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Investigar toda la información técnica requerida para el desarrollo de la metodología de diseño y análisis de un muro de suelo mecánicamente estabilizado de paneles segmentados.
- Desarrollar el análisis y diseño detallado para un muro de suelo mecánicamente estabilizado de paneles segmentados.

- Realizar ensayos para la determinación de los parámetros de suelo necesarios en la etapa de análisis.
- Realizar ensayos para la determinación de los parámetros de diseño del refuerzo polimérico necesarios en la etapa de diseño.
- Proponer una solución optimizada respaldada en cálculos estructurales.
- Elaborar un modelo analítico en un software avanzado para interpretar de mejor manera los resultados.
- Realizar un presupuesto de la solución presentada teniendo en cuenta que no se trata de una estructura convencional.

1.6. Proyecto

El proyecto de muros de contención para la creación de la plataforma de maniobras y rampa de acceso es realizado como parte de la construcción de la planta de cal – Calquipa. Dicha empresa pertenece al Grupo Calidra, el cual tiene su sede central en México.

1.7. Ubicación

País : Perú
Departamento : Arequipa
Provincia : Caylloma
Distrito : Callalli



Figura 1-3.- Ubicación del Proyecto

CAPÍTULO II. ANÁLISIS DE CONTENCIÓN DE SUELOS

2.1. Definición de Estructura de Contención de Suelos

Existen muchas definiciones para las estructuras de contención de suelos, pero antes de proceder a definir se tiene que conocer cuál es el propósito de las mismas.

Las estructuras de contención son utilizadas para contener un suelo que no es estable por sí mismo. Por ejemplo, dado que los suelos tienen un ángulo de reposo propio, para poder lograr una pendiente más pronunciada o vertical se necesitan obras de contención de suelos.

De acuerdo a lo anteriormente mencionado se puede definir a una estructura de contención como aquella destinada a soportar suelos que presentan pendientes mayores que su ángulo de reposo y en donde se debe mantener una diferencia de niveles superior a la que el suelo soporta.

Éste tipo de estructuras no solo se utilizan para contener taludes naturales, también se pueden emplear para la conformación de plataformas artificiales en donde se requiere llegar hasta cierto nivel para poder realizar cierta actividad.

2.2. Clasificación de las Estructuras de Contención

Las estructuras de contención se clasifican básicamente como estructuras convencionales y no convencionales. Esto debido a la gran variedad de sistemas que con los nuevos avances tecnológicos se vienen incorporando.

2.2.1. Estructuras Convencionales

Las estructuras convencionales son aquellas que se han empleado durante muchos años atrás y se siguen empleando hasta la actualidad. Su metodología de cálculo ya está definida y no se requiere mayor investigación. Los materiales que conforman estas estructuras son concreto simple, concreto ciclópeo y acero de construcción.

Podemos mencionar a los siguientes tipos de muros de contención:

- **Muros a Gravedad:** Las estructuras a gravedad utilizan su peso propio y muchas veces el peso de una parte del bloque de suelo incorporado a ella para su estabilidad. Se construyen generalmente de concreto ciclópeo o de mampostería de piedra y no llevan ningún refuerzo. Son muros económicos para alturas bajas de 3.0 a 3.5 m.
- **Muros de semi-gravedad:** Estos muros son un poco más esbeltos que los de gravedad debido a que llevan una pequeña cuantía de acero y toleran pequeños esfuerzos de tracción. Pueden resultar económicos para alturas de 4.0 m.
- **Muros en Voladizo:** Son muros de concreto armado en forma de T o L y en algunos casos compuestos. Éste tipo de muro utiliza parte del relleno de suelo para asegurar su estabilidad. El uso de éste muro resulta económico para alturas hasta de 6.0 m.
- **Muros con Contrafuertes:** Éste tipo de muro es de concreto armado y está constituido por placas verticales delgadas que se apoyan sobre grandes voladizos espaciados en forma regular los cuales se denominan contrafuertes. Éste tipo de muro es conveniente cuando se tiene alturas superiores a los 6.0 m.

2.2.2. Estructuras no Convencionales

Los muros no convencionales son aquellos que utilizan materiales diferentes a los de una estructura convencional, sin embargo es posible utilizar el mismo material pero de diferente manera y con diferente propósito. Su aplicación es reciente en comparación con las estructuras convencionales.

Las metodologías de cálculo están definidas y sustentadas pero en algunos casos es posible modificar o complementar éstas teorías debido al continuo desarrollo en la ingeniería de materiales.

Podemos mencionar algunos sistemas no convencionales:

- **Sistemas de anclajes activos en suelos:** Los muros anclados son estructuras de gravedad, semi-gravedad o pantallas que se sostienen mediante anclas pre-tensadas o pos-tensadas con bulbos profundos que transmiten una carga de tensión a suelos o rocas en los cuales pueden ser instalados.
- **Apuntalamiento Gigante:** Es un tipo de estructura de contención provisional versátil, empleada habitualmente en construcción de obras civiles en donde se requiere excavar grandes profundidades. Se construye mediante tablonos de madera o elementos metálicos y placas cuadradas.
- **Suelo Mecánicamente Estabilizado:** La técnica del suelo mecánicamente estabilizado o suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a la tracción, convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen la deformabilidad del macizo.

El método de suelo mecánicamente estabilizado es el tema de investigación en la presente tesis.

2.3. Métodos para el Cálculo de Empujes

La parte más importante en el diseño de una estructura de contención es la determinación de las fuerzas que actúan en ella, es decir, el análisis. Si bien es cierto existen muchas teorías para la determinación de la fuerza de empuje que actúa debido al suelo, es de suma importancia conocer las limitaciones e hipótesis de cada una de ellas para poder aplicarlas de la mejor forma posible sin incurrir en errores.

2.3.1. Métodos Clásicos

Existen muchas metodologías de análisis para la determinación del empuje del suelo, tanto analíticos como gráficos. Dentro de estos métodos se mencionará el de mayor aplicación profesional a nivel mundial.

Una de las teorías utilizadas en éste tipo de análisis es la propuesta por Coulomb, ésta supone que en el instante de la movilización total de la resistencia del suelo, es decir, cuando empieza a generarse el empuje activo o pasivo, se forman superficies de deslizamiento o de rotura en el interior del macizo.

Estas superficies delimitan una parte del macizo que se moviliza en relación al suelo restante en el sentido del desplazamiento de la estructura. Para poder aplicar esta teoría se considera esta cuña de falla como un cuerpo rígido, para luego poder determinar el empuje en base a un equilibrio de fuerzas actuantes sobre éste.

El método de Coulomb admite que tales superficies de rotura son planas y el empuje es aquel que actúa sobre la más crítica de las superficies de rotura.

Asimismo el método considera fricción entre la estructura de contención y el suelo, además de permitir el análisis de estructuras con paramento no vertical.

Para el caso de suelo no cohesivo, las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla son:

- Peso propio de la cuña de falla "P".
- Reacción del macizo "R", que debido a la fricción interna del suelo tiene una inclinación \emptyset en relación a la superficie de rotura.
- El empuje activo "Ea", que presenta una inclinación δ en relación al paramento de la estructura de contención, éste ángulo representa la fricción entre el suelo y la estructura de contención.

Como se mencionó anteriormente, la superficie más crítica en el caso activo es aquella que lleva el valor del empuje activo a un máximo, por lo tanto es obtenida en base a la derivada de la ecuación que relaciona todas las fuerzas actuantes en el cuerpo rígido en relación al ángulo ρ , el cual representa el ángulo de inclinación de la cuña crítica.

Esta metodología tiene ciertas limitaciones:

- En el caso de tener un relleno cohesivo la teoría de Coulomb no es aplicable.
- Si el talud no presenta una inclinación constante no hay posibilidad de aplicar directamente la teoría de Coulomb.

Debido a estas limitaciones es que se adopta un método de análisis semejante al de Coulomb: Análisis de Equilibrio Límite.

2.3.1.1. Análisis de Equilibrio Límite

Para poder desarrollar esta metodología de cálculo es necesario tomar los principios básicos de la teoría de Coulomb y comprenderlos para tener un concepto claro de cuál es el fundamento del equilibrio límite.

Como se mencionó anteriormente la teoría de Coulomb supone una cuña de falla crítica, la cual se considera como un cuerpo rígido en donde actúan diferentes fuerzas. En la siguiente figura podemos observar las fuerzas que actúan en la cuña de falla crítica.

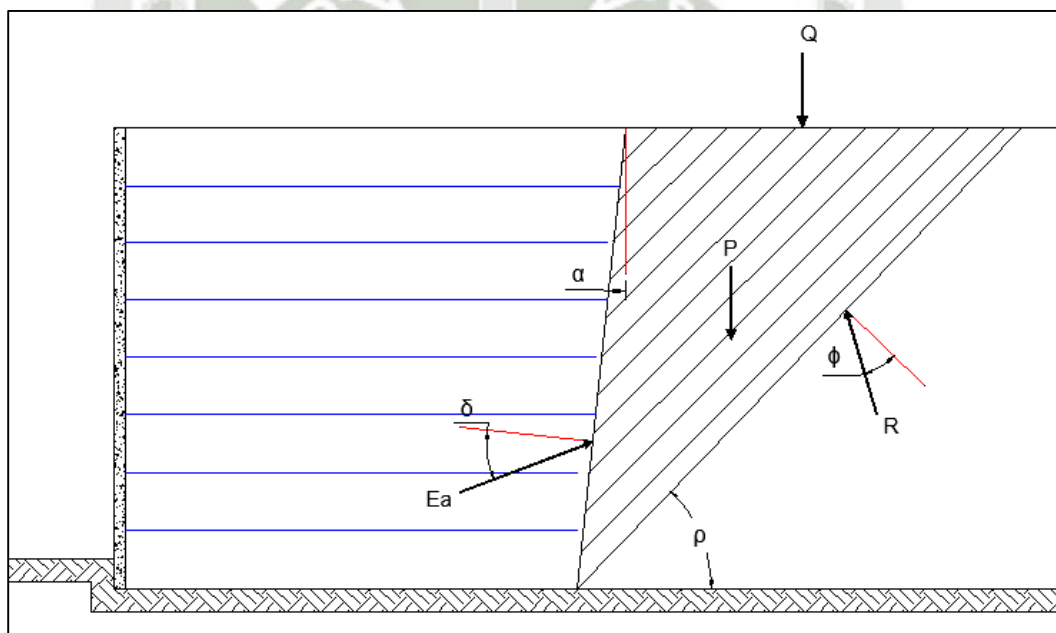


Figura 2-1.- Diagrama de Cuerpo Libre (Modificado, Almeida, 2005)

A partir de éste diagrama de cuerpo libre podemos realizar el equilibrio de fuerzas correspondiente al cuerpo rígido. Al realizar el equilibrio de fuerzas se obtendrá una ecuación la cual relacione todas estas variables.

Con ayuda de la geometría y trigonometría en conjunto con un análisis vectorial es posible realizar el equilibrio en el cuerpo rígido. A continuación se muestra el análisis realizado para obtener el equilibrio.

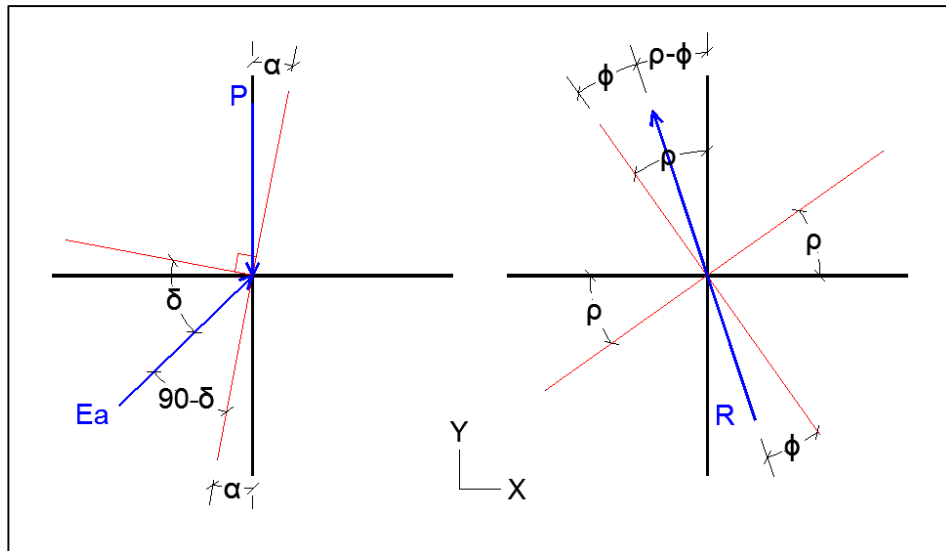


Figura 2-2.- Determinación de ángulos para el equilibrio de fuerzas (Modificado, Almeida, 2005)

En la Figura 2-2 se han determinado los ángulos entre las fuerzas actuantes para luego poder relacionarlas, obteniendo lo siguiente:

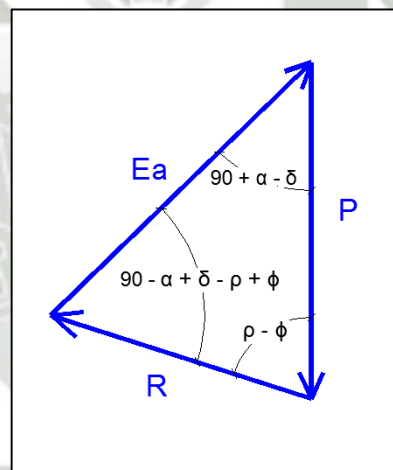


Figura 2-3.- Equilibrio de fuerzas (Modificado, Almeida, 2005)

En la Figura 2-3 se han relacionado todas las fuerzas actuantes formando un equilibrio de estas, una vez determinados los ángulos internos del triángulo es posible obtener una ecuación que relacione todas las variables. Para determinar esta ecuación utilizaremos la ley de senos, entonces se tiene lo siguiente:

$$\frac{E_a}{\text{seno}(\rho - \phi)} = \frac{P}{\text{seno}(90 - \alpha + \delta - \rho + \phi)} \quad (\text{Ecuación 1.0})$$

Por lo tanto:

$$E_a = P \cdot \frac{\text{seno}(\rho - \phi)}{\text{seno}(90 - \alpha + \delta - \rho + \phi)} \quad \text{Ecuación 2.0)}$$

La ecuación 2.0 puede ser representada de la siguiente manera, teniendo en cuenta que las funciones trigonométricas de un ángulo son iguales a las co-funciones del ángulo complementario:

$$E_a = P \cdot \frac{\text{seno}(\rho - \phi)}{\cos(\alpha - \delta + \rho - \phi)} \quad \text{(Ecuación 3.0)}$$

La superficie de falla crítica es aquella que lleva el valor de empuje activo al máximo, entonces el valor del empuje es la derivada de la fórmula 2.0 con respecto al ángulo ρ , ya que de esta variable depende el empuje activo máximo.

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0 \quad \text{(Ecuación 4.0)}$$

Derivando la ecuación con respecto a ρ se obtiene el valor máximo del empuje activo:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad \text{(Ecuación 5.0)}$$

En donde:

$$K_a = \frac{\text{seno}^2(\alpha + \phi)}{\text{seno}^2 \alpha \cdot \text{seno}^2(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{seno}(\phi + \delta) \cdot \text{seno}(\phi - i)}{\text{seno}(\alpha - \delta) \cdot \text{seno}(\alpha + i)}} \right]^2} \quad \text{(Ecuación 6.0)}$$

En el estado pasivo la inclinación del empuje y de la reacción se modifica y se invierte, no se desarrollara el estado pasivo ya que no es motivo de estudio en el presente trabajo de investigación.

Como se mencionó anteriormente se desarrollara el método más utilizado en el campo profesional, así mismo cabe resaltar que en el análisis de las estructuras de

suelo mecánicamente estabilizado no se toma en cuenta el empuje pasivo, son muy raros los casos en donde se considera esta fuerza como aporte para la estabilidad externa.

En base a la teoría de Coulomb se puede realizar un análisis de equilibrio límite, la ecuación 5.0 puede ser utilizada si tenemos un suelo granular (sin cohesión) y si el talud sobre el muro no presenta inclinación o inclinación constante. Si el suelo es cohesivo o si el talud tiene un quiebre, ésta ecuación no puede ser utilizada directamente.

Estas limitaciones restringen el análisis a unos cuantos casos especiales, tener un talud quebrado es muy común en carreteras por ejemplo, de igual forma si se tiene un suelo cohesivo sería imposible reemplazar todo ese material por un suelo granular ya que es parte de la naturaleza del terreno.

El análisis del equilibrio límite no tiene estas limitaciones ya que se puede partir desde la elaboración del diagrama de cuerpo libre en la cuña de falla supuesta y se puede hallar el ángulo de la cuña de falla crítica en base a la iteración del mismo, de esta manera se logra obtener el empuje activo máximo.

En la figura 2-4 se pueden observar las diferentes cuñas de falla supuestas para el análisis.

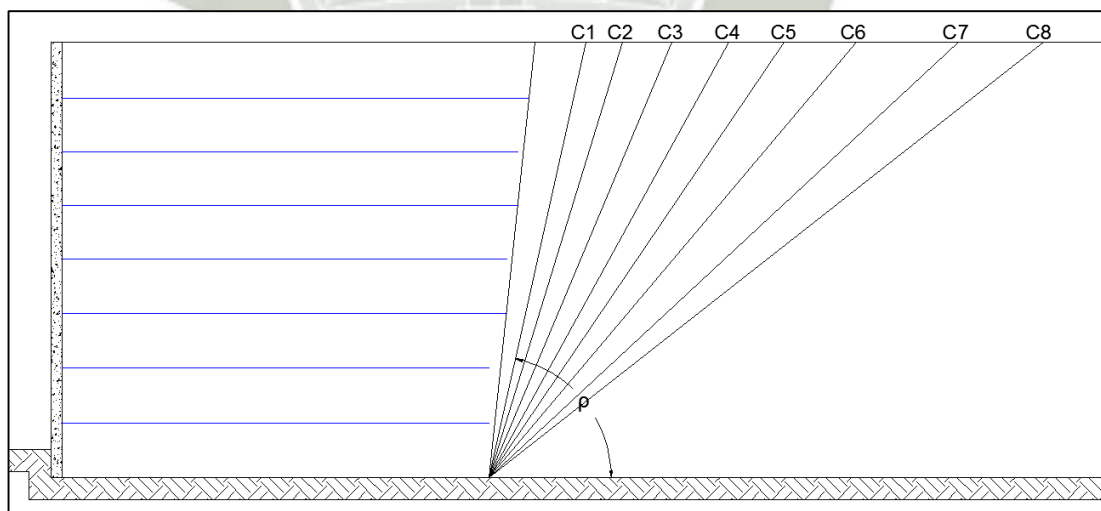


Figura 2-4.- Cuñas de Falla (Modificado, Almeida, 2005)

Mediante la ecuación 3.0 podemos determinar el valor del empuje activo máximo realizando un análisis de equilibrio límite, en éste caso en particular tendríamos ocho

cuñas de falla las cuales deben ser analizadas por separado para obtener una curva que relacione la distancia de las cuñas de falla en relación al muro con el valor de empuje activo obtenido.

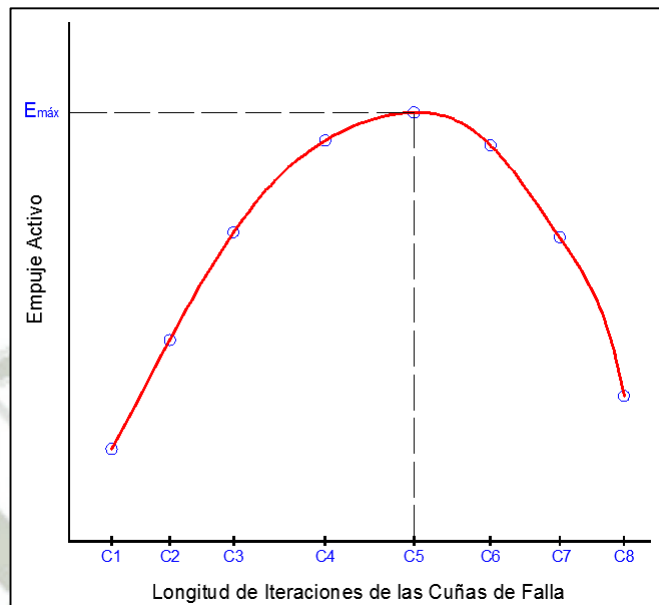


Figura 2-5.- *Empuje Activo Máximo (Modificado, Almeida, 2005)*

Como se puede observar en la Figura 2-5, el análisis de equilibrio límite tiene como objetivo final obtener el valor de empuje activo máximo de una manera muy precisa.

En el ejemplo mostrado solo se han considerado ocho cuñas de falla pero no existe ningún límite en la cantidad de fallas a utilizar, los softwares que utilizan éste método pueden considerar miles de fallas para obtener un resultado muy preciso.

Carga Uniformemente Distribuida en el Terraplén

Es muy común considerar una carga uniformemente distribuida equivalente a ciertas solicitaciones que el muro debe soportar, por tal motivo es importante mencionar como afecta esto en el análisis de equilibrio límite.

En la ecuación 3.0 se tiene que el valor del peso de la cuña multiplica al resto de valores los cuales se determinan en base a la ley de senos y relacionan las diferentes variables presentes en el cuerpo rígido, una carga distribuida tiene la misma dirección del peso por lo que ésta se adiciona a la ecuación de la siguiente manera.

$$E_a = (P + Q) \cdot \frac{\text{seno}(\rho - \phi)}{\cos(\alpha - \delta + \rho - \phi)} \text{ (Ecuación 7.0)}$$

Cabe mencionar que la carga Q solo debe añadirse en la longitud de cada espacio entre cuñas, multiplicando la carga distribuida por la longitud de las iteraciones según corresponda.

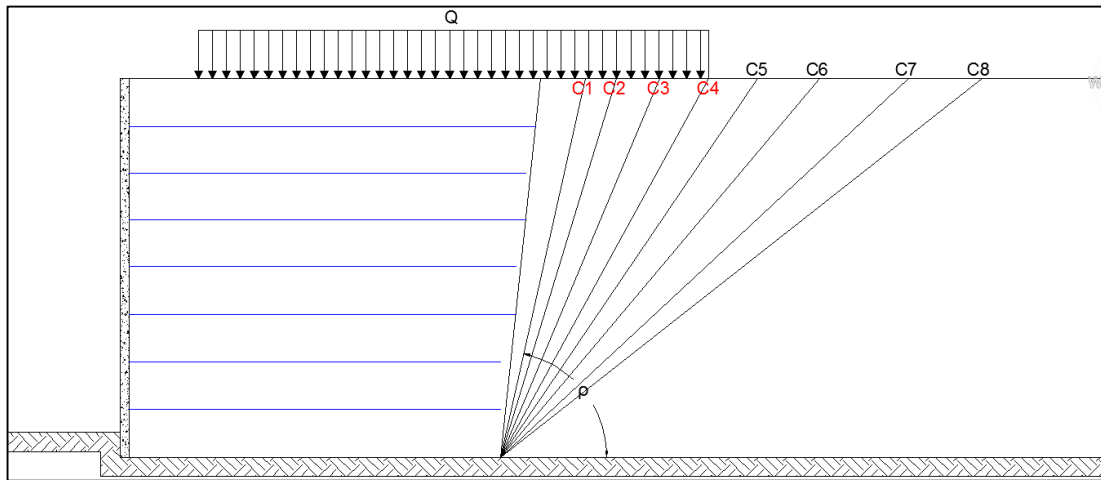


Figura 2-6.- Carga Uniformemente Distribuida en el Terraplén (Modificado, Almeida, 2005)

Por ejemplo, en la Figura 2-6 se tiene una carga uniformemente distribuida repartida entre la estructura del muro y cuatro cuñas de falla, entonces la forma correcta de analizar el empuje máximo sería considerar únicamente esa carga en los cuatro espacios hasta la cuarta cuña de falla.

Ésta carga Q debe ser multiplicada por cada espacio individual en función de la cuña que se esté analizando, por ejemplo la longitud existente entre C2 y C3 corresponde al espacio a utilizar para la cuña tres.

Carga Puntual en el Terraplén

Las cargas puntuales no son tan comunes como las cargas uniformemente distribuidas pero pueden existir sin lugar a dudas. Un parapeto o alguna estructura que simule una carga lineal perpendicular al plano se considerada como carga puntual.

Dentro del análisis de equilibrio límite ésta carga modifica el empuje de la cuña en donde es aplicada.

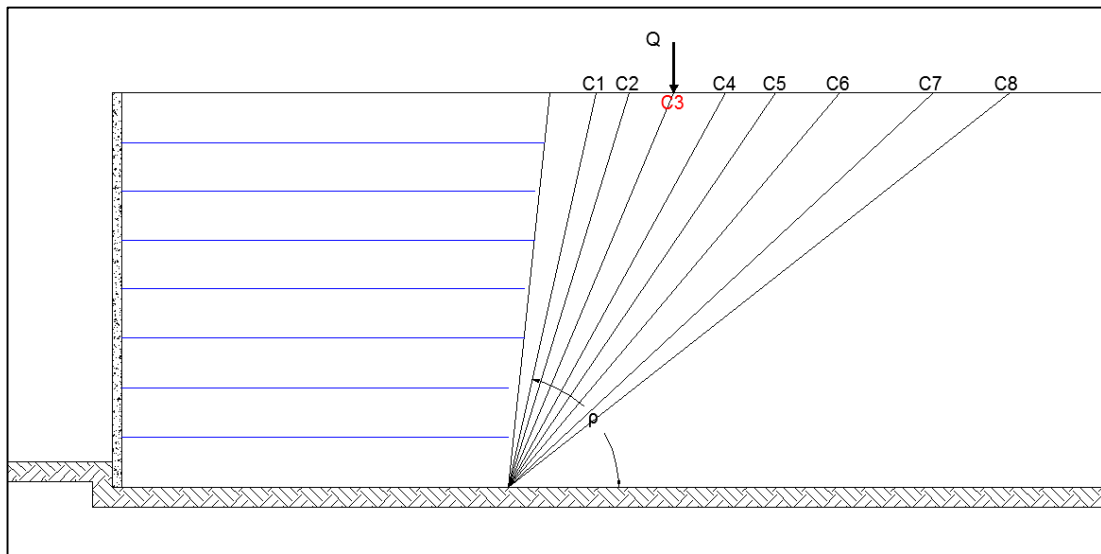


Figura 2-7.- Carga Puntual (Modificado, Almeida, 2005)

Como se observa en la Figura 2-7 la carga puntual está posicionada sobre la cuña tres, esto afecta de la siguiente manera nuestro empuje activo máximo de acuerdo al equilibrio límite.

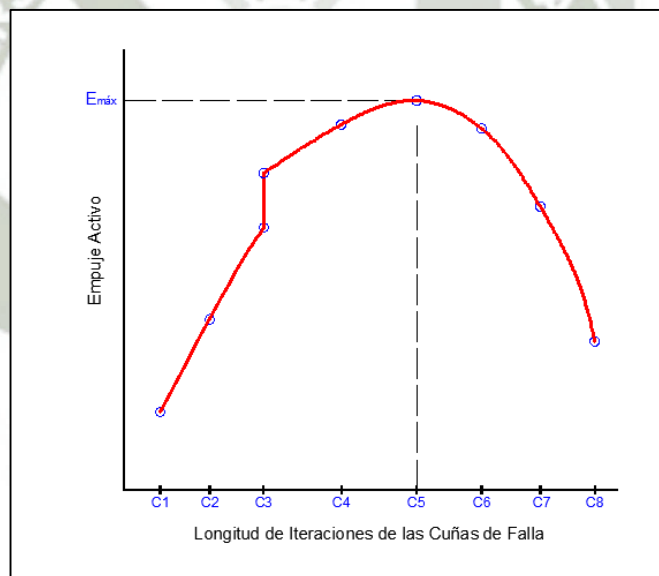


Figura 2-8.- Empuje Activo Máximo con Carga puntual (Modificado, Almeida, 2005)

Como la carga puntual se encuentra en la cuña tres, éste punto sufre un resalto aumentando el empuje activo máximo, es importante mencionar que dentro del análisis solo se considera esta carga sobre la cuña en donde actúa.

Al igual que en el caso de una carga distribuida, el valor de Q es adicionado a peso propio de la cuña.

Terraplén de Suelo Cohesivo

Si el suelo fuera cohesivo necesariamente debe ser considerada la existencia de una grieta por tracción en el macizo la cual puede ser ocupada por agua generando un empuje adicional. La profundidad de esta grieta está dada de la siguiente forma:

$$Z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi - \phi}{2}\right)} \quad (\text{Ecuación 8.0})$$

En caso exista una carga uniforme distribuida sobre el macizo la profundidad Z_0 debe ser disminuida a:

$$Z_0 = \frac{2.c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\tan\left(\frac{\pi - \phi}{2}\right)} - \frac{q}{\gamma} \quad (\text{Ecuación 9.0})$$

Por lo tanto la fuerza ejercida por el agua F_w contra las paredes de las grietas de tracción es:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot Z_0^2 \quad (\text{Ecuación 10.0})$$

Utilizando el equilibrio límite y conociendo las fuerzas que actúan es posible llegar a la siguiente ecuación para determinar el empuje que cada cuña de falla genera.

$$E_a = \frac{P \cdot \text{sen}(\rho - \phi) + F_w \cdot \text{cos}(\rho - \phi) - C \cdot \text{cos} \phi}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (\text{Ecuación 11.0})$$

Efecto Sísmico

El efecto causado por eventos extremos como los sismos se determina mediante el método de equilibrio límite considerando dos fuerzas adicionales las cuales son calculadas de la siguiente manera:

- Fuerza Horizontal = $C_h \cdot P$
- Fuerza Vertical = $C_v \cdot P$

Donde C_v y C_h son los coeficientes de aceleración sísmica de acuerdo a la ubicación geográfica en donde se realice el proyecto. En la mayoría de los casos el C_v se considera nulo, por tender a disminuir el efecto sísmico.

Asimismo, solo se considera el 50% del valor del coeficiente de aceleración sísmica horizontal para los análisis.

El valor del empuje activo para cada cuña de falla está dado por:

$$E_a = P \cdot \frac{(1 - C_v) \cdot \text{sen}(\rho - \phi) + C_h \cdot \text{sen}(\rho - \phi)}{\text{sen}(\alpha + \rho - \phi - \delta)} \quad (\text{Ecuación 12.0})$$

Determinación de los Puntos de Aplicación de las Fuerzas

Punto de Aplicación del Empuje Activo

Para la determinación del punto de aplicación del empuje activo es necesario determinar el centro de gravedad de la cuña de falla crítica (G), a continuación se traza una paralela a la falla de rotura que pase por el punto G. El punto de aplicación del empuje activo máximo se encuentra en la intersección de esta paralela con la superficie de aplicación del empuje.

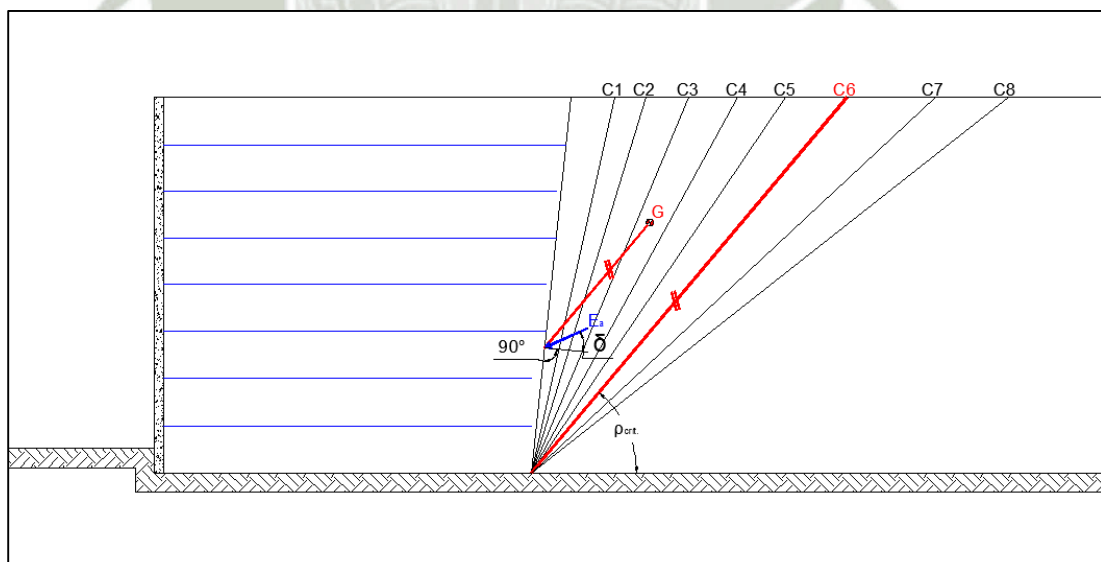


Figura 2-9.- Punto de Aplicación del Empuje Activo (Modificado, Almeida, 2005)

Como se puede apreciar en la Figura 2-9 es necesario determinar el centro de gravedad de la cuña de falla (la cual se encuentra de color rojo y corresponde a la cuña seis) para poder determinar el punto de aplicación del empuje activo.

Punto de Aplicación de una Carga Uniformemente Distribuida

El punto de aplicación de una carga uniformemente distribuida se determina de forma análoga al del empuje activo. Se traza una paralela a la falla de rotura que pase por el centro de gravedad del punto de aplicación de la carga Q resultante como se muestra en la figura.

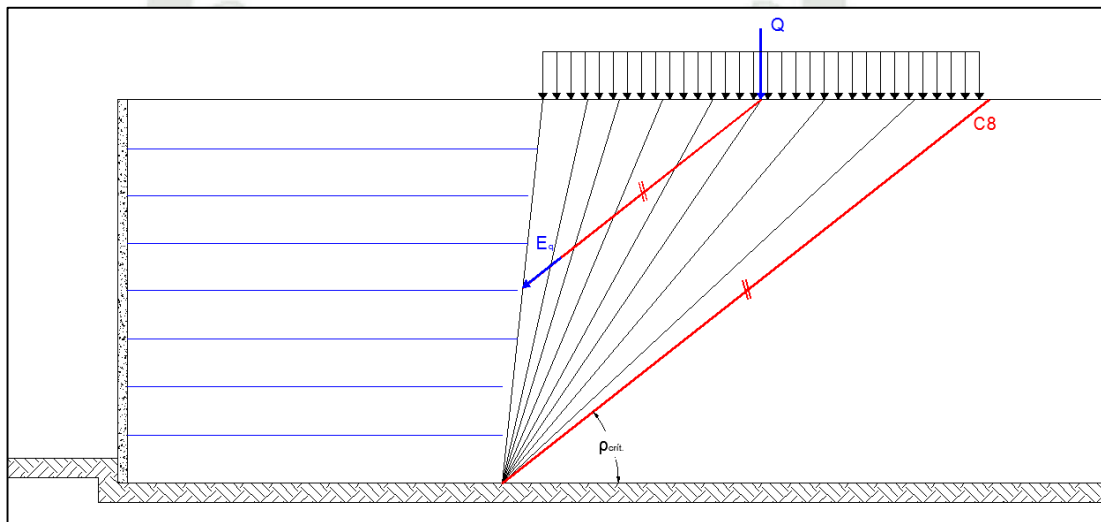


Figura 2-10.- Punto de Aplicación del Empuje por Sobrecarga (Modificado, Almeida, 2005)

Punto de Aplicación de una Carga Puntual

En el caso que se tenga una carga concentrada Q el punto de aplicación se determina de la siguiente manera:

Se traza a partir del punto Q una paralela a la superficie de rotura y una línea que forme un ángulo \emptyset con la horizontal hasta que intersecte con la superficie de aplicación del empuje. La intersección de estas líneas define los puntos N y M respectivamente.

El punto de aplicación de la fuerza se encuentra a una distancia $MN/3$ del punto M como se puede apreciar en la figura 2-11.

Cabe resaltar que el empuje resultante está en la dirección de la superficie de rotura crítica, tanto para la resultante de una carga uniformemente distribuida como para una carga puntual.

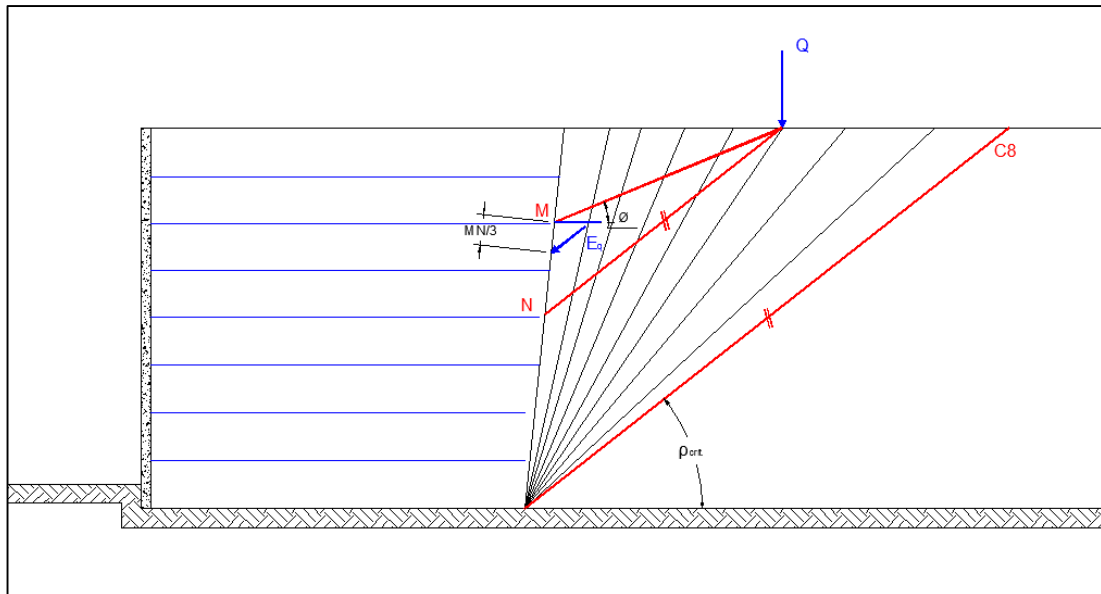


Figura 2-11.- Punto de Aplicación del Empuje por Sobrecarga (Modificado, Almeida, 2005)

2.3.2. Métodos Modernos

Dentro de los métodos modernos más conocidos tenemos el método Sueco, el método del cuerpo de ingenieros, método de elementos finitos, métodos de los residuos ponderados, método de Ritz, método de Galerkin, entre otros.

Dentro de todos estos métodos se realizara una introducción al método de elementos finitos ya que éste se utiliza como fundamento para muchos programas geotécnicos avanzados los cuales brindan resultados muy exactos y se acercan más a la realidad.

2.3.2.1. Introducción a los Elementos Finitos

El método de elementos finitos tiene un amplio campo de aplicación en ingeniería. Por lo tanto existe mucha bibliografía con respecto a la teoría en que se basa el método, pero lamentablemente no existen muchos textos que consideren específicamente el uso de esta teoría en la ingeniería geotécnica. En éste capítulo se desarrollara la teoría básica de elementos finitos para comprender de mejor manera los programas que más adelante serán utilizados.

Análisis Geotécnico

En general, una solución teórica debe satisfacer equilibrio, compatibilidad, el comportamiento constitutivo del material y las condiciones de contorno.

Equilibrio

Despreciando los efectos de inercia y todas las fuerzas del cuerpo excepto el peso propio, los esfuerzos en la masa de suelo deben satisfacer las siguientes tres ecuaciones:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \gamma &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \quad (\text{Ecuaciones 13.0})$$

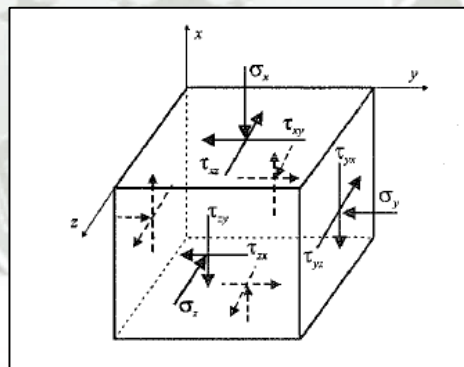


Figura 2-12.- Esfuerzos Típicos en un Elemento (Potts, 1999)

Se debe tener en cuenta lo siguiente:

- El peso propio, γ , actúa en la dirección x .
- Los esfuerzos de compresión son asumidos positivos.
- Las ecuaciones de equilibrio están en términos de esfuerzos totales.
- Los esfuerzos deben satisfacer las condiciones de contorno.

Compatibilidad

Compatibilidad Física

La compatibilidad de deformaciones involucra el no traslape del material y no generar orificios. Estas condiciones pueden representar falla por rotura.

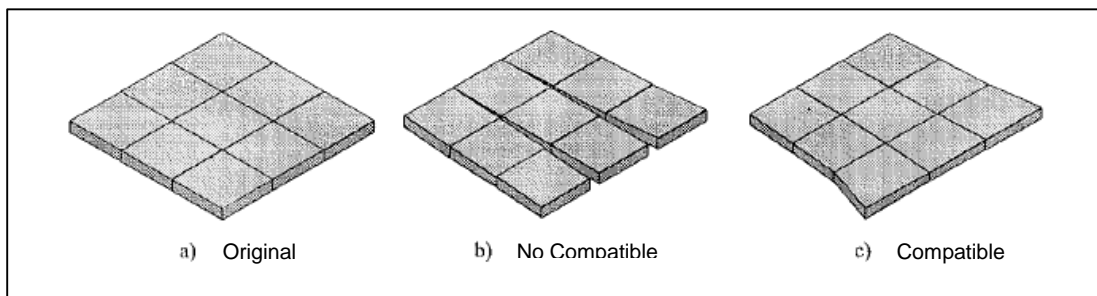


Figura 2-13.- Compatibilidad Física en un Elemento (Potts, 1999)

Compatibilidad Matemática

La compatibilidad física mostrada arriba puede ser expresada matemáticamente, considerando la definición de deformaciones unitarias.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= -\frac{\partial u}{\partial x}; \epsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y}; \epsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \quad \text{(Ecuación 14.0)}$$

Como las seis deformaciones unitarias son una función de tres desplazamientos, estas no son independientes.

Equilibrio y condiciones de compatibilidad

Combinando las ecuaciones 13.0 y 14.0 tenemos lo siguiente:

Variables Desconocidas: 6 esfuerzos + 6 deformaciones unitarias + 3 desplazamientos = 15

Ecuaciones: 3 de equilibrio + 6 de compatibilidad = 9

Para obtener una solución por lo tanto se necesitan 6 ecuaciones más. Estas se obtienen de las relaciones constitutivas.

Comportamiento Constitutivo

Esta es una descripción del comportamiento del material. En términos simples es el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. Normalmente toma la forma de la relación entre esfuerzos y deformaciones unitarias y por lo tanto brinda un enlace entre equilibrio y compatibilidad.

Para propósitos de cálculo el comportamiento constitutivo tiene que ser expresado matemáticamente:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{Bmatrix} \quad \text{(Ecuación 15.0)}$$

O expresada de una manera más simple:

$$\Delta\sigma = [D]\Delta\varepsilon$$

Para un material linear elástico la matriz D toma la siguiente forma:

$$\frac{E}{(1+\mu)} \begin{bmatrix} (1-\mu) & \mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & (1-\mu) & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & \mu & (1-\mu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-\mu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-\mu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-\mu) \end{bmatrix} \quad \text{(Ecuación 16.0)}$$

En donde E y μ son el módulo de Young y el coeficiente de Poisson respectivamente. Sin embargo, debido a que el suelo normalmente tiene un comportamiento no linear, es más realista para las ecuaciones constitutivas

relacionar incrementos de esfuerzo y deformación unitaria, como se indica en la ecuación 15.0.

Idealización Geométrica

Deformación Plana (Plane Strain)

Problemas, tal como el análisis de muros de contención, zapatas corridas y la estabilidad de taludes generalmente tienen una dimensión mucho más larga en comparación con las otras dos.

Por lo tanto, si la fuerza o las condiciones de contorno del desplazamiento aplicado son perpendiculares e independientes a esta dimensión, todas las secciones transversales serán las mismas.

$$\varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} = 0; \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} = 0; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (\text{Ecuación 17.0})$$

Entonces las relaciones constitutivas se reducen a:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \\ D_{51} & D_{52} & D_{54} \\ D_{61} & D_{62} & D_{64} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{Ecuación 18.0})$$

Sin embargo, para materiales elásticos y para la mayoría de idealizaciones de materiales utilizados para representar el comportamiento del suelo D_{52} , D_{51} , D_{54} , D_{61} , $D_{64} = 0$ por consecuente T_{xz} y $T_{zy} = 0$

Estas condiciones se satisfacen si el suelo se asume elástico. Como una asunción es usualmente utilizada para análisis simples de problemas geotécnicos.

Axi - simétrico (Axi-symmetry)

Algunos problemas poseen simetría rotacional. Por ejemplo, una carga uniformemente distribuida o una carga concentrada en una zapata circular, tiene simetría rotacional sobre el eje vertical a través del centro de la cimentación.

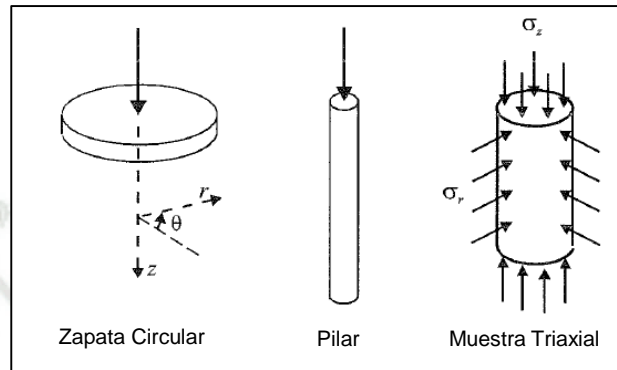


Figura 2-14.- Ejemplos de Axi-simétrico (Potts, 1999)

En éste tipo de problemas es usual utilizar coordenadas cilíndricas. Debido a la simetría no existe desplazamiento en la dirección Θ y los desplazamientos en z y r son independientes de Θ , por lo tanto tenemos lo siguiente:

$$\varepsilon_r = -\frac{\partial u}{\partial r}; \varepsilon_z = -\frac{\partial v}{\partial z}; \varepsilon_\theta = -\frac{u}{r}; \gamma_{rz} = -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \gamma_{r\theta} = 0; \gamma_{z\theta} = 0 \quad (\text{Ecuación 19.0})$$

Donde u y v son los desplazamientos en la dirección r y z respectivamente.

Métodos de Análisis

Para una solución teórica exacta los requerimientos de equilibrio, compatibilidad, comportamiento del material y condiciones de contorno, ambos, fuerza y desplazamiento deben ser satisfechos.

Los métodos de análisis pueden ser agrupados en las siguientes categorías:

- Forma Cerrada (Closed Form)
- Simple
- Análisis Numérico

Estos métodos de análisis no se verán a detalle debido a su complejidad matemática, así mismo no es objetivo del presente trabajo profundizar en los métodos numéricos avanzados.

Teoría de Elementos Finitos para Materiales Lineales

De acuerdo con las definiciones mencionadas en el libro “Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering” (David M. Pott y Lidija Zdravkovic, 1999), el método de elementos finitos considera los siguientes pasos para su correcto desarrollo:

Discretización de los elementos

Éste es el proceso en el que se modela la geometría del problema mediante un ensamblaje de pequeñas regiones, de ahí el término elementos finitos. Estos elementos tienen nodos definidos sobre los elementos de borde, o dentro del elemento.

Una vez definida la geometría del problema ésta es reemplazada por una malla equivalente de elementos finitos la cual está compuesta por pequeñas regiones llamadas elementos finitos. Para problemas en dos dimensiones los elementos finitos normalmente tienen forma triangular o de cuadriláteros.

La geometría de los elementos finitos es expresada mediante coordenadas de puntos claves llamados nodos. En elementos con lados rectos estos nodos normalmente se encuentran en las esquinas de los elementos, si los elementos tienen lados curvos normalmente se colocaran nodos adicionales en el punto medio de cada lado.

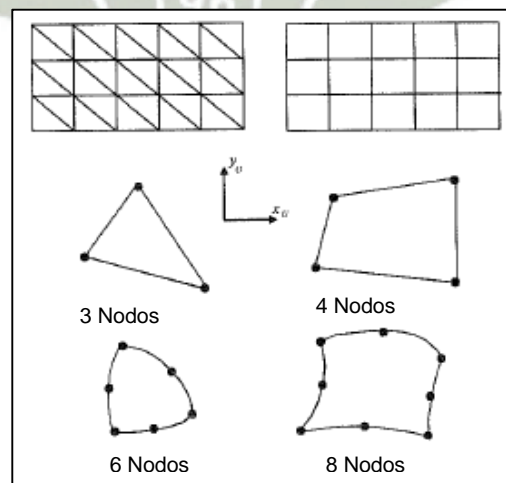


Figura 2-15.- Elementos Finitos Típicos en 2D (Potts, 1999)

Para referirse a la malla completa de elementos finitos, los elementos y nodos deben ser numerados de una manera sistemática. Los nodos son numerados secuencialmente de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba, los elementos finitos o regiones son numerados de manera similar. Es muy importante realizar ésta tarea para conocer la conectividad de los elementos ya que nos servirá para describir la ubicación de una región en la malla.

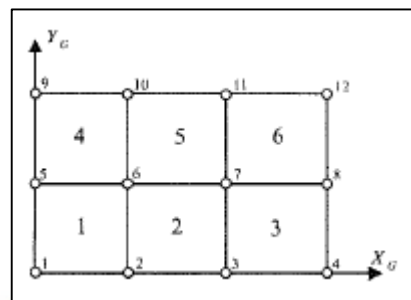


Figura 2-16.- Numeración de Elementos y Nodos (Potts, 1999)

Por ejemplo la lista de conectividad del elemento 2 es 2, 3, 7, 6. Respetando la regla de nombrar el elemento de abajo hacia arriba y en sentido contrario de las manecillas del reloj.

La cantidad y el número de elementos dependen en gran medida del comportamiento del material, ya que influencia los resultados finales. Para un material con comportamiento lineal el procedimiento es relativamente sencillo y solo las zonas en donde las variables cambian rápidamente, necesitan atención especial.

Para poder obtener resultados aproximados, éstas zonas requieren que se modifique la malla de elementos finitos en regiones más pequeñas.

La situación es más complicada para un material con comportamiento no lineal, ya que la solución final dependerá de una mayor cantidad de variables, como por ejemplo la historia de cargas que se ha tenido anteriormente.

En la Figura 17 se puede observar que la malla de elementos finitos de la izquierda no es adecuada para el problema presentado, por el contrario la malla de la derecha si tiene una adecuada distribución de los nodos y elementos.

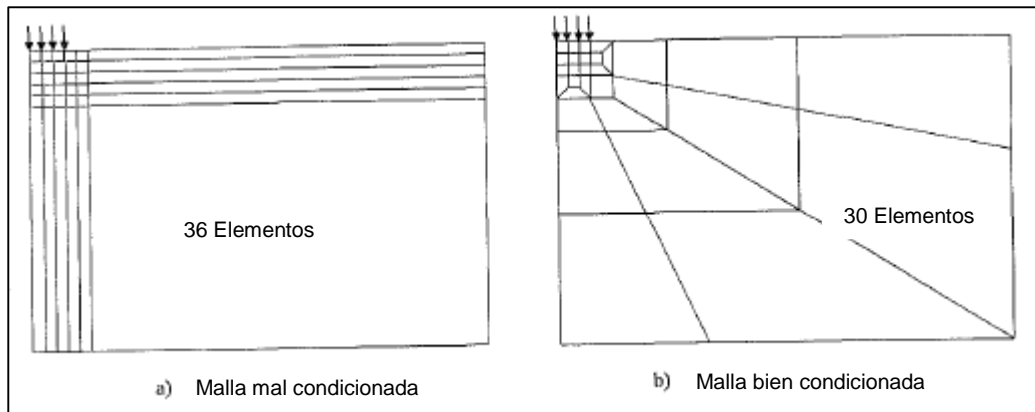


Figura 2-17.- Ejemplo de Malla Errónea (Izquierda) y Correcta (Derecha) (Potts, 1999)

Aproximación de la Variable Primaria

Una variable primaria debe ser seleccionada (desplazamientos, esfuerzos, etc) así como las reglas en cuanto a cómo deben variar sobre el elemento finito establecido. Esta variación está expresada en términos de valores nodales.

En ingeniería geotécnica es usual adoptar desplazamientos como variable primaria ya que si determinamos esta variable podemos determinar los esfuerzos y deformaciones unitarias en cualquier punto del dominio.

En un problema de deformación plana en dos dimensiones los desplazamientos están caracterizados por los desplazamientos globales u y v , en las direcciones x y y respectivamente.

La mayor aproximación en el método de elementos finitos es asumir una forma particular de la forma en que estas componentes de los desplazamientos varían sobre el dominio de interés.

Estas variaciones asumidas deben satisfacer las condiciones de compatibilidad. Sobre cada elemento las componentes de los desplazamientos se asumen para tener una forma polinomial simple, en donde el orden depende de la cantidad de nodos en el elemento.

Las componentes de los desplazamientos están expresadas en términos de los valores de sus nodos. Por ejemplo considerando las ecuaciones de desplazamiento para un elemento triangular tendríamos lo siguiente.

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2x + a_3y \\ v &= b_1 + b_2x + b_3y \end{aligned} \quad \text{(Ecuaciones 20.0)}$$

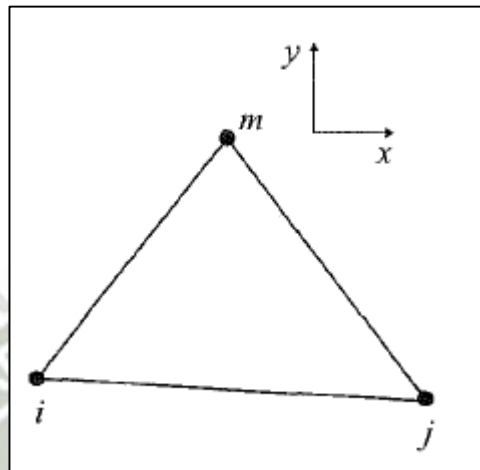


Figura 2-18.- Elemento Triangular de Tres Nodos (Potts, 1999)

Las seis constantes $a_1 - b_3$ pueden ser expresadas en términos de los desplazamientos nodales substituyendo las coordenadas nodales en las ecuaciones 20.0, y luego resolviendo los dos conjuntos de tres ecuaciones simultaneas.

$$\begin{aligned} u_i &= a_1 + a_2x_i + a_3y_i \\ u_j &= a_1 + a_2x_j + a_3y_j \\ u_m &= a_1 + a_2x_m + a_3y_m \end{aligned} \quad \text{(Ecuaciones 21.0)}$$

$$\begin{aligned} v_i &= b_1 + b_2x_i + b_3y_i \\ v_j &= b_1 + b_2x_j + b_3y_j \\ v_m &= b_1 + b_2x_m + b_3y_m \end{aligned} \quad \text{(Ecuaciones 22.0)}$$

Las ecuaciones mostradas son resueltas para $a_1 - b_3$ en términos de los desplazamientos nodales u_i, u_j, u_m, v_i, v_j y v_m para dar lo siguiente:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{u_i, u_j, u_m, v_i, v_j, v_m\} = [N] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}_{\text{nodos}} \quad \text{(Ecuación 23.0)}$$

En donde N es conocida como la matriz de función de forma. Las componentes de los desplazamientos u y v son ahora expresados en términos de los valores en sus nodos.

El problema de determinar el campo de desplazamiento a través de la malla de elementos finitos es, por lo tanto, reducido a determinar las componentes de desplazamiento en un número finito de nodos. Estos desplazamientos nodales se conocen como los grados de libertad.

Para un problema de deformación plana en dos dimensiones existen dos grados de libertad en cada nodo; los desplazamientos u y v .

Elementos Finitos Isoparamétricos

La elección de utilizar los elementos finitos para problemas de dos dimensiones depende en gran parte en la geometría a ser modelada y del tipo de análisis requerido. Para problemas geotécnicos, el mayor requerimiento es que los tipos de elementos deben ser útiles para todas las situaciones geométricas que puedan surgir, incluyendo casos en donde las estructuras tienen bordes curvos o interfaces de los materiales curvas.

Los elementos triangulares y rectangulares pueden ser utilizados sin ningún problema, pero se modifican añadiendo nodos intermedios para representar lados curvos.

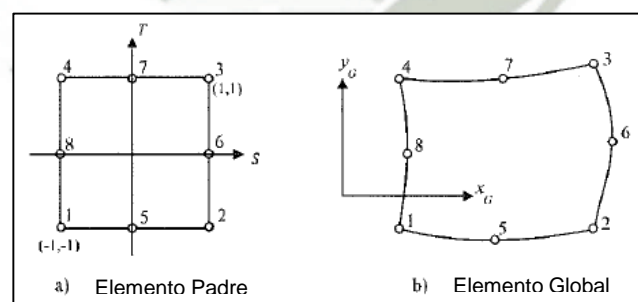


Figura 2-19.- Elemento Isoparamétrico de 8 Nodos (Potts, 1999)

En la Figura 2-19 se muestra un elemento cuadrilátero isoparamétrico. Éste elemento es ampliamente utilizado en softwares de elementos finitos. Puede ser utilizado como una forma cuadrilátera general con lados curvos. El elemento global se deriva del

elemento padre el cual tienen el mismo número de nodos, pero se define con respecto a un sistema de coordenadas natural.

La Figura 2-19 muestra la configuración del elemento padre. Las coordenadas naturales S, T para éste elemento satisfacen las condiciones $-1 \leq S \leq 1$, $-1 \leq T \leq 1$.

El procedimiento básico en la formulación del elemento finito isoparamétrico es expresar el desplazamiento del elemento y la geometría del elemento en términos de la función de interpolación utilizando el sistema de coordenadas naturales.

El término isoparamétrico surge del hecho que la descripción paramétrica utilizada para describir la variación de los desplazamientos desconocidos dentro de un elemento es exactamente la misma que la utilizada para mapear la geometría del elemento de los ejes globales a los ejes naturales.

Para el elemento mostrado en la Figura 2-19 las coordenadas globales de un punto en el elemento puede ser expresado por las interpolaciones de coordenadas de la forma:

$$x = \sum_{i=1}^8 N_i x_i$$

$$y = \sum_{i=1}^8 N_i y_i$$

(Ecuaciones 24.0)

En donde x_i y y_i son las coordenadas globales de los ocho nodos en el elemento, y N_i , $i = 1, 2, 3, \dots, 8$ se llaman funciones de interpolación. Para elementos isoparamétricos las funciones de interpolación se expresan en términos de las coordenadas naturales S y T las cuales varían de -1 a +1. Para construir las funciones de interpolación para los ocho nodos del elemento isoparamétrico se utilizan las siguientes propiedades:

En primer lugar, existe una función de interpolación correspondiente a cada nodo en el elemento y cada función es cuadrática en las coordenadas naturales S y T.

En segundo lugar, la función de interpolación N_1 es igual a 1 en el nodo 1 ($S = -1$, $T = -1$) y es igual a cero en los otros siete nodos, una relación similar se mantiene para las funciones de interpolación N_2, N_3, \dots, N_8 . Utilizando estas propiedades se puede mostrar que las funciones de interpolación toman la siguiente forma:

Nodos Intermedios:

$$N_5 = \frac{1}{2}(1 - S^2)(1 - T)$$

$$N_6 = \frac{1}{2}(1 + S)(1 - T^2)$$

$$N_7 = \frac{1}{2}(1 - S^2)(1 + T)$$

$$N_8 = \frac{1}{2}(1 - S)(1 - T^2)$$

Nodos en Esquinas:

$$N_1 = \frac{1}{4}(1 - S)(1 - T) - \frac{1}{2}N_5 - \frac{1}{2}N_8$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1 + S)(1 - T) - \frac{1}{2}N_5 - \frac{1}{2}N_6$$

$$N_3 = \frac{1}{4}(1 + S)(1 + T) - \frac{1}{2}N_6 - \frac{1}{2}N_7$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1 - S)(1 + T) - \frac{1}{2}N_7 - \frac{1}{2}N_8$$

(Ecuaciones 25.0)

Desde que el elemento es isoparamétrico, los desplazamientos dentro del elemento son interpolados de la misma manera que la geometría. Por lo tanto, las funciones de interpolación son utilizadas como función de forma en la ecuación 16.0. En consecuencia, los desplazamientos dentro del elemento isoparamétrico de 8 nodos también son asumidos cuadráticos en S y T.

La mayor ventaja de la formulación isoparamétrica es que las ecuaciones del elemento solo necesitan ser evaluadas en un sistema de coordenadas padre. Por lo tanto, para cada elemento en la malla, las integrales de la matriz de rigidez pueden ser evaluadas por un procedimiento estándar.

Ecuaciones de los Elementos

Las ecuaciones de los elementos son aquellas que gobiernan el comportamiento de la deformación para cada elemento. Ellas combinan esencialmente la compatibilidad, equilibrio y condiciones constitutivas.

Desplazamiento:

Como se mencionó párrafos arriba, los desplazamientos elegidos son asumidos para ser dados por:

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [N] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}_n = [N] \{\Delta d\}_n \quad (\text{Ecuación 26.0})$$

Deformaciones Unitarias:

Las deformaciones unitarias están dadas por:

$$\Delta \varepsilon_x = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial x}; \Delta \varepsilon_y = -\frac{\partial \Delta v}{\partial y}; \Delta \gamma_{xy} = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial y} - \frac{\partial \Delta v}{\partial x} \quad (\text{Ecuaciones 27.0})$$

$$\Delta \varepsilon_z = \Delta \gamma_{xz} = \Delta \gamma_{zy} = 0; \{\Delta \varepsilon\}^T = \{\Delta \varepsilon_x \Delta \varepsilon_y \Delta \gamma_{xy} \Delta \varepsilon_z\}^T$$

Combinando las ecuaciones 26.0 y 27.0 para un elemento con n número de nodos nos conduce a lo siguiente:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \varepsilon_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta v_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \\ \dots \\ \Delta u_n \\ \Delta v_n \end{Bmatrix} \quad (\text{Ecuación 28.0})$$

O más convenientemente:

$$\{\Delta \varepsilon\} = [B] \{\Delta d\}_n \quad (\text{Ecuación 29.0})$$

En donde B contiene solamente las derivadas de las funciones de forma Ni, mientras Δdn contiene la lista de desplazamientos nodales para un solo elemento.

Si se han utilizado elementos isoparamétricos, la función de forma es idéntica a la función de interpolación, y Ni depende únicamente de las coordenadas naturales S y T. En consecuencia, las derivadas globales dNi/dx, dNi/dy de la ecuación 28.0 no pueden ser determinadas directamente. Sin embargo, utilizando la regla de la cadena la cual relaciona las derivadas x, y con las derivadas S, T.

$$\left\{ \frac{\partial N_i}{\partial S} \frac{\partial N_i}{\partial T} \right\}^T = [J] \left\{ \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_i}{\partial y} \right\}^T \quad (\text{Ecuación 30.0})$$

En donde J la matriz Jacobiana:

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial S} & \frac{\partial y}{\partial S} \\ \frac{\partial x}{\partial T} & \frac{\partial y}{\partial T} \end{bmatrix} \quad (\text{Ecuación 31.0})$$

Por lo tanto, al invertir la ecuación 30.0, las derivadas globales de las funciones de interpolación están dadas por:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial T} & -\frac{\partial y}{\partial S} \\ -\frac{\partial x}{\partial T} & \frac{\partial x}{\partial S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial S} \\ \frac{\partial N_i}{\partial T} \end{Bmatrix} \quad (\text{Ecuación 32.0})$$

En donde J es el determinante del Jacobiano:

$$|J| = \frac{\partial x}{\partial S} \frac{\partial y}{\partial T} - \frac{\partial y}{\partial S} \frac{\partial x}{\partial T} \quad (\text{Ecuación 33.0})$$

Las coordenadas derivadas de las ecuaciones 32.0 y 33.0, las cuales surgen de la transformación Jacobiana, pueden ser encontradas diferenciando las relaciones isoparamétricas dadas por las ecuaciones 24.0.

Modelo Constitutivo:

El comportamiento constitutivo puede ser expresado de la siguiente manera como se ha mencionado anteriormente:

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\}$$

Para materiales lineales elásticos isotrópicos la matriz constitutiva D toma la forma dada por la ecuación 16.0.

Para determinar las ecuaciones de los elementos de materiales con comportamiento lineal se debe utilizar el principio de energía potencial mínima. Éste principio establece que la posición de equilibrio estático de cuerpo elástico lineal cargado es

el que minimiza la energía potencial total. La energía potencial total de un cuerpo está dada por:

$$\text{Energía Potencial Total (E)} = \text{Energía de Deformación (W)} - \text{Trabajo Hecho por Cargas Aplicadas}$$

El principio de la energía potencial mínima establece que para el equilibrio se debe cumplir lo siguiente:

$$\delta\Delta E = \delta\Delta W - \delta\Delta L = 0 \quad (\text{Ecuación 34.0})$$

La energía de deformación, ΔW , se define como:

$$\Delta W = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta\sigma\} dVol = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta\varepsilon\}^T [D] \{\Delta\varepsilon\} dVol \quad (\text{Ecuación 34.0})$$

En donde las integraciones son sobre todo el volumen del cuerpo.

El trabajo realizado por las fuerzas aplicadas, ΔL , puede ser dividido en contribuciones de las fuerzas del cuerpo y las tracciones superficiales, por lo tanto puede ser expresado de la siguiente manera:

$$\Delta L = \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Sup} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSup \quad (\text{Ecuación 35.0})$$

En donde:

$$\begin{aligned} \{\Delta d\}^T &= \{\Delta u, \Delta v\} = \text{Desplazamientos} \\ \{\Delta F\}^T &= \{\Delta F_x, \Delta F_y\} = \text{Fuerzas del Cuerpo} \\ \{\Delta T\}^T &= \{\Delta T_x, \Delta T_y\} = \text{Tracciones Superficiales} \end{aligned}$$

Las tracciones superficiales corresponden a cargas lineales, presiones, etc. La superficie es esa parte del contorno del dominio en la cual las tracciones superficiales son aplicadas.

Combinando las ecuaciones 34.0 y 35.0 podemos obtener la energía potencial total del cuerpo:

$$\Delta E = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta \varepsilon\}^T [D] \{\Delta \varepsilon\} dVol - \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Sup} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSup \quad (\text{Ecuación 36.0})$$

La esencia del método de elementos finitos es discretizar el problema en elementos. Esto tiene dos efectos, primero la energía potencial es reemplazada por la suma de las energías potenciales de cada elemento:

$$\Delta E = \sum_{i=1}^N \Delta E_i \quad (\text{Ecuación 37.0})$$

En donde N es el número de elementos. En segundo lugar, la variación de los desplazamientos pueden ser expresados en términos de los valores nodales utilizando la ecuación 26.0, por lo tanto la ecuación 36.0 tomaría la siguiente forma:

$$\Delta E = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{2} \int_{Vol} \left(\{\Delta d\}_n^T [B]^T [D] [B] \{\Delta d\}_n - 2 \{\Delta d\}_n^T [N]^T \{\Delta F\} \right) dVol - \int_{Sup} \{\Delta d\}_n^T [N] \{\Delta T\} dSup \right]_i \quad (\text{Ecuación 38.0})$$

En donde la integral del volumen es ahora sobre el elemento y la integral de la superficie es sobre la porción del contorno del elemento sobre la cual actúan las tracciones superficiales.

Las principales incógnitas son los desplazamientos incrementales nodales sobre toda la malla Δd_n . Minimizando la energía potencial con respecto a estos desplazamientos incrementales nodales tenemos:

$$\delta \Delta E = \sum_{i=1}^N \left(\{\delta \Delta d\}_n^T \right)_i \left[\int_{Vol} [B]^T [D] [B] dVol \{\Delta d\}_n - \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Sup} [N]^T \{\Delta T\} dSup \right]_i = 0 \quad (\text{Ecuación 39.0})$$

La cual es equivalente al conjunto de ecuaciones de la forma:

$$\sum_{i=1}^N [K_E]_i \{\Delta d\}_n = \sum_{i=1}^N \{\Delta R_E\} \quad (\text{Ecuación 40.0})$$

En donde:

$$[K_E] = \int_{Vol} [B]^T [D][B] dVol = \text{Matriz de rigidez del elemento}$$

$$\{\Delta R_E\} = \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Sup} [N]^T \{\Delta T\} dSup = \text{Vector de carga de la mano derecha}$$

Por lo tanto el problema se reduce a determinar y sumar las ecuaciones de equilibrio de cada elemento:

$$[K_E] \{\Delta d\}_n = \{\Delta R_E\} \quad (\text{Ecuación 41.0})$$

Ecuaciones Globales

Se combinan las ecuaciones de los elementos para formar las ecuaciones globales.

$$[K_G] \{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (\text{Ecuación 42.0})$$

En donde K_G es la matriz de rigidez del elemento, Δd_G es el vector de elemento incremental de los desplazamientos nodales y ΔR_G es vector de elemento incremental de las fuerzas nodales.

Una vez formadas cada una de las matrices de rigidez de cada elemento se deben ensamblar para formar una matriz de rigidez global. El proceso de ensamblaje se conoce como método directo de la rigidez.

Los términos de la matriz de rigidez global son obtenidos por la suma de las contribuciones individuales de cada elemento tomando en cuenta los grados de libertad comunes de cada elemento. De igual manera se suman los términos de los vectores de carga de la mano derecha.

Condiciones de Contorno

El último paso para crear el sistema global de ecuaciones es aplicar las condiciones de contorno. Estas son las condiciones de carga y desplazamiento las cuales definen el valor del contorno para analizar.

Las condiciones de carga, cargas lineales y cargas distribuidas, afectan el sistema de ecuaciones globales el vector de carga de la mano derecha (R_G). Si se tienen cargas lineales o puntuales éstas pueden ser añadidas directamente a la matriz pero en el caso de tener cargas distribuidas éstas deben ser repartidas a los nodos para poder añadirlas a la matriz.

Las condiciones de contorno de desplazamiento afectan la matriz d_{nG} . En todos los casos se deben tener suficientes condiciones de desplazamiento con el fin de retener los modos de deformación de cuerpo rígido, tal como rotaciones o traslaciones sobre toda la malla de elementos finitos.

En el caso de no tener las suficientes condiciones de contorno el problema no podrá ser resuelto. Para problemas en dos dimensiones de deformación plana al menos dos nodos deben tener un desplazamiento prescrito en la dirección x y un nodo con desplazamiento prescrito en la dirección y , o alternativamente dos nodos deben tener un desplazamiento prescrito en la dirección y , y un nodo con desplazamiento prescrito en la dirección x .

Resolver las ecuaciones globales

Una vez obtenida la matriz de rigidez global, y establecidas las condiciones de contorno, es posible resolver el sistema de ecuaciones simultáneas. Estas tienen que ser resueltas para obtener los valores de desplazamiento en cada nodo.

Existen muchos métodos matemáticos para resolver sistemas de ecuaciones muy grandes, la mayoría de los programas de elementos finitos adoptan el método de eliminación de Gauss. Los métodos para resolver éste tipo de sistemas de ecuaciones no se desarrollaron a profundidad dado que no es objeto de estudio en el presente trabajo de investigación.

CAPITULO III. SISTEMA DE SUELO MECANICAMENTE ESTABILIZADO DE PANELES SEGMENTADOS

3.1. Descripción del Sistema de Paneles Segmentados

Un muro de suelo mecánicamente estabilizado de paneles segmentados, es un sistema que cumple las mismas funciones que cualquier otro sistema de contención convencional.

En la actualidad, existen muchos tipos de muros de suelo reforzado que se diferencian por la geometría del refuerzo, tipo de paramento frontal, material del refuerzo que utilizan y tipo de mecanismo de transferencia de esfuerzos.

Uno de los sistemas de contención más utilizados en la ingeniería geotécnica es el de paneles segmentados, debido a su facilidad constructiva, menor costo de construcción, puesta en servicio inmediata, mejor comportamiento estructural y facilidad de construir estructuras de alturas ilimitadas.



Figura 3-1. – Sistema de Suelo Reforzado de Paneles Segmentados

Como se aprecia en la Figura 3-1 el sistema consta de diferentes elementos los cuales componen el sistema propiamente dicho, estos serán descritos a detalle más adelante.

3.1.1. Paramento Frontal

Los diferentes tipos de paramento frontal que se utilizan en los sistemas de suelo reforzado tienen como principal función proteger el relleno estructural de la erosión, ya que si por alguna razón el relleno pierde sus propiedades mecánicas la estructura tendría una gran posibilidad de colapsar.

Otra de las funciones de paramento frontal es permitir un drenaje de grava detrás del mismo, el drenaje tiene la función de evacuar las aguas que puedan infiltrarse debido a lluvias u otros eventos.



Figura 3-2. – Panel Prefabricado de Concreto

Asimismo, debido a que la única parte visible de la estructura es el paramento frontal, éste cumple una función arquitectónica importante. Cabe resaltar que es posible fabricar paneles con diferentes formas y figuras que guarden concordancia con el entorno en donde el muro se encuentra.

Como el nombre lo dice, en el caso del sistema en estudio, el paramento frontal está compuesto de placas de concreto prefabricadas en planta o en obra, llamados paneles segmentados. Estos tienen diferentes dimensiones ya que se deben modular para obtener la geometría deseada y la forma del panel puede variar, la configuración con paneles rectangulares de diferentes dimensiones es la más utilizada pero existen formas cuadradas, en diamante y hexagonales.

Por último es importante recalcar que el paramento frontal no cumple ninguna función estructural en el sistema.



Figura 3-3. – Paramento Frontal Sistema de Paneles Segmentados

En la Figura 3-3 y 3-4 se puede apreciar un paramento frontal con paneles rectangulares de diferentes tamaños, el acabado final es muy agradable debido a la apariencia de rompecabezas.

El espesor mínimo que debe tener la placa de concreto prefabricado es de 14 cm y la resistencia a la compresión del concreto debe ser como mínimo de 280 Kg/cm², de igual manera debe llevar un refuerzo por temperatura para evitar agrietamientos en la superficie de la placa.



Figura 3-4. – Paramento Frontal Sistema de Paneles Segmentados (FHWA-NHI-10-024, 2009)

3.1.2. Tipos de Refuerzo

En cualquier sistema de suelo reforzado, el relleno estructural en conjunto con el refuerzo brindan las características mecánicas de resistencia suficientes para soportar las cargas actuantes. Debido a que el suelo no tiene capacidad de soportar fuerzas de tracción es muy importante la inclusión de elementos resistentes a estas fuerzas.

En general los refuerzos que pueden ser utilizados se dividen en dos grupos, extensibles e inextensibles. Los refuerzos extensibles son aquellos de materiales poliméricos y los inextensibles son aquellos refuerzos de acero.

Dentro de los refuerzos extensibles podemos mencionar las geomallas uniaxiales, las cuales son fabricadas con poliéster revestido en PVC, el poliéster es el material que resiste las fuerzas de tracción mientras que el PVC simplemente lo protege.

En el caso del sistema de paneles segmentados se utilizan específicamente cintas poliméricas, las cuales se fabrican con multifilamentos de poliéster de alta tenacidad. Los multifilamentos están concentrados en canales separados y revestidos en polietileno.

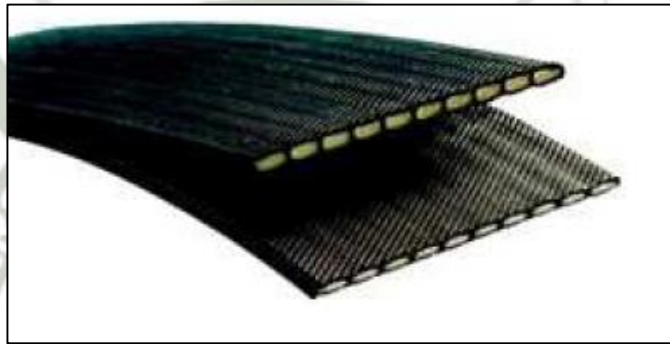


Figura 3-5. – Cinta Polimérica (Hoja Técnica ParaWeb 2D)

En el presente trabajo de investigación se profundizara el uso de los refuerzos extensibles ya que en la actualidad y en nuestro medio es el que tiene mayor aceptación, esto debido a su menor costo y facilidad constructiva.

3.1.3. Material de Relleno Estructural

Los muros de suelo mecánicamente estabilizado requieren un relleno estructural de alta calidad para garantizar la durabilidad de la estructura, de igual manera se garantiza un buen drenaje, constructibilidad y una buena interacción suelo-refuerzo.

Muchos de los sistemas de suelo reforzada dependen mucho de la interacción entre el refuerzo y el suelo, en tales casos es necesario un suelo que garantice la fricción necesaria, estas características se pueden obtener de materiales granulares bien gradados.

Asimismo el procedimiento constructivo es más rápido cuando se utiliza un suelo granular bien gradado ya que la compactación es mucho más rápida, por lo tanto el tiempo de ejecución del proyecto se acelera y se obtienen excelentes resultados.

Incluso es posible reducir la cantidad de refuerzo cuando el relleno cumple con las características recomendadas.

En la Figura 3-6 se puede observar un esquema general del sistema.

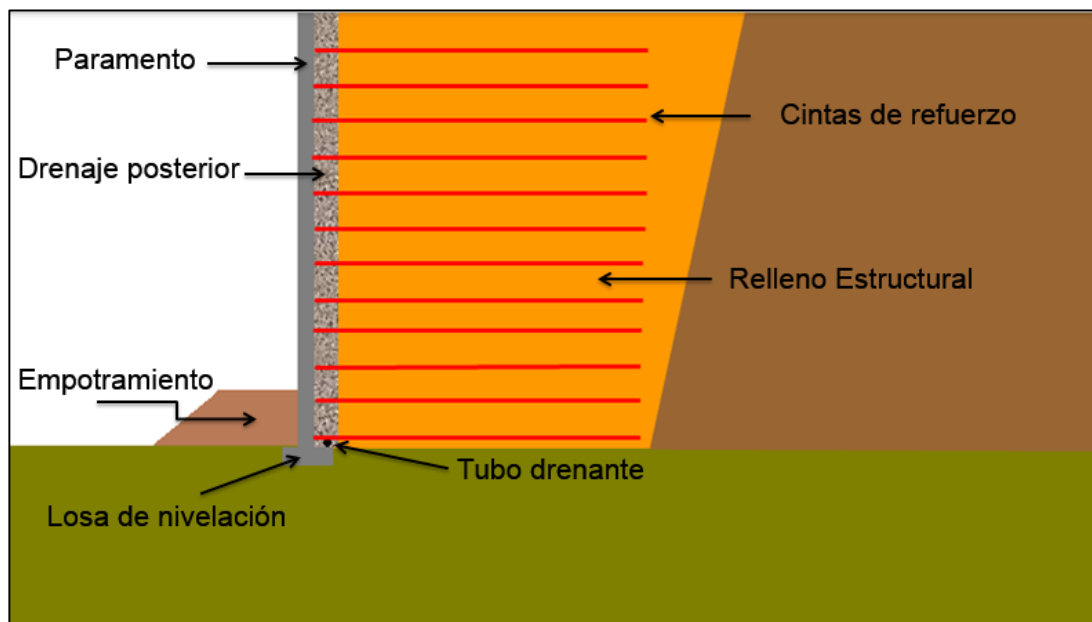


Figura 3-6. – Esquema General

3.1.4. Accesorios para la Construcción

En un sistema de paneles segmentados es necesario utilizar ciertos accesorios los cuales son imprescindibles para una correcta construcción.

El primero de esos accesorios son las almohadillas EPDM fabricadas a partir de caucho-propileno-dieno, estas se colocan en las uniones de las placas superiores e inferiores y tienen la función de evitar daños en las placas debido a su apilamiento vertical.



Figura 3-7. – Almohadilla EPDM

El segundo accesorio necesario para garantizar la calidad en la construcción es el geotextil no tejido, éste material se utiliza para cubrir las juntas que se forman entre las placas de concreto ya que se genera un espacio, esto debido a que las placas no pueden estar en contacto directo.



Figura 3-8. – Geotextil no Tejido en la parte posterior de las placas (FHWA-NHI-10-024, 2009)

3.2. Ventajas y Desventajas

3.2.1. Ventajas

- Procedimientos constructivos simples y rápidos sin requerir equipos especiales.
- No requiere habilidades especiales para la construcción.

- Necesita menor espacio en el frente de la estructura para las operaciones de construcción.
- No necesita una cimentación rígida ya que estas estructuras son tolerantes a las deformaciones.
- Son más económicas que las soluciones convencionales.
- No existe un límite de altura para éste tipo de estructuras.

3.2.2. Desventajas

- Necesitan relativamente un espacio amplio por detrás del muro lo que implica un movimiento de tierras considerable dependiendo del diseño.
- Los muros de suelo reforzado necesitan un material seleccionado en el relleno estructural.

En general los muros de suelo reforzado son más económicos que las estructuras convencionales, especialmente cuando se tiene alturas importantes. El costo de movimiento de tierras se compensa con el tiempo de ejecución ahorrando una cantidad considerable en mano de obra. Asimismo, el proceso constructivo no implica tener personal especializado.

CAPITULO IV. PROPIEDADES DE DISEÑO Y PRINCIPIOS DEL SUELO REFORZADO

4.1. Propiedades del Relleno Estructural y Terreno Natural

4.1.1. Relleno Estructural

El criterio de selección del relleno estructural debe considerar su comportamiento a largo plazo, las fases de construcción y la degradación ambiental que podría tener el refuerzo.

Con las experiencias que se han ido desarrollando en el tiempo y en conjunto con investigaciones desarrolladas por varias entidades internacionales se ha determinado que los suelos no cohesivos son los más adecuados para utilizar como material de relleno estructural.

Los suelos granulares se adecuan perfectamente para la construcción de muros de suelo mecánicamente estabilizado, por lo tanto los conocimientos en la distribución de esfuerzos, resistencia al arrancamiento y las superficies de falla en el relleno están influenciadas por éste tipo de suelos.

Las características que un relleno estructural debe cumplir se resumen en la Tabla 4-1, en general debe ser un suelo bien gradado de acuerdo a la clasificación SUCS. El relleno debe estar libre de materia orgánica y de otras sustancias que puedan degradar el refuerzo.

Asimismo, las especificaciones de compactación son muy importantes para la construcción, estas deben incluir el espesor de compactación y el contenido de humedad óptimo de acuerdo a un ensayo de proctor.

Se debe tener en cuenta que la compactación no puede ser igual cuando se realiza cerca al paramento frontal, se debe especificar que solo se puede compactar con equipo liviano en una franja de 2 m de ancho a partir de la cara del muro, por lo tanto

se compactara en capas de menor espesor para poder alcanzar las mismas características del suelo que se encuentra más allá de la franja de 2 m de ancho.

Esto es debido a que una compactación con equipo pesado puede deformar y causar esfuerzos que no pueden ser soportados por el paramento frontal, se debe tener en cuenta que el paramento frontal no cumple una función estructural dentro del sistema.

Debido a uso de equipos livianos de compactación cerca a la cara del muro, se coloca piedra chancada directamente por detrás del paramento, esto evita que se puedan presentar asentamientos y provee un adecuado drenaje.

La columna de grava suele ser solamente de 30 cm por lo cual el material de relleno estructural debe ser de buena calidad, ya que debe garantizar alcanzar las características mecánicas que se consideraron en el diseño tanto en la franja de 2 m cerca a la cara del muro como atrás de esa franja.

Tabla 4-1. Propiedades del Relleno Estructural (FHWA-NHI-10-024,2009)

<u>Gradación</u> (AASTO T-27)	<u>Tamaño de Tamiz U.S.</u>	<u>Porcentaje Pasante (a)</u>
	4 in (102 mm) (a,b)	100
	N° 40 (0.425 mm)	0 - 60
	N° 200 (0.075 mm)	0 - 15
<u>Índice de Plasticidad</u> (ASHTO T-90)	IP ≤ 6	
<u>Solidez</u> (ASHTO T-104)	El material debe estar sustancialmente libre de esquisto u otras partículas suaves de durabilidad pobre. El material debe tener una pérdida de sulfato de magnesio sólido menor a 30% después de cuatro ciclos.	
Notas: (a) Para aplicar valores por defecto de F*, Cu, debe ser mayor o igual a 4. (b) Como resultado de recientes investigaciones se recomienda que el tamaño máximo de las partículas sea reducido a 3/4" (19 mm) para geosintéticos, y para refuerzos de acero con recubrimientos epóxicos y de PVC, a menos que se realicen ensayos de daños de construcción en el refuerzo.		

Cualquier suelo que cumpla con las características mostradas en la Tabla 4-1 es adecuado para utilizarlo como relleno estructural. Sin embargo, se han realizado estudios utilizando suelos que no cumplen en su totalidad con esas recomendaciones y no se han tenido problemas.

Diferentes entidades internacionales han realizado muchas investigaciones y han llegado a la conclusión que un material con un porcentaje de finos de hasta 35% es seguro para poder utilizarlo como relleno estructural.

El mayor problema con utilizar materiales con alto porcentaje de finos es garantizar un adecuado drenaje, el relleno no debe perder nunca sus propiedades mecánicas y el agua podría perjudicar al relleno, de igual forma si el suelo presenta cohesión se pueden generar grietas de tracción.

En general para suelos cohesivos y no cohesivos se evitan las grietas de tracción alargando las dos últimas capas de refuerzo por lo menos 1 a 1.5 m. Esto no solo ayuda a evitar las grietas de tracción sino también para eliminar las posibles grietas que pueden generarse por el cambio brusco de rigidez entre el relleno compactado y el terreno natural.

Parámetros de Diseño del Relleno Estructural

Para muros de suelo mecánicamente estabilizado se sigue la recomendación de la Tabla 4-1 para la gradación del material y para otros factores como la plasticidad del suelo.

El valor de ángulo de fricción del relleno estructural que se tome para el análisis y diseño del muro se asume usualmente como máximo de 34° . Sin embargo, algunas arenas que cumplen con la gradación recomendada suelen llegar a tener ángulos de fricción de 30° a 32° lo cual es adecuado.

Se deben realizar ensayos del material que va a utilizar como relleno estructural para tener la certeza que sea posible llegar a las características utilizadas en el diseño.

Valores mayores a 34° se deben sustentar con ensayos de laboratorio y por ninguna razón se utilizara un valor mayor a 40° , la cohesión se asume como cero en todos los casos.

Límite del Relleno Estructural

El relleno estructural no solo debe conformar la zona que lleva refuerzo, también debe extenderse más allá del refuerzo como se puede observar en la Figura 4-1.

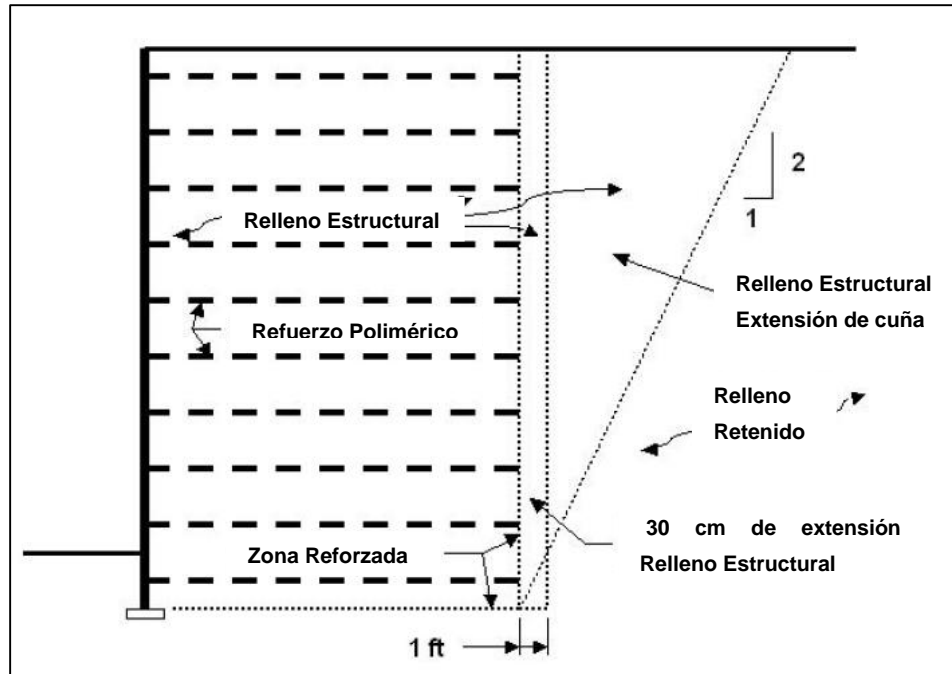


Figura 4-1. – Extensión del Relleno Estructural (FHWA-NHI-10-024,2009)

Se pueden seguir dos recomendaciones como se aprecia en la figura, una de ellas es extenderse 30 cm por detrás del relleno estructural y formar un talud vertical, esto solo es posible si el suelo lo permite.

La segunda opción es cortar un talud con la inclinación mostrada en la Figura 28, esto es lo que se suele hacer normalmente, incluso es posible modificar la inclinación del talud a 1:4 para ahorrar en corte y relleno.

Una de las finalidades de hacer esta extensión es evitar las grietas por diferencias bruscas de rigideces entre el relleno estructural y el terreno natural, alargando el refuerzo y cumpliendo las recomendaciones se asegura la integridad del muro.

4.1.2. Terreno Natural

Para poder realizar un diseño adecuado se deben realizar una serie de ensayos que nos permitan obtener los datos necesarios para el diseño de un muro de suelo mecánicamente estabilizado.

En primer lugar el peso unitario del suelo se debe determinar en campo, éste valor es indispensable para el análisis. Asimismo, el valor de ángulo de fricción interna y cohesión se deben realizar en laboratorio, lo ideal es hacer un ensayo triaxial con una muestra inalterada pero las dificultades de obtener éste tipo de muestra en muchos casos imposibilita el ensayo.

Por lo tanto un ensayo de corte directo es aceptable, también es posible realizar ensayos in situ como SPT y hacer la correlación respectiva para obtener el ángulo de fricción interna.

Conociendo el peso unitario (γ), el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c) ya es posible analizar el problema en cuestión y trabajar en un diseño adecuado.

Cabe resaltar que si existe nivel freático se debe considerar en el análisis, esto es muy importante ya que se deben tomar consideraciones especiales al momento de seleccionar el relleno estructural.

Si el suelo tiene un porcentaje pasante menor de 25% en la malla $\frac{3}{4}$ " el suelo se debe considerar como un relleno de roca.

En general los ensayos que se realizan en el terreno natural son los mismos que para un muro de contención convencional.

En el caso de los muros de suelo reforzado es de mayor importancia conocer de manera precisa las características del relleno estructural ya que el relleno en conjunto con los refuerzos brinda las capacidades de resistencia que se requieren.

4.2. Concepto del Suelo Reforzado

Para poder explicar de mejor manera el concepto en que se basa el suelo reforzado se puede hacer una analogía muy simple.

Al igual que el concreto, el suelo resiste muy bien los esfuerzos de compresión pero no resiste en lo absoluto esfuerzos de tracción, es por tal motivo que se debe insertar algún material que soporte estos esfuerzos, al igual que el acero en el concreto.

El refuerzo que se inserta en el suelo es un material geosintético que soporta muy bien las cargas de tracción que se generan. Una vez insertados estos elementos se tiene un material compuesto con las siguientes características.

- La transferencia de esfuerzos entre el suelo y el material geosintético es continua a lo largo de toda la extensión del refuerzo.
- Los refuerzos se distribuyen en toda la zona a reforzar con un grado de regularidad que se determina mediante el diseño.

4.2.1. Mecanismo de Transferencia de Esfuerzos

Existen diferentes tipos de refuerzos los cuales interactúan de maneras distintas con el suelo, pueden transferir carga mediante fricción y/o mediante una resistencia pasiva.

Transferencia mediante fricción

Los refuerzos que dependen de la fricción que se genera entre su superficie y el suelo, necesariamente deben ser alineados en la dirección en donde se presenten los movimientos relativos del suelo, es decir, ubicados perpendicularmente en relación al paramento frontal.

Dentro de éste grupo se consideran las cintas poliméricas ya que su acción se debe únicamente a la fricción que existe entre ella y el suelo. Por lo tanto se ubican en dirección perpendicular o casi perpendicular al paramento frontal.

Resistencia pasiva

La resistencia pasiva se debe a los elementos de refuerzo en la dirección transversal al desplazamiento relativo del suelo, generalmente se considera como resistencia primaria en mallas metálicas, geomallas, entre otros tipos de refuerzo.

Cada mecanismo de transferencia de esfuerzos en cada refuerzo depende de la rugosidad de la superficie, esfuerzo normal efectivo, dimensión de las aberturas de la malla, espesor de los elementos transversales y las características de elongación del materia, de igual manera el tipo de suelo influye.

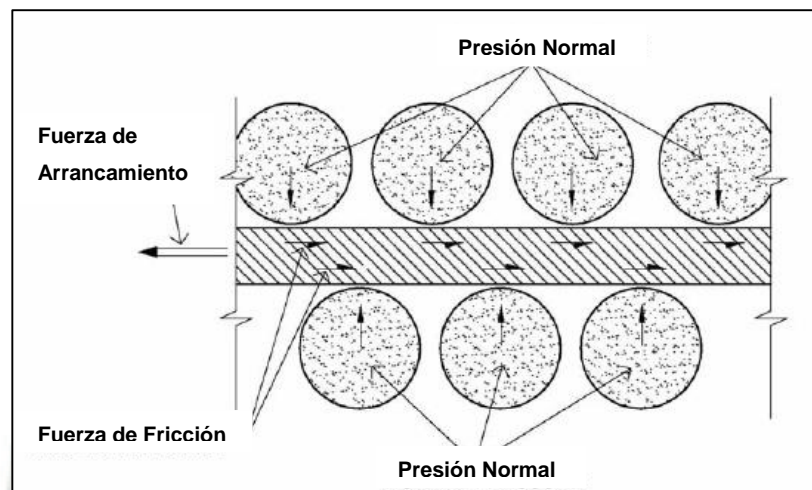


Figura 4-2. – Mecanismo de Transferencia por Fricción (FHWA-NHI-10-024,2009)

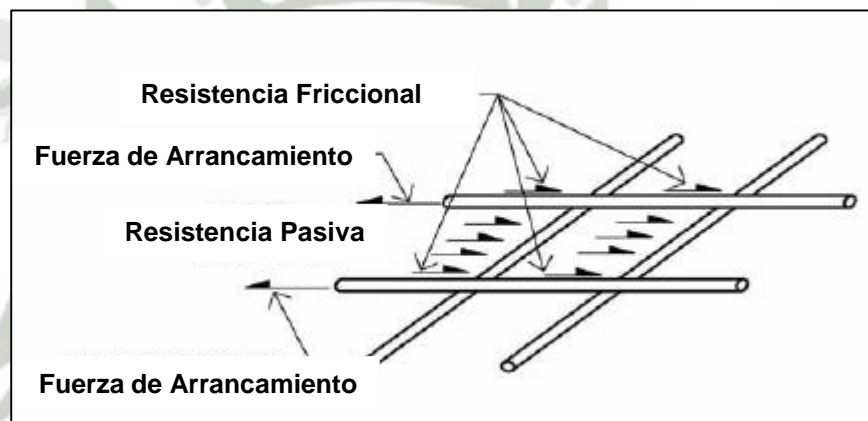


Figura 4-3. – Mecanismo de Transferencia por Resistencia Pasiva (FHWA-NHI-10-024,2009)

4.2.2. Modo de Acción del Refuerzo

El suelo trabaja muy bien cuando es sometido a esfuerzos de compresión pero no resiste ningún esfuerzo de tracción, por lo tanto el refuerzo adicionado debe soportar todas éstas cargas.

La primera función del refuerzo es restringir las deformaciones, por lo que los esfuerzos se transfieren del suelo al refuerzo y deben ser soportados sin permitir excesivas deformaciones. Los refuerzos tienen las siguientes capacidades:

Tensión: La tensión es el modo de acción más común en refuerzos a tracción. Todos los refuerzos longitudinales están generalmente sujetos a altos esfuerzos de tensión.

Cortante y Flexión: Los refuerzos transversales que tienen algún tipo de rigidez están sujetos a éste tipo de esfuerzos, tanto esfuerzos cortantes como momentos flectores.

4.2.3. Características Geométricas

En general todos los refuerzos se dividen en dos grandes grupos en cuanto a su geometría:

Cintas, Barras y Grillas de Acero: Se caracterizan por el área de la sección transversal, espesor, perímetro del elemento de refuerzo y la distancia horizontal entre los centros de los elementos.

Geotextiles y Geomallas: Dentro de éste grupo también se consideran las cintas poliméricas ya que se caracterizan por el ancho de la cinta y la distancia entre centros pero no importa el área de la sección transversal como en un refuerzo de acero, ya que la resistencia de la cinta es expresada mediante una fuerza de tensión por unidad de ancho.

Una característica importante dentro del análisis de un muro de suelo reforzado es el ratio de cobertura R_c , éste valor se utiliza para relacionar la fuerza por unidad de anchura del refuerzo con la fuerza por unidad de anchura requerida en toda la estructura.

En términos generales el valor de R_c está dado por:

$$R_c = \frac{b}{S_H} \quad (\text{Ecuación 43.0})$$

En donde:

b = Ancho de la cinta, malla o grilla. En el caso de mallas de acero se medirá la distancia de centro a centro de la barra de los extremos.

S_H = Distancia horizontal de centro a centro del refuerzo. Espaciamiento horizontal.

En el caso de Geomallas o refuerzos que cubren el 100% de la superficie a ser estabilizada el valor de R_c es igual a 1.

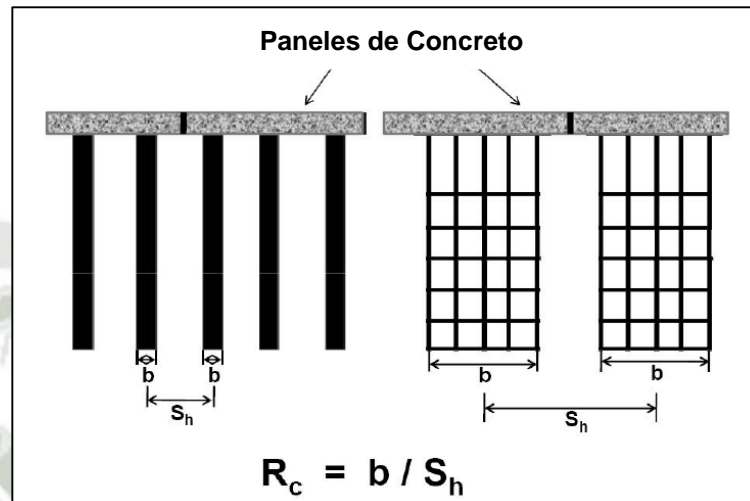


Figura 4-4. – Determinación del Ratio de Cobertura (FHWA-NHI-10-024,2009)

4.3. Interacción Suelo – Refuerzo

Los coeficientes de interacción del suelo para determinar la capacidad del refuerzo al arrancamiento han sido desarrollados en los laboratorios de muchas entidades internacionales, utilizando diferentes métodos, aproximaciones y criterios de evaluación.

Es por eso que la norma FHWA ha tratado de uniformizar todos los conceptos y diferentes métodos para poder tener una aproximación real de la interacción del suelo con el refuerzo.

4.3.1. Evaluación del Desempeño al Arrancamiento

Los sistemas de suelo reforzado, dentro de ellos el sistema de paneles segmentados, necesitan una evaluación del desempeño al arrancamiento del refuerzo a largo plazo con respecto a los siguientes puntos:

Capacidad al Arrancamiento: La resistencia al arrancamiento en cada capa de refuerzo debe ser suficiente como para soportar las fuerzas de tensión amplificadas con un factor de seguridad mínimo.

Desplazamiento Admisible: El desplazamiento relativo suelo-refuerzo para movilizar la fuerza de tensión de diseño debe ser menor al desplazamiento admisible.

Desplazamiento a Largo Plazo: La carga de arrancamiento debe ser menor que la fuerza crítica por fluencia (creep).

La resistencia al arrancamiento del refuerzo es movilizada a través de la interacción básica suelo – refuerzo. Existen dos tipos de interacción, mediante fricción, pasiva o una combinación de ambas. Principalmente el mecanismo de transferencia movilizadora por un refuerzo determinado depende de su geometría como se mencionó anteriormente.

Asimismo, los desplazamientos relativos suelo – refuerzo dependen principalmente del mecanismo de transferencia, la extensibilidad del refuerzo (extensible o inextensible), tipo de suelo y la presión de confinamiento.

Por lo tanto el mecanismo de transferencia de esfuerzos tiene una gran influencia en el desempeño del refuerzo frente al arrancamiento.

Por otro lado, el desempeño a largo plazo del arrancamiento es controlado principalmente por las características de fluencia (creep) que tenga el suelo y por el material del refuerzo que se utilice. Generalmente un sistema de suelo reforzado no debe ser idealizado con un relleno estructural cohesivo susceptible a la fluencia (creep).

4.3.2. Estimación de la Capacidad de Arrancamiento del Refuerzo

La resistencia al arrancamiento del refuerzo se define como la última carga requerida para generar un deslizamiento del refuerzo hacia el exterior de la zona reforzada. Se han desarrollado aproximaciones y ecuaciones de diseño para estimar la resistencia al arrancamiento considerando los mecanismos de transferencia de carga.

Para el diseño se utilizara una definición normalizada de la resistencia al arrancamiento. La resistencia al arrancamiento, P_r , por unidad de anchura en cada nivel de refuerzo está dada por:

$$P_r = F^* \alpha \sigma_v' L_e C \quad (\text{Ecuación 44.0})$$

En donde:

$L_e C$ = Área total de la superficie por unidad de ancho del refuerzo en la zona resistente detrás de la superficie de falla.

L_e = Longitud del refuerzo en la zona resistente detrás de la superficie de falla.

C = Perímetro unitario efectivo del refuerzo. $C = 2$ para mallas y debido a que los bordes son despreciados $C = 2$ para cintas y grillas.

F^* = Factor de resistencia al arrancamiento.

α = Factor de corrección por efectos de escala para tomar en cuenta una reducción del esfuerzo no lineal sobre la longitud en la zona resistente de refuerzos altamente extensibles, basado en datos de laboratorio. Para refuerzos metálicos se utiliza 1 y para refuerzo geosintético varía de 0.6 a 1.

σ_v' = Esfuerzo vertical efectivo en la interface suelo-refuerzo.

El factor de corrección α depende del ablandamiento del material granular de relleno, de la extensibilidad del refuerzo y la longitud del refuerzo. Para refuerzos inextensibles (refuerzos de acero) α es aproximadamente 1, pero puede variar sustancialmente en el caso de refuerzos extensibles. En la ausencia de datos exactos para éste valor se puede utilizar 0.8 para geomallas y 0.6 para Geotextiles. .

El factor de resistencia al arrancamiento F^* se puede obtener de una manera más exacta de ensayos de laboratorio o de campo. Estos ensayos se realizan en el suelo que será utilizado como relleno estructural. En caso no se puedan realizar los ensayos debido a falta de equipos, se puede estimar con la siguiente ecuación general:

$$F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \tan \rho \quad (\text{Ecuación 45.0})$$

En donde:

F_q = Resistencia desarrollada en los refuerzos transversales dividido entre el esfuerzo vertical efectivo.

α_β = Factor de soporte para la resistencia pasiva que se basa en el espesor por unidad de ancho del elemento de soporte.

ρ = Ángulo de fricción de interacción entre el suelo y el refuerzo.

La ecuación 45 puede ser simplificada dependiendo del tipo de refuerzo se utilice, por ejemplo las cintas no tienen una resistencia pasiva por lo que el primer término debe ser eliminado, en el presente trabajo de investigación el refuerzo que se utiliza para un muro de paneles segmentados, en nuestro medio, es de cintas poliméricas, es decir un refuerzo geosintético extensible y no de acero inextensible.

En el caso de refuerzo geosintético la resistencia al arrancamiento está basada en la reducción de la fricción disponible del suelo con el factor de reducción o factor de interacción (coeficiente de fricción, C_i), éste valor es dado por el fabricante del refuerzo. En la ausencia de datos se puede tomar un valor conservador dado por la siguiente ecuación:

$$F^* = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (\text{Ecuación 46.0})$$

En donde:

ϕ = Es el ángulo de fricción del relleno estructural, se toma como máximo un valor de 34° a menos que se tenga un sustento para utilizar un valor mayor.

En el caso de tener un valor de C_i se puede reemplazar el valor de $2/3$ por dicho valor, normalmente se puede encontrar éste término en la hoja técnica del producto.

4.3.3. Interfaz Cortante

La interfaz cortante entre el refuerzo geosintético y el suelo comúnmente es menor que el ángulo de fricción del mismo suelo y puede formar planos de deslizamientos. Por lo tanto el coeficiente de interfaz cortante debe ser determinado para poder evaluar el deslizamiento a través de la interfaz entre el geosintético y el suelo.

El ángulo de fricción en la interfaz ρ se determina mediante un ensayo de corte directo de acuerdo a la ASTM D 5321. En la mayoría de casos y en nuestro medio realizar

éste ensayo es muy complicado debido a las características especiales que debe tener el equipo, por lo tanto en ausencia de datos es posible utilizar la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (\text{Ecuación 47.0})$$

En donde:

ϕ = Es el ángulo de fricción interna del relleno estructural.

4.4. Establecimiento de las Propiedades del Diseño Estructural

Las propiedades del diseño estructural de los materiales de refuerzo están en función de sus características geométricas, resistencia, rigidez, durabilidad y el tipo de material que se utilice.

Los materiales más comunes son el acero y los geosintéticos, actualmente los refuerzos de acero no pueden competir debido al precio que tienen. Un refuerzo geosintético cumple las mismas funciones y es más barato y fácil de instalar que un refuerzo de acero.

En el presente trabajo de investigación no se hablara del refuerzo de acero ya que el sistema de paneles segmentados en cuestión no utiliza éste tipo de refuerzo.

4.4.1. Propiedades de Resistencia del Refuerzo Geosintético

Para determinar la resistencia nominal de tensión a largo plazo en un refuerzo geosintético se debe tener en cuenta diferentes consideraciones en las cuales éste pueda reducir sus propiedades iniciales de resistencia.

La tensión de un refuerzo geosintético se puede ver afectada por diferentes factores como la fluencia (creep), daños de instalación, envejecimiento, temperatura y presión de confinamiento.

Asimismo, la tensión admisible T_{adm} puede variar dependiendo del tipo de material se utiliza para la fabricación del refuerzo.

Los refuerzos poliméricos no son susceptibles a la corrosión pero se debe tener cuidado con otros factores ambientales que pueden causarle daños. Por ejemplo se puede degradar debido a efectos físico químicos como la hidrólisis en el suelo, oxidación, entre otros.

Además, estos materiales son susceptibles a daños de instalación y a efectos de altas temperaturas en la conexión con el paramento frontal. Las altas temperaturas aceleran el proceso de envejecimiento y aumentan la fluencia (creep), se puede aceptar una temperatura máxima de 50°C.

La resistencia a tensión admisible a largo plazo está dada por:

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D} \quad (\text{Ecuación 48.0})$$

En donde:

T_{ult} = Resistencia última a la tensión.

RF = Factor de reducción. Es la multiplicación de todos los factores de reducción.

RF_{ID} = Factor de reducción por daños de instalación. Se utilizara un valor mínimo de 1.1.

RF_{CR} = Factor de reducción por fluencia (creep). Éste factor toma en cuenta los efectos de la fluencia resultante de las cargas de tensión sostenidas a largo plazo.

RF_D = Factor de reducción por durabilidad. Éste factor toma en cuenta los daños químicos, envejecimiento, entre otros.

Todos estos factores toman en cuenta las pérdidas de resistencia del refuerzo a lo largo de su vida.

Todos los factores se determinan en laboratorios los cuales deben seguir los procedimientos de sus normas respectivas, es común que todos los factores se encuentren en la hoja técnica del producto, de lo contrario se pueden solicitar al fabricante para poder utilizarlos en el diseño.

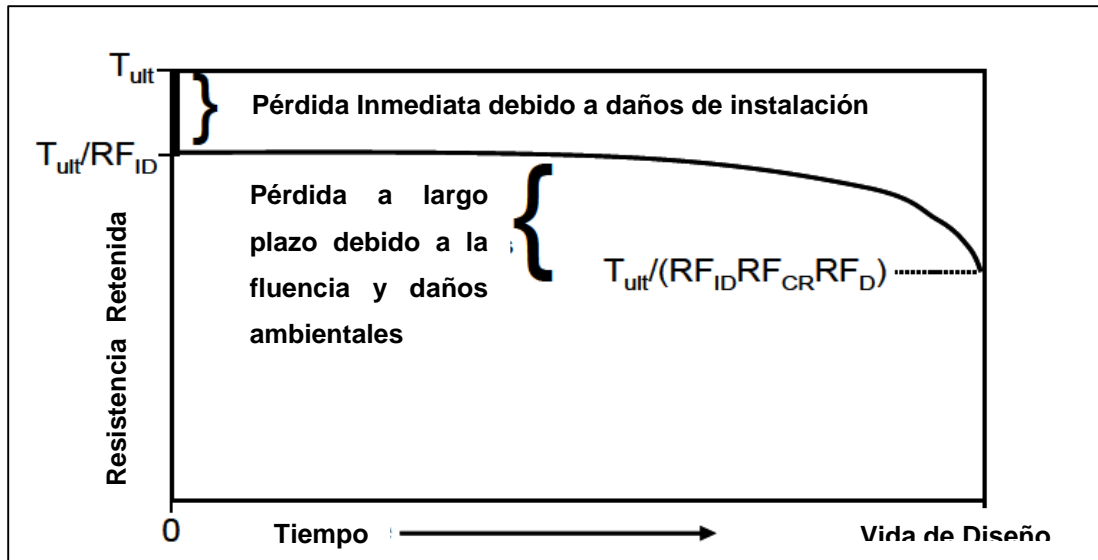


Figura 4-5. – Resistencia a largo plazo de un refuerzo geosintético (FHWA-NHI-10-024,2009)

Como se puede apreciar en la Figura 4-5 algunas pérdidas de resistencia pueden ocurrir en el mismo momento en que se está construyendo la estructura, un daño de instalación reduce inmediatamente la resistencia última.

Los efectos de envejecimiento y fluencia ocurren a lo largo de la vida de la estructura, como se ve en el gráfico estos disminuyen gradualmente la resistencia hasta llegar a la tensión de diseño.

4.4.1.1. Resistencia Última de Tensión, Tult

El valor que se utiliza para la resistencia última a tensión es el valor promedio mínimo del rollo o en sus siglas en ingles MARV. Éste valor mínimo toma en cuenta la varianza estadística en la resistencia del material.

Asimismo, se asume que la variabilidad observada en la envolvente de ruptura por fluencia es 100% correlacionada con la resistencia a corto plazo, entonces se considera que la fuerza por fluencia es directamente proporcional a la resistencia a corto plazo dentro de la línea de producción. Por lo tanto, el MARV toma en cuenta la variabilidad de resistencia por creep.

4.4.1.2. Factor de Reducción por Daños Instalación, RF_{ID}

Durante el manipuleo y construcción con geosintéticos pueden ocurrir diferentes daños como el punzonamiento por ejemplo. Estos daños solo se pueden evitar teniendo cuidado durante la construcción. Los equipos de construcción no deben pasar directamente sobre el refuerzo.

Al momento de compactar también pueden ocurrir daños si el equipo no es el adecuado para realizar esa tarea, equipos de compactación muy pesados pueden causar daños en el refuerzo. Asimismo, el tamaño y angulosidad de las partículas del material de relleno pueden causar daños al momento de realizar la compactación.

En general el valor del factor de reducción por daños de instalación no debe superar un 30%, es decir 1.70, si se realizan pruebas que den como resultado un mayor porcentaje no se debe utilizar esa combinación de refuerzo y relleno.

El relleno estructural que se utilice tiene gran influencia en éste factor de reducción, especialmente en refuerzos ligeros como el geotextil. Para evitar daños en el refuerzo durante la compactación del relleno estructural se debe prever como mínimo 15 cm de suelo entre el equipo de compactación y el refuerzo.

En el caso de refuerzo utilizado en el sistema de paneles segmentados, estudiado en el presente trabajo de investigación, los valores de éste factor de reducción se encuentran en la hoja técnica del producto.

Es común que el fabricante realice todos los ensayos correspondientes para determinar los diferentes factores necesarios en el análisis, por lo que pueden otorgar un certificado de calidad del producto y en base a ese sustento se pueden utilizar los valores indicados en su hoja técnica.

4.4.1.3. Factor de Reducción por Fluencia, RF_{CR}

El factor de reducción por fluencia se requiere para limitar la carga en el refuerzo a un nivel conocido como el límite de fluencia, esto evitara deformaciones excesivas y la ruptura por fluencia a lo largo de la vida de la estructura.

En esencia la fluencia es un proceso de deformación a largo plazo, al aplicarse la carga constante esto resulta en una elongación continua sin pérdida de resistencia. Sin embargo si la carga es muy alta como para estar muy cerca al límite de fluencia el material fallará.

El factor de reducción por fluencia se determina en laboratorio, se aplica una carga constante en varias muestras variando en un porcentaje la carga última de cada muestra, esto se realiza en periodos de hasta 10 000 horas.

Existen valores típicos en base al polímero que se utilice en el refuerzo geosintético.

Tabla 4-2. Factores de Reducción por Fluencia de acuerdo al Tipo de Polímero (FHWA-NHI-10-024,2009)

<u>Tipo de Polímero</u>	<u>Factor de Reducción por Fluencia</u>
Poliéster	2.5 a 1.6
Polipropileno	5 a 4.0
Polietileno de Alta Densidad	5 a 2.6

4.4.1.4. Factor de Reducción por Durabilidad, RF_D

Éste factor de reducción depende de la susceptibilidad del geosintético frente ataques químicos, oxidación térmica, hidrólisis, entre otros factores, normalmente varía entre 1.1 y 2.

El refuerzo geosintético puede ser fabricado de diferentes materiales, por ejemplo el poliéster es susceptible a reducciones de resistencia por envejecimiento debido a la hidrólisis.

La hidrólisis es una reacción química entre una molécula de agua y otra molécula, en la cual la molécula de agua se divide y sus átomos pasan a formar parte de otra especie química. Esta reacción es importante por el gran número de contextos en los que el agua actúa como disolvente.

El polietileno de alta densidad es susceptible a reducciones de resistencia debido al envejecimiento por oxidación, cada polímero reacciona de manera distinta a los

agentes externos que se encuentran en el medio ambiente o en el mismo relleno estructural.

Los daños causados por los rayos ultravioleta (UV) no son preocupación ya que normalmente el refuerzo está enterrado y solo es expuesto durante la construcción. En el caso de sistemas wrap around en donde el mismo refuerzo da una vuelta para formar el paramento frontal se deben tomar las precauciones respectivas, por ejemplo revegetando el paramento frontal.

En nuestro medio es muy difícil realizar ensayos específicos para determinar estos factores de reducción ya que se necesitan laboratorios especiales con equipos que únicamente sirven para ensayar geosintéticos.

Los valores que se encuentran en las hojas técnicas son valores sustentados en ensayos y pueden ser utilizados sin ningún problema en el análisis y diseño de los sistemas de suelo reforzado.

4.4.1.5. Factor LRFD de Resistencia del Refuerzo Geosintético, ϕ

El factor de resistencia del refuerzo geosintético toma en cuenta los sobreesfuerzos debidos a las cargas no uniformes y las incertezas de la resistencia a largo plazo. Para la condición de estado límite de Resistencia I (Diseño LRFD) se utiliza un factor $\phi = 0.90$. Éste es mayor que el factor de resistencia del acero debido a la naturaleza dúctil de falla de los sistemas que utilizan geosintéticos.

Éste factor puede ser justificado aún más considerando lo siguiente:

- En el caso de refuerzo geosintético, el suelo del relleno estructural controla la cantidad de deformación en el refuerzo, el cual en suelos granulares se limita considerablemente por debajo de la deformación a la rotura del refuerzo. Por lo tanto, aun en el estado límite del refuerzo geosintético se observarían deformaciones antes de que el sistema colapse.

- Las propiedades a largo plazo del geosintético son significativamente mejoradas cuando se encuentra confinado por el suelo. El confinamiento no se considera en la resistencia nominal a largo plazo.
- Al momento de realizar mediciones de esfuerzos en muros de suelo mecánicamente estabilizado se ha notado que los esfuerzos alcanzado en los modelos reales son menores que los calculados en el análisis.

4.4.1.6. Factor de Reducción Preliminar de Diseño, RF

Para diseño preliminar en estructuras permanentes o en aplicaciones en donde la falla de la estructura pueda causar severas consecuencias, se puede utilizar la resistencia a tensión a largo plazo considerando un factor de reducción preliminar, únicamente si no se cuenta con datos para determinar la tensión a largo plazo real.

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{ult}}{7} \quad (\text{Ecuación 49.0})$$

El valor de RF se debe limitar a proyectos en donde se cumplan las siguientes condiciones ambientales:

- Suelo granular (gravas o arenas) utilizado en el relleno estructural.
- $4.5 \leq \text{pH} \leq 9$
- Temperatura ambiental menor a 30° .
- Máximo tamaño de la partícula del relleno estructural igual a $\frac{3}{4}$ ".
- Máxima altura del muro de suelo reforzado de 10 m.

El valor de RF se reduce sustancialmente cuando se utilizan datos obtenidos de ensayos los cuales pueden ser proporcionados por el fabricante, en caso no se tenga esta información se deben cumplir las condiciones mencionadas para poder asumir éste valor.

En el caso de estructuras temporales o en donde la falla no cause ningún daño severo se puede asumir un valor de $RF = 3.5$.

4.4.1.7. Estado Límite de Serviciabilidad

La Serviciabilidad de una estructura se traduce en las deformaciones que pueda tener, en el caso de sistemas reforzados con geosintéticos estas deformaciones se controlan con los diferentes factores de reducción y mediante el uso de suelos granulares.

Una manera más exacta de calcular las deformaciones es utilizando el método de elementos finitos, en la actualidad existen diferentes programas que utilizan éste método para determinar deformaciones y esfuerzos en el punto que uno desee.

Asimismo, en el caso de tratarse de una estructura de mucha importancia, esta puede ser monitoreada mediante equipos de campo.

En general las mediciones que se realizan en campo son menores a las que se predicen mediante métodos analíticos.

4.5. Paneles de Concreto Prefabricado

Los paneles de concreto prefabricado son los únicos elementos visibles de la estructura, por lo que su fabricación debe ser lo suficientemente cuidadosa como para que la apariencia del sistema guarde estética con el entorno.

4.5.1. Paneles Segmentados

Los paneles segmentados de concreto prefabricado son usualmente de forma cuadrada o rectangular con un espesor que varía de 125 a 200 mm, una altura de 1.50 m y el ancho puede variar de 1.5 a 3.0 m. Paneles en forma de cruz o diamante también han sido utilizados sin problemas.

Comúnmente, el proveedor de los materiales para la construcción de un sistema de paneles segmentados también provee los moldes para poder fabricar las placas, las tolerancias que se debe tener como el refuerzo y los accesorios deben ser provistos.

Al momento de la fabricación se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Las unidades deben estar totalmente soportadas hasta alcanzar por lo menos una resistencia del concreto de 70.00 Kg/cm² (6.9 MPa).
- Para poder transportar las unidades se debe alcanzar mínimo una resistencia de 239 Kg/cm² (23.4 MPa).
- Las placas pueden ser instaladas una vez superada la resistencia mínima de 239 Kg/cm² (23.4 MPa).
- El concreto debe alcanzar como mínimo una resistencia de 280 Kg/cm² (27.6 MPa) a los 28 días.

El refuerzo de acero debe ser diseñado por temperatura y por flexión según las condiciones que se presenten.



Figura 4-6. – Fabricación de Panel Segmentado de Concreto Prefabricado

En el proceso de fabricación se deben insertar las clavijas que tienen la función de permitir que el refuerzo se sujete en ellas, estas deben tener un revestimiento galvanizado para protegerlas de la corrosión.



Figura 4-7. – Clavija de Acero Galvanizado

Asimismo, el molde del panel debe tener hendiduras en donde se colocan los apoyos EPDM, estos apoyos tienen la función de evitar que las placas estén en contacto una con otra y así se evita cualquier tipo de daño.



Figura 4-8. – Apoyos de EPDM

Estos apoyos se conocen como EPDM por sus siglas en inglés, Ethylene Propylene Diene Monomer y deben cumplir con la norma ASTM D2000 Grade 2, Type A, Class A con una dureza del durómetro de 60 ± 5 .

CAPITULO V. Análisis y Diseño de un Muro de Suelo Mecánicamente Estabilizado de Paneles Segmentados

5.1. Metodología de Diseño LRFD

Tradicionalmente para diseñar muros de suelo mecánicamente estabilizado se utilizaba el método de diseño ASD (Allowable Stress Design), esto ha ido cambiando con el tiempo y actualmente el método más utilizado es el LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Éste método se viene utilizando en todo el mundo, en Europa se ha adoptado el método LSD (Limit State Design) que es muy similar a la metodología LRFD. Independientemente del método que se utilice, los métodos analíticos básicos para evaluar la estabilidad externa e interna no han cambiado.

El método LRFD utiliza diferentes factores de reducción los cuales se representan mediante símbolos, estos símbolos son iguales a algunos parámetros del suelo por lo que se debe aclarar el significado de cada uno de estos símbolos:

- El símbolo ϕ se utiliza como representación del ángulo de fricción interna del suelo y también como factor de resistencia LRFD.
- El símbolo γ se utiliza como representación el peso específico del suelo y también como factor de carga LRFD.
- Un diseño mediante el método LRFD no va a tener resultados muy diferentes a los esperados por el método ASD.

Cargas y Combinaciones de Carga

En el diseño de un sistema de suelo reforzado se deben considerar diferentes cargas las cuales se calculan en base a las condiciones en que está sometida la estructura, de igual forma se deben considerar diferentes factores de carga y combinaciones de cargas, estas son necesarias para poder aplicar correctamente la metodología LRFD.

A continuación se presentan las cargas que pueden actuar en una estructura de suelo reforzado con sus respectivas abreviaciones:

Cargas Permanentes:

EH = Cargas horizontales de tierra

ES = Sobrecargas de tierra

EV = Presión vertical de la carga muerta y el relleno de tierra

Cargas Transitorias:

CT = Fuerza de colisión vehicular

EQ = Carga sísmica

LL = Carga viva vehicular

LS = Sobrecarga viva

Un ejemplo de la carga ES sería la presión que puede generar una zapata sobre la masa reforzada. La carga EV puede ser considerada como un talud sobre la masa reforzada el cual se transmitiría como una carga equivalente.

A continuación se muestran las diferentes combinaciones de carga junto con sus factores los cuales se utilizan en la metodología LRDF.

Tabla 5-1. – Combinaciones de Carga Típicas y Factores de Carga (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Combinaciones de Carga en el Estado Límite	EH ES EV	LL LS	Utilizar uno de estos a la vez	
			EQ	CT
Resistencia I	γ_p	1.75	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1	-
Evento Extremo II	γ_p	0.5	-	1
Servicio I	1	1	-	-

Notas:
 γ_p = Factor de carga para cargas permanentes. Puede escribirse como γ_{p-EV} , γ_{p-EH}
 γ_{EQ} = Factor de carga para carga viva aplicado simultáneamente con carga sísmica

Tabla 5-2. – Factores de Carga para Cargas Permanentes, Y_p (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y sujeciones	1.25	0.9
EH: Presión de Tierras Horizontal <i>Activo</i>	1.5	0.9
EV: Presión de Tierras Vertical <i>Estabilidad Global</i>	1	N/A
<i>Muros y Estribos</i>	1.35	1
ES: Sobrecarga de Tierra	1.5	0.75
Nota: Se puede escribir como Y_{EV-MAX} , Y_{EV-MIN} , Y_{EH-MAX} , Y_{EH-MIN}		

Factores de Carga Máximos y Mínimos

En la Tabla 5-2 se muestran dos factores de carga, uno máximo y otro mínimo, es importante comprender la aplicación de estos factores de carga en el contexto de los muros de suelo mecánicamente estabilizado.

Según al normar AASHTO en el artículo 3.4.1 se menciona lo siguiente: “Los factores deben ser seleccionados para producir el efecto extremo de la fuerza amplificada. Para cada combinación, ambos extremos deben ser investigados. En combinaciones de carga en donde el efecto de una de las fuerzas disminuye otro efecto, el menor valor se debe aplicar a la carga reduciendo el efecto de la fuerza. Para efectos de fuerzas permanentes, se debe seleccionar el factor de carga que produce la combinación más crítica en donde las cargas permanentes incrementan la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, se debe investigar el menor valor del factor de carga”.

En general, el factor de carga mínimo se utiliza si las cargas permanentes incrementan la estabilidad y el factor de carga máximo se utiliza si las cargas permanentes reducen la estabilidad.

Los factores de carga utilizados para la estabilidad externa en un muro simple se muestran a continuación, se debe utilizar el factor de carga máximo para las cargas EV en la estabilidad interna.

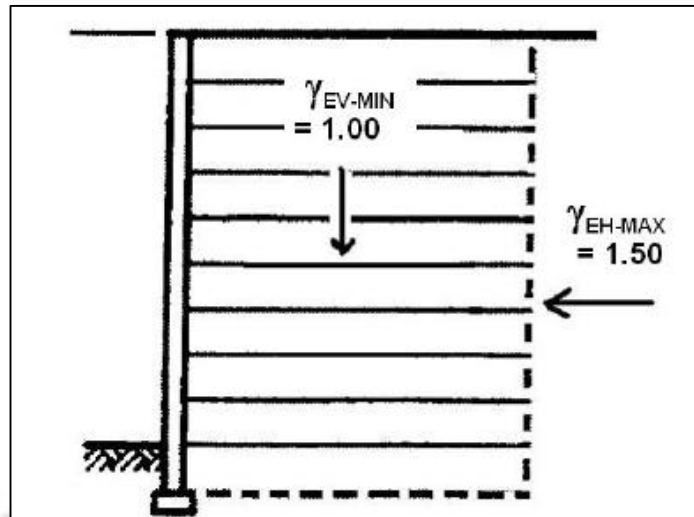


Figura 5-1. – Factores de Carga Típicos para Deslizamiento y Chequeo de Excentricidad (FHWA-NHI-10-024, 2009)

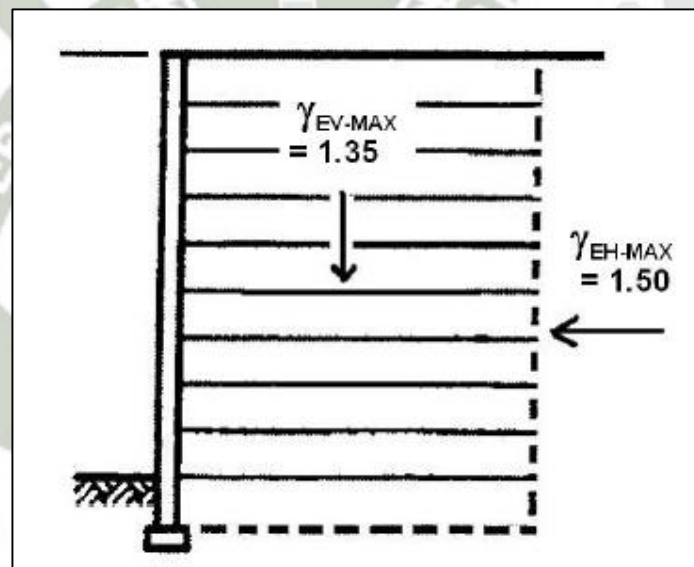


Figura 5-2. – Factores de Carga Típicos para Capacidad Portante (FHWA-NHI-10-024, 2009)

El procedimiento para el diseño utilizando la metodología LRFD es muy similar al que se utilizaba para el método ASD. En el método LRFD, la estabilidad externa e interna se evalúan en el estado límite de resistencia. La estabilidad global y los desplazamientos verticales y laterales se evalúan en el estado límite de servicio.

5.2. Empotramiento del Muro y Longitud del Refuerzo

El proceso de predimensionamiento de una estructura de suelo reforzado empieza en determinar el empotramiento mínimo requerido. Una vez determinado el empotramiento es posible definir la altura libre del muro para finalmente establecer la altura total de diseño.

Existen valores mínimos que se deben respetar para que la estructura tenga un óptimo desempeño a lo largo de su vida útil.

Tabla 5-3. – Empotramiento Mínimo en Estructuras de Suelo Reforzado (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Talud en el frente del muro	Profundidad de Empotramiento mínima hasta la cara superior de la losa de nivelación
Todas las Geometrias	60 cm mínimo
Horizontal (muros)	H/20
Horizontal (estribos)	H/10
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
1.5H:1V	H/5
*La profundidad mínima es el mayor de los valores mencionados en la parte superior.	

Los valores mencionados en la Tabla 5-3 son los mínimos requeridos, pero dependiendo de las condiciones de la fundación, actividad sísmica, y las condiciones ambientales que se encuentren en el lugar del proyecto se pueden incrementar estos valores considerablemente.

Asimismo, se puede apreciar que el empotramiento mínimo es de 60 cm pero si se encuentra roca en la fundación el empotramiento se reduce a cero. En el caso de que se tenga un talud con cierta inclinación en el frente del muro se debe mantener una banqueta horizontal con una longitud mínima de 1.20 m medida desde la cara del muro.

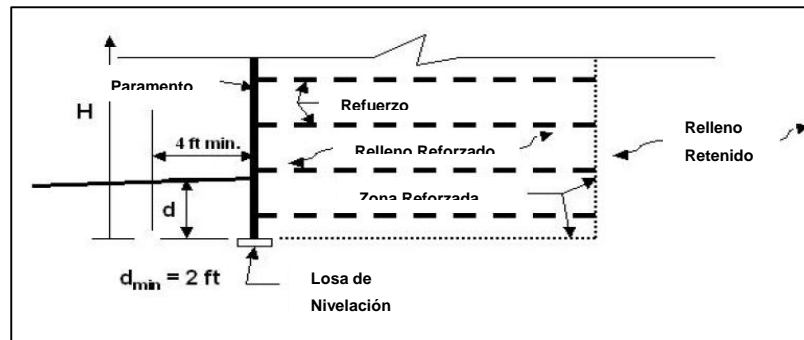


Figura 5-3. – Condiciones de Empotramiento con sin Talud en el Frente (FHWA-NHI-10-024, 2009)

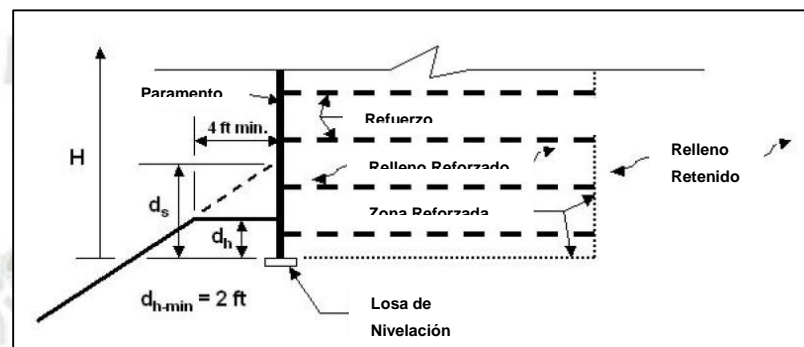


Figura 5-4. – Condiciones de Empotramiento con Talud en el Frente (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Como se aprecia en las Figuras 5-3 y 5-4 las condiciones de empotramiento se modifican cuando se tiene un talud en el frente, se debe mantener una banquetta horizontal mínima ya que de lo contrario hay riesgo de erosión en el frente del muro lo cual puede perjudicar la estabilidad del mismo.

Es importante respetar estas recomendaciones ya que en base a muchas experiencias, dentro de ellas muchos fracasos, se han determinado esos valores mínimos.

Una vez definida la altura total de diseño es posible dimensionar la longitud mínima del refuerzo. Esta longitud debe ser mayor a $0.70H$ o 2.50 m, en donde H es la altura de diseño. Se pueden considerar valores mínimos de refuerzo menores a 2.50 m en muros en donde no se tiene una carga de tráfico, pero no debe ser menor a 1.80 m.

Tabla 5-4. – Longitud de Refuerzo Mínima (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Caso	Mínimo Valor de la Relación L/H
Cargas Estáticas con o sin Sobrecarga de Tráfico	0.7
Sobrecarga de un Talud	0.8
Carga Sísmica	0.8 a 1.1

Como se aprecia en la Tabla 5-4 el valor mínimo de longitud de refuerzo varía en función de las condiciones a la que la estructura está sometida. Por ejemplo en el caso de que la estructura se encuentre en zona sísmica el valor mínimo es de 0.8 a 1.1, se debe tener en cuenta que estos son valores mínimos requeridos y pueden aumentar significativamente de acuerdo al análisis y condiciones a la que se someta.

Generalmente en las últimas dos capas de refuerzo estas longitudes deben aumentarse por lo menos 90 cm, esto para evitar que se formen grietas debido al cambio de rigidez entre el relleno compactado y el suelo retenido.

5.3. Parámetros de Diseño

Para poder desarrollar un proyecto correctamente es necesario tener ciertos datos con los cuales se puedan trabajar los diseños, en el caso de un muro de suelo reforzado es necesario tener parámetros tanto del terreno natural como del relleno estructural y el relleno retenido.

En general el relleno retenido es el mismo suelo natural pero si no es así es necesario tener los parámetros de resistencia de todos estos terrenos.

Los datos necesarios para realizar un diseño son los siguientes:

Terreno natural: Peso específico (γ), ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c). En caso exista nivel freático se debe establecer la profundidad del mismo.

Relleno estructural: Peso específico (γ), ángulo de fricción (ϕ). Como el relleno es granular la cohesión es nula y cabe mencionar que el peso específico utilizado correspondería a la densidad máxima del ensayo de proctor.

Los parámetros necesarios del relleno retenido son los mismos que del terreno natural.

El ángulo de fricción que se utilice para el relleno estructural debe ser como máximo de 34° , caso contrario se justifique mediante ensayos triaxiales o de corte directo, valores mayores a 40° no serán utilizados sean cual sean las circunstancias.

En el caso no se tengan datos del suelo de fundación se podrá asumir un ángulo de fricción no mayor a 30° , se debe tener en cuenta que solo se utilizaran los datos asumidos para un pre-dimensionamiento.

5.4. Determinación de las Cargas Nominales Actuantes

Las principales fuerzas externas en un muro de suelo reforzado son la presión de tierras ejercida por el suelo retenido detrás de la zona reforzada y cualquier sobrecarga externa sobre la zona reforzada.

Por lo tanto, las cargas para muros de suelo reforzado son la presión de tierras (EH), la carga de tierra vertical (EV), la sobrecarga viva (LS) y la sobrecarga de tierra (ES).

La carga de agua (WA) y la carga sísmica (EQ) se toman en cuenta si es necesario dependiendo de dónde se encuentre el proyecto.

Los cálculos para determinar la presión de tierras pueden darse en tres situaciones diferentes, un talud horizontal sobre el muro con sobrecarga vehicular, un talud constante sobre el muro y un talud quebrado sobre el muro, en las siguientes figuras se pueden observar las fuerzas que actúan en cada uno de los tres casos mencionados anteriormente.

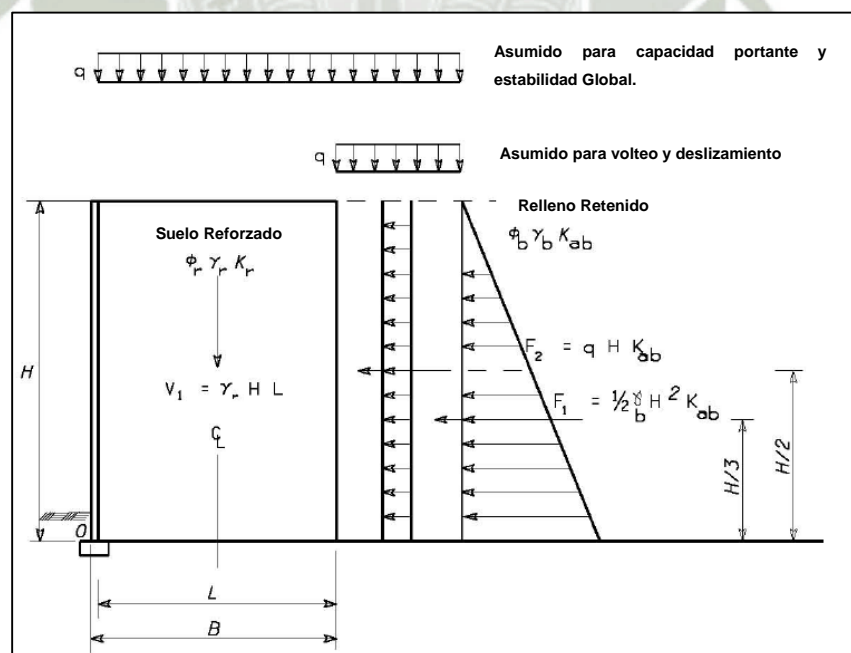


Figura 5-5. – Fuerzas Actuantes en un Muro con Talud Horizontal y Sobrecarga (FHWA-NHI-10-024, 2009)

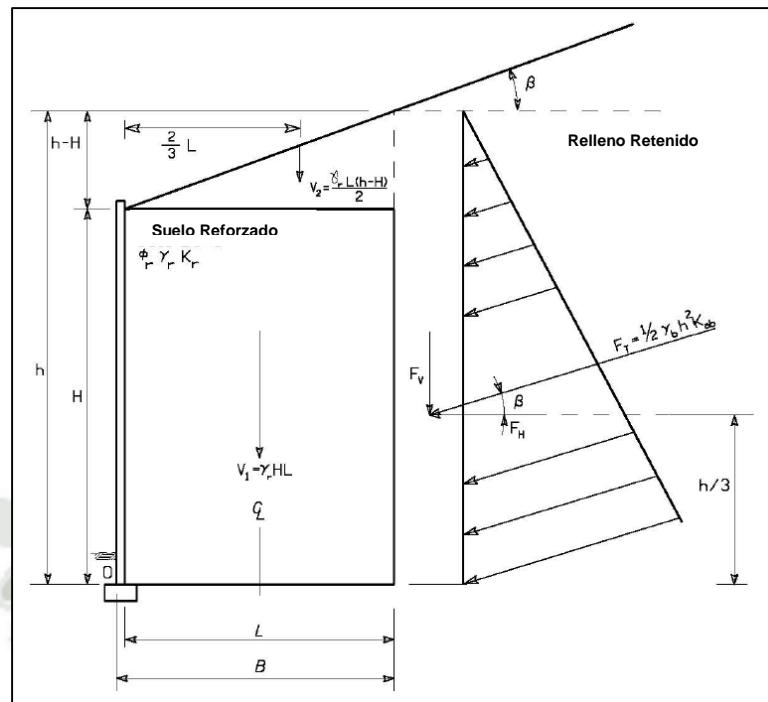


Figura 5-6. – Fuerzas Actuantes en un Muro con Talud Inclinado Constante (FHWA-NHI-10-024, 2009)

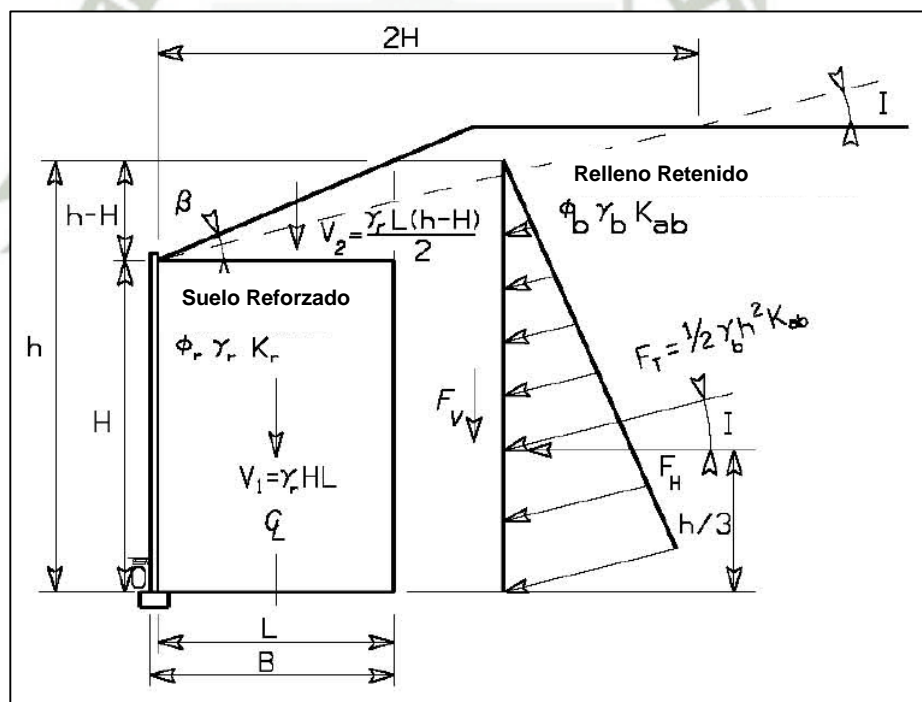


Figura 5-7. – Fuerzas Actuantes en un Muro con Talud Quebrado (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Se deben tener algunas consideraciones para el cálculo del empuje de tierras en cada tipo de configuración de la estructura.

Como se mencionó en el capítulo dos, cuando se presenta un talud quebrado la metodología de Coulomb o Rankine no son aplicables, por tal motivo es que asume una inclinación constante como se observa en la Figura 5-7 y se considera la carga del talud sobre el relleno reforzado.

El motivo de hacer esta simplificación es por facilidad de cálculo, ya que si utilizamos el equilibrio límite el análisis es más complicado.

Las normas relacionadas con el diseño y análisis de muros de suelo reforzado consideran que los resultados obtenidos con las simplificaciones mostradas son satisfactorias, pero en caso sea necesario un cálculo más preciso se puede hacer uso del equilibrio límite o incluso el método de elementos finitos.

Ya que no existe una norma en nuestro país en donde se tengan los lineamientos mínimos para éste tipo de estructuras, es conveniente seguir las recomendaciones de las normas internacionales.

Muro Vertical y Talud Horizontal

El coeficiente activo de presión de tierras para muros con una inclinación del paramento menor a 10° y con un talud horizontal se calcula de la siguiente manera:

$$K_{ab} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 50.0})$$

Muro Vertical y Talud Inclinado con Sobrecarga

En el caso de muros verticales o con inclinación del paramento menor a 10° y que tengan un talud inclinado con sobrecarga el coeficiente de empuje activo se calculara de la siguiente manera:

$$K_{ab} = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi)}{\Gamma \text{sen}^2(\theta) \text{sen}(\theta - \delta)} \quad (\text{Ecuación 51.0})$$

En donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (\text{Ecuación 52.0})$$

β = Ángulo de inclinación del talud.

δ = Ángulo de fricción entre el relleno retenido y el suelo reforzado, se considera igual a β .

ϕ = Ángulo de fricción del relleno retenido.

θ = 90° grados para muros verticales, o casi verticales ($< a 10^\circ$).

La fuerza resultante del empuje de tierras tendrá la orientación de la inclinación del talud, es decir igual a β e igual a δ .

Muro Vertical con Talud Quebrado

En el caso de presentarse un talud quebrado se calculara de la misma forma que un talud constante, haciendo la diferencia que el valor de β y δ será igual al valor de I . En la Figura 5-7 se puede apreciar la forma de calcular éste ángulo.

Muro Inclinado con o sin Talud Inclinado detrás del Paramento

Para muros con una inclinación mayor a 10° se utilizara la fórmula 51 y 52, reemplazando el valor de $\theta = 90$ por el ángulo que corresponde realmente.

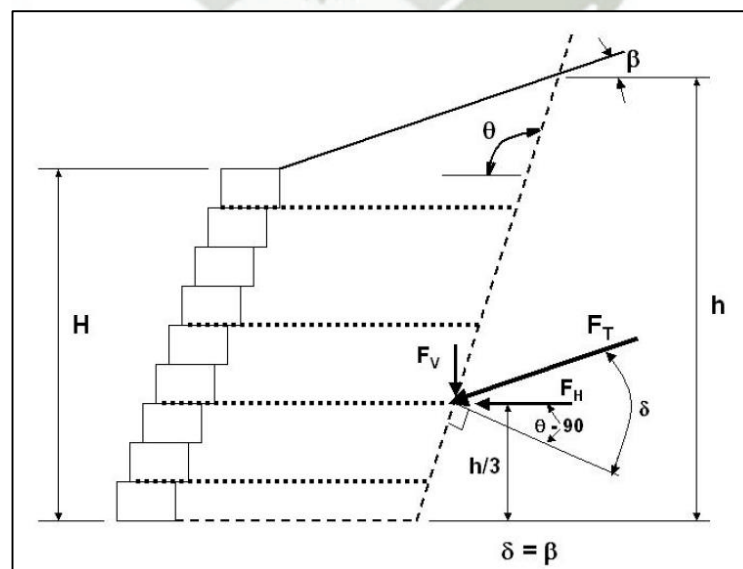


Figura 5-8. – Fuerzas Actuantes en un Muro Inclinado (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Cargas de Tráfico

Las cargas de tráfico deben ser tratadas como cargas vivas distribuidas, esta carga no debe ser menor a una carga de 0.60 m de espesor de suelo. Para la estabilidad externa en muros paralelos al tráfico la carga vehicular será considerada como una altura equivalente de suelo de 0.60 m.

Para la estabilidad externa se considerar la misma carga equivalente a menos que la rueda de los vehículos pase a 0.30 m de la cara del muro, esto no es muy común ya que normalmente se considera una barrera de tráfico.

En el caso de muros que se encuentren perpendiculares al tráfico, como en el caso de un estribo de puente, la altura equivalente de suelo estará dada por la Tabla 5-5.

Si se considera una losa de aproximamiento y está esta sostenida por la parte de atrás del estribo del puente entonces la carga es directamente transmitida al estribo y la altura equivalente de suelo sería igual a cero.

Esto sucedería en el caso que el muro de suelo reforzado se encuentre por detrás de un estribo de concreto armado, teniendo la función de reducir sustancialmente el empuje de tierras al estribo pudiendo economizar la estructura, por ejemplo evitando colocar contrafuertes.

Los sistemas de suelo reforzado también pueden reemplazar totalmente a los estribos de concreto armado, simplemente se deben realizar los cálculos respectivos.

*Tabla 5-5. – Altura Equivalente de Suelo para Cargas en Muros Perpendiculares al Tráfico
(FHWA-NHI-10-024, 2009)*

Altura del Estribo (m)	h_{eq} (m)
1.50	1.20
3.00	0.90
> 6	0.60

5.5. Análisis de Estabilidad Externa

Como en el caso de los muros a gravedad o semi gravedad se consideran cuatro mecanismos de falla en el caso de la estabilidad externa.

- Deslizamiento.
- Volteo. (Al limitar la excentricidad también se verifica el volteo)
- Capacidad Portante.
- Estabilidad Global.

En el caso del suelo reforzado, la estructura en si es todo el relleno reforzado. Los factores de resistencia utilizados para los diferentes mecanismos de falla se muestran en la Tabla 5-6.

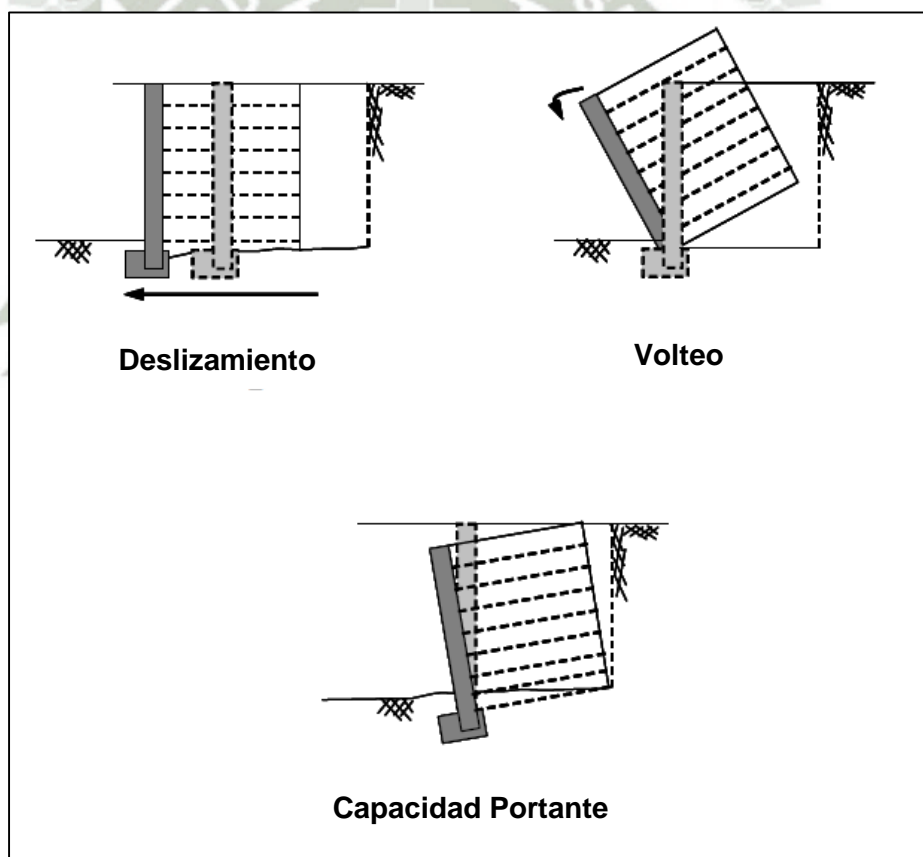


Figura 5-9. – Mecanismos de Falla para la Estabilidad Externa (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Tabla 5-6. – Factores de Resistencia para la Estabilidad Externa (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Modo de Estabilidad	Condición	Factor de Resistencia
Capacidad Portante		0.65
Deslizamiento		1.00
Estabilidad Global	En donde los parámetros geotécnicos estan bien definidos, y el talud no soporta o contiene un elemento estructural	0.75
	En donde los parámetros geotécnicos estan basados en información limitada, o el talud contienen o soporta un elemento estructural	0.65

5.5.1. Estabilidad ante el Deslizamiento

Dentro del dimensionamiento de una estructura de suelo reforzado es importante tomar en cuenta la estabilidad ante el deslizamiento. La fuerza resistente es la menor de las resistencias al corte a lo largo de la base del muro o de la capa más débil cerca a la base del mismo.

La fuerza deslizante es la componente horizontal del empuje de tierras activo en la espalda del muro. La sobrecarga viva no se considera como fuerza estabilizante cuando se hacen los chequeos por deslizamiento, únicamente se considera la carga viva por detrás del macizo reforzado lo cual es más crítico.

El deslizamiento puede ser evaluado de la misma manera como se evalúa el deslizamiento en una zapata. La resistencia contra la falla por deslizamiento se puede estimar de la siguiente manera:

$$R_R = \phi_t R_t \text{ (Ecuación 53.0)}$$

En donde:

ϕ_t = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación. (Igual a 1 para el deslizamiento suelo – suelo)

R_t = Resistencia nominal al deslizamiento entre el relleno reforzado y el suelo de fundación.

Cabe recalcar que no se considera una resistencia pasiva al pie del muro, esto debido a la incertidumbre que existe si en realidad va a ser posible considerar esta fuerza como una fuerza que existirá durante toda la vida útil del muro.

Es posible que durante la vida útil de la estructura el relleno al frente del muro se erosione reduciendo el empuje pasivo a cero, de igual manera por la misma construcción es posible que cualquier relleno en la parte frontal sea eliminado. Asimismo, el aporte del paramento frontal se considera despreciable.

A continuación se presentan las ecuaciones y los pasos para determinar la resistencia al deslizamiento en dos casos típicos:

1. Calcular el valor nominal del empuje por unidad de anchura actuando por detrás de la zona reforzada.

Muro con Talud Horizontal por detrás del Paramento Frontal

La fuerza ejercida por el relleno retenido, F_1 , se calcula de la siguiente manera:

$$F_1 = \frac{1}{2} K_{ab} \gamma_b H^2 \quad (\text{Ecuación 54.0})$$

Para una carga uniformemente distribuida la fuerza es la siguiente:

$$F_2 = K_{ab} q H \quad (\text{Ecuación 55.0})$$

En donde:

K_{ab} = Coeficiente de presión activa de tierras para el relleno retenido.

γ_b = Peso específico del relleno retenido.

H = Altura del relleno retenido.

q = Sobrecarga viva = (Y_r) (h_{eq})

Muro con Talud Inclinado por detrás del Paramento Frontal

$$F_T = \frac{1}{2} K_{ab} \gamma_b h^2 \quad (\text{Ecuación 56.0})$$

En donde:

K_{ab} = Coeficiente de presión activa de tierras para el relleno retenido.

h = Altura total del muro, H , y del talud al final de la zona reforzada

$$= H + L \tan \beta$$

En el caso de tener un talud quebrado (Ver Figura 42.0) $h - H$ no debe exceder la altura de la cresta superior. Si la altura del talud quebrado se define como S , entonces tendríamos lo siguiente:

$$(H + L \tan \beta) \leq (H + S)$$

Utilizar $H + S$ si $L \tan \beta > S$.

2. Calcular las fuerzas nominales y las fuerzas actuantes amplificadas.

Talud Horizontal y sobrecarga viva

$$\sum F = F_1 + F_2 \quad (\text{Ecuación 57.0})$$

$$P_d = \gamma_{EH} F_1 + \gamma_{LS} F_2 \quad (\text{Ecuación 58.0})$$

Talud Inclinado

$$F_H = F_T \cos \beta \quad (\text{Ecuación 59.0})$$

$$P_d = \gamma_{EH} F_H = \gamma_{EH} F_T \cos \beta \quad (\text{Ecuación 60.0})$$

Se debe utilizar el máximo valor del factor de carga de EH (1.50) para poder crear el mayor efecto que pueda provocar el deslizamiento.

3. Determinar las propiedades de fricción más críticas en la base del muro.

Se utilizara el menor valor del ángulo de fricción en las siguientes tres posibilidades:

- ✓ Deslizamiento a lo largo del suelo de fundación, si su resistencia al corte es menor que la resistencia del material de relleno.
 - ✓ Deslizamiento a lo largo del relleno reforzado.
 - ✓ Deslizamiento entre el suelo y el refuerzo, el ángulo de fricción entre el refuerzo y el suelo, ρ , se puede medir por un ensayo de corte directo, en caso no se pueda realizar esta prueba se puede asumir $2/3 \tan \emptyset$.
4. Calcular las componentes nominales de la fuerza resistente y la fuerza resistente amplificada por unidad de longitud del muro.

Talud Horizontal y sobrecarga viva

Para el cálculo de la fuerza resistente al deslizamiento no se considera la carga viva ya que esta ayudaría a la estabilidad del muro.

$$R_r = \gamma_{EV} V_1 \cdot \mu \quad (\text{Ecuación 61.0})$$

Talud Inclinado

$$R_r = [\gamma_{EV} (V_1 + V_2) + \gamma_{EH} (F_T \text{sen} \beta)] \cdot \mu \quad (\text{Ecuación 62.0})$$

En donde:

u = coeficiente de fricción ($\tan \emptyset$ fundación, $\tan \emptyset$ relleno, $\tan \rho$)

Las cargas externas que den estabilidad al deslizamiento solo se deben incluir si son permanentes.

Se debe utilizar el menor factor de carga EV (1.00) en estas ecuaciones para tener la menor resistencia al deslizamiento.

5. Comparar la fuerza resistente, R_t , con las fuerzas actuantes, P_d , para comprobar que la fuerza resistente es mayor.

6. Comprobar la relación de la capacidad de demanda o por sus siglas en inglés (CDR), $CDR = R_t / P_d$. Si $CDR < 1$ se debe incrementar la longitud del refuerzo, L , y se procede a repetir el procedimiento.

5.5.2. Estabilidad ante el Volteo

La estabilidad ante el volteo puede ser controlada verificando que la excentricidad de la resultante de fuerzas no sobrepase el límite permitido. Las fuerzas que se consideran para verificar la excentricidad del sistema se pueden apreciar en la Figura 5-10 y 5-11.

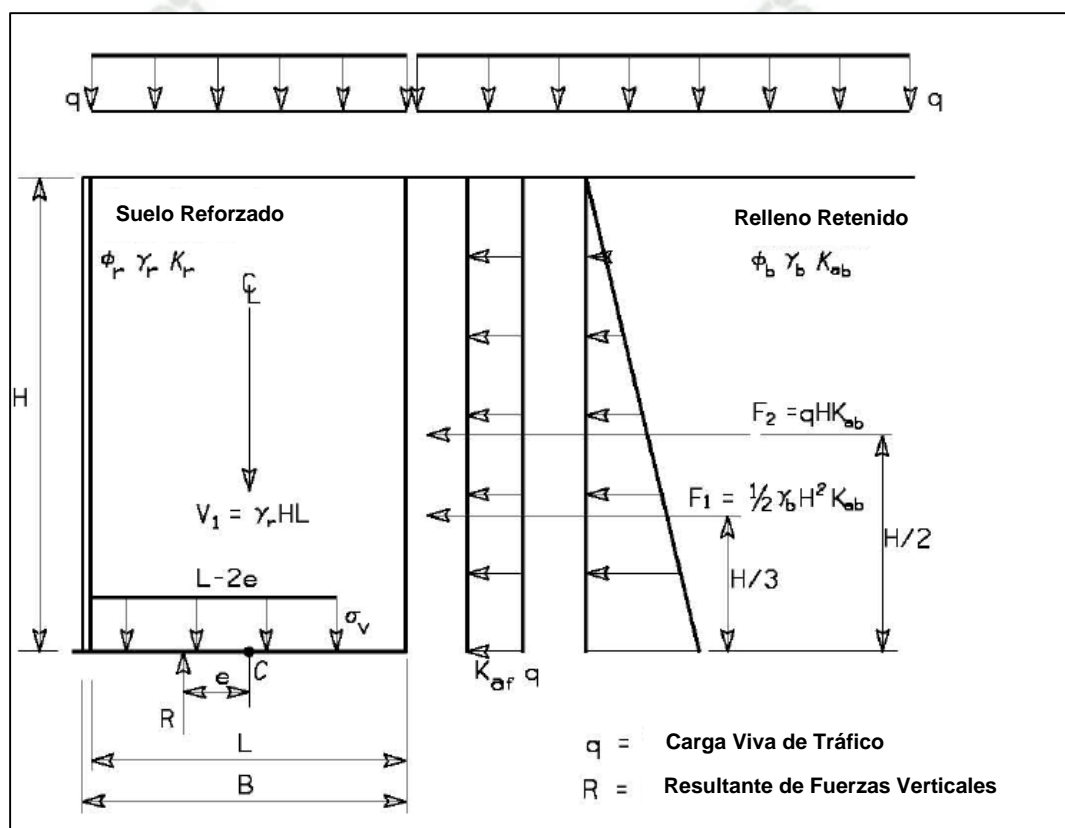


Figura 5-10. – Fuerzas Actuantes para la verificación por Excentricidad con Talud Horizontal (FHWA-NHI-10-024, 2009)

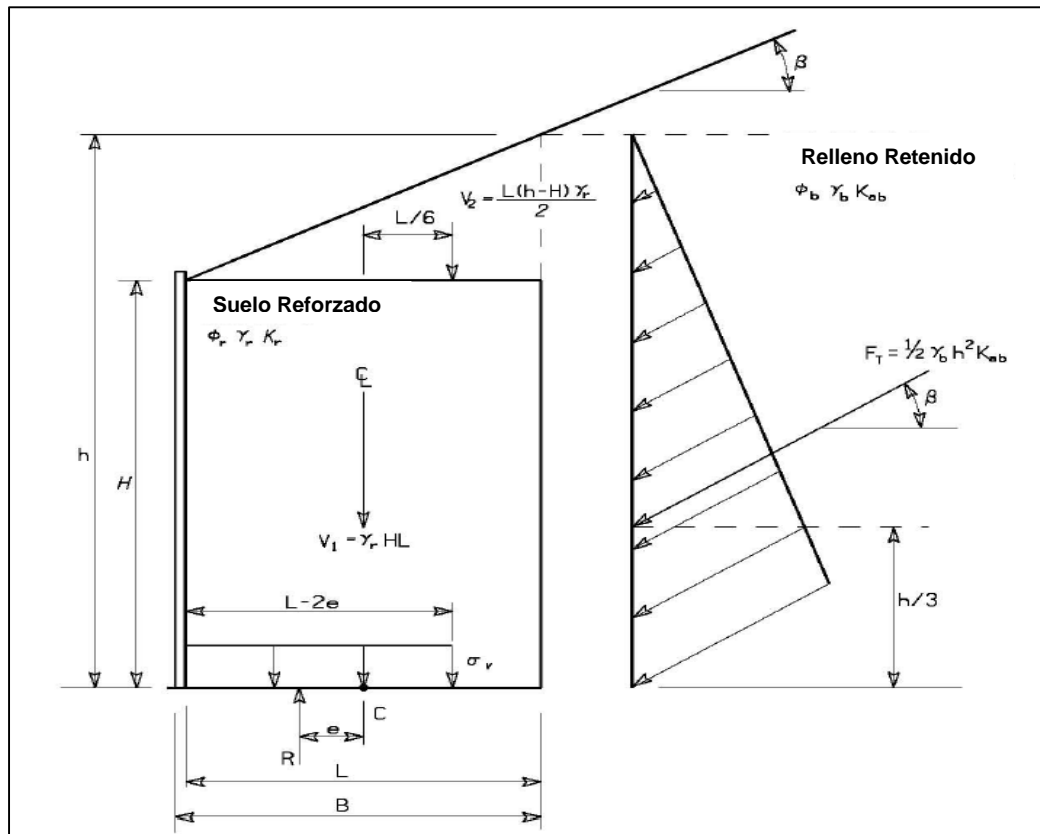


Figura 5-11. – Fuerzas Actuantes para la verificación por Excentricidad con Talud Inclinado (FHWA-NHI-10-024, 2009)

La carga viva q que se encuentra sobre el macizo reforzado no se toma en consideración para el cálculo. Asimismo, el peso del paramento frontal normalmente se desprecia para determinar el valor de e .

La excentricidad, e , es la distancia entre la fuerza resultante de la fundación y el centro de gravedad del macizo reforzado ($L/2$), como se puede apreciar en la Figura 45. El valor de e es determinado sumando los momentos de volteo y los momentos resistentes sobre el centro de la base y dividiéndolo entre las fuerzas verticales actuantes.

$$e = \frac{\sum M_D - \sum M_R}{\sum V} \quad (\text{Ecuación 63.0})$$

A continuación se muestran las ecuaciones resultantes para los casos típicos utilizados para determinar la estabilidad ante el deslizamiento:

Muro con Talud Horizontal por detrás del Paramento Frontal

$$e = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_1 \left(\frac{H}{3} \right) + \gamma_{LS} F_{q-LS} \left(\frac{H}{2} \right)}{\gamma_{EV-MIN} V_1} \quad (\text{Ecuación 64.0})$$

Muro con Talud Inclinado por detrás del Paramento Frontal

$$e = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_T \cos \beta \left(\frac{h}{3} \right) - \gamma_{EH-MAX} F_T \sin \beta \left(\frac{L}{2} \right) - \gamma_{EV-MIN} V_2 \left(\frac{L}{6} \right)}{\gamma_{EV-MIN} V_1 + \gamma_{EV-MIN} V_2 + \gamma_{EH-MAX} F_T \sin \beta} \quad (\text{Ecuación 65.0})$$

Criterio de Verificación de la Excentricidad

La excentricidad, e, es aceptable si la ubicación de la resultante vertical se encuentra dentro del medio de la mitad del ancho de la base ($e_{\text{máx}} = L/4$) para fundaciones de suelo. En el caso que sea una fundación de roca se aceptaría que la resultante se encuentre dentro del medio de las tres cuartas partes de la base ($e_{\text{máx}} = 3/8 L$).

Por lo tanto, para cada caso el valor de e debe ser menor a $e_{\text{máx}}$. Si el valor de la excentricidad resulta mayor se tendrá que aumentar el largo del refuerzo.

Se debe tener en cuenta que estas ecuaciones se pueden utilizar para los casos mencionados, esto debido a que la configuración geométrica de estos casos es muy común.

En el caso que se presente una configuración geométrica diferente se debe realizar el análisis respectivo para determinar los valores de e, considerando los factores de carga adecuados para cada fuerza.

5.5.3. Verificación de la Capacidad Portante

Existen dos modos de falla por capacidad portante, una falla general por corte y una falla local por corte. La falla local se caracteriza por el punzonamiento del suelo de fundación.

Los cálculos para verificar la capacidad portante del suelo de fundación requieren que se trabaje en el estado límite de resistencia y en el estado límite de servicio. Se utiliza el estado límite de servicio para calcular asentamientos, el peso del paramento frontal se desprecia para éste tipo de cálculo.

A diferencia de la verificación por volteo, la carga viva que se encuentra encima del macizo reforzado si se toma en consideración para los cálculos.

Falla por Cortante General

Para evitar una falla en suelo de fundación uniforme, se requiere que las presiones verticales amplificadas en la base del muro (calculadas con la distribución uniforme de Meyerhof) no excedan la resistencia del suelo fundación.

$$q_R \geq q_{uniforme} \quad (\text{Ecuación 66.0})$$

La presión vertical uniforme es calculada como:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{L - 2e_B} \quad (\text{Ecuación 67.0})$$

En donde:

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

L = Ancho de la fundación, longitud del refuerzo.

e_B = Excentricidad para cálculos de capacidad portante.

Es importante mencionar que la excentricidad determinada para verificar la capacidad portante es diferente a la excentricidad calculada para verificar el volteo. A continuación se detallan los pasos y las ecuaciones utilizadas para determinar la excentricidad para los dos casos estudiados en las anteriores verificaciones:

1. Calcular la excentricidad de la fuerza resultante en la base del muro. Para un muro con un talud horizontal y una carga viva uniformemente distribuida se tiene la siguiente ecuación:

$$e_B = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_1 \left(\frac{H}{3} \right) + \gamma_{LS} F_{q-LS} \left(\frac{H}{2} \right)}{\gamma_{EH-MAX} V_1 + \gamma_{LS} qL} \quad (\text{Ecuación 68.0})$$

Se debe utilizar el factor de carga máximo para γ_{EH} y γ_{EV} .

Para muros con talud inclinado se puede utilizar la ecuación 65.0. En caso se tenga un caso distinto a las condiciones de carga y geometría se deben utilizar las ecuaciones correspondientes a dichos casos, realizando el equilibrio de fuerzas respectivo.

2. Calcular los esfuerzos verticales amplificados en la base, asumiendo la distribución de Meyerhof. Para un talud horizontal detrás del paramento y una carga viva uniformemente distribuida tenemos lo siguiente:

$$\sigma_{V-F} = \frac{\gamma_{EV-MAX} V_1 + \gamma_{LS} qL}{L - 2e_B} \quad (\text{Ecuación 69.0})$$

Esta aproximación asume que la distribución del esfuerzo debido a la carga excéntrica puede ser aproximada distribuyendo esta carga sobre el área de la base reducida del muro. El ancho de esta base se define como el ancho original de la base del muro menos dos veces la excentricidad calculada.

Para un muro con talud inclinado por detrás de su paramento frontal el esfuerzo vertical amplificado está dado por:

$$q_{V-F} = \gamma \frac{\gamma_{EV-MAX} V_1 + \gamma_{EV-MAX} V_2 + \gamma_{EH-MAX} F_T \text{sen}\beta}{L - 2e_B} \quad (\text{Ecuación 70.0})$$

3. Determinar la capacidad portante nominal, q_n . La ecuación mostrada es aplicable para un muro sin influencia de nivel freático y sin un talud al pie del muro.

$$q_n = c_f N_c + 0.5L' \gamma_f N_\gamma \quad (\text{Ecuación 71.0})$$

En donde:

c_f = cohesión del suelo de fundación.

γ_f = Peso unitario del suelo de fundación.

N_c y N_γ = Coeficientes adimensionales de capacidad portante. Tabla 5-7.

L' = Ancho de la fundación efectiva, si el valor de eB es negativo considerar $L' = L$.

Si las condiciones de la fundación son distintas no se debe aplicar esta ecuación. Como se puede observar, el aporte del empotramiento del muro se desprecia. En caso sea necesario considerar éste empotramiento se puede considerar parcialmente el aporte del mismo.

4. Comprobar que la capacidad de carga resistente es mayor que los esfuerzos amplificados.

$$q_R \geq q_{V-F} \quad (\text{Ecuación 72.0})$$

$$q_R = \phi q_n \quad (\text{Ecuación 73.0})$$

En donde:

ϕ = Factor de resistencia, para muros de suelo reforzado éste factor es igual a 0.65.

5. El valor de q_{V-F} puede disminuir y q_R puede aumentar si se aumenta la longitud del refuerzo. En caso esto sea muy costoso o no sea posible se puede mejorar el suelo de fundación con los diferentes métodos existentes actualmente.

Tabla 5-7. – Factores Adimensionales para el Cálculo de Capacidad Portante (Modificado,
FHWA-NHI-10-024, 2009)

\emptyset	N_c	N_q	N_v
0	5.14	1.00	0.00
1	5.40	1.10	0.10
2	5.60	1.20	0.20
3	5.90	1.30	0.20
4	6.20	1.40	0.30
5	6.50	1.60	0.50
6	6.80	1.70	0.60
7	7.20	1.90	0.70
8	7.50	2.10	0.90
9	7.90	2.30	1.00
10	8.40	2.50	1.20
11	8.80	2.70	1.40
12	9.30	3.00	1.70
13	9.80	3.30	2.00
14	10.40	3.60	2.30
15	11.00	3.90	2.70
16	11.60	4.30	3.10
17	12.30	4.80	3.50
18	13.10	5.30	4.10
19	13.90	5.80	4.70
20	14.80	6.40	5.40
21	15.80	7.10	6.20
22	16.90	7.80	7.10
23	18.10	8.70	8.20
24	19.30	9.60	9.40
25	20.70	10.70	10.90
26	22.30	11.90	12.50
27	23.90	13.20	14.50
28	25.80	14.70	16.70
29	27.90	16.40	19.30
30	30.1	18.40	22.40
31	32.7	20.60	25.90
32	35.5	23.20	30.20
33	38.6	26.10	35.20
34	42.2	29.40	41.10
35	46.1	33.30	48.00
36	50.6	37.80	56.30
37	55.6	42.90	66.20
38	61.4	48.90	78.00
39	37.9	56.00	92.30
40	75.3	64.20	109.40
41	83.9	73.90	130.20
42	93.7	85.40	155.60
43	105.1	99.00	186.50
44	118.4	115.30	224.60
45	133.9	134.90	271.80

Falla Local por Cortante y Punzonamiento

El cortante local es una transición entre el cortante general y el punzonamiento cortante, esto puede ocurrir en suelos compresibles. Si es posible que ocurra una falla local se necesita reducir los parámetros de esfuerzo cortante para calcular la capacidad portante nominal. La cohesión se reduce a $0.67c'$ y el ángulo de fricción a $\tan^{-1}(0.67\tan\phi')$.

Para prever que no ocurra éste tipo de falla se debe cumplir la siguiente condición:

$$\gamma_r H \leq 3c_u \quad (\text{Ecuación 74.0})$$

En donde:

γ_r = Peso unitario nominal del relleno estructural.

H = Altura del muro.

c_u = Cohesión última.

Es recomendable reemplazar cierta cantidad del suelo de fundación por un material seleccionado para evitar éste problema. Si no es posible reemplazar el material malo se puede mejorar utilizando geomallas biaxiales por ejemplo.

5.5.4. Verificación de la Estabilidad Global

La estabilidad global se puede determinar utilizando un análisis rotacional o de cuñas para examinar los planos potenciales de falla que pasan por detrás y abajo del macizo reforzado.

El análisis se puede realizar mediante métodos clásicos de estabilidad de taludes con la ayuda de programas como por ejemplo *Slide*. En la actualidad existen muchos programas de ayuda en donde se puede analizar un talud por diferentes métodos, en el caso del programa *Slide* uno puede verificar la estabilidad por el método de Bishop, Janbu, Spencer, Fellenius, Cuerpo de Ingenieros, entre otros.

En el caso del suelo reforzado, éste se considera como un cuerpo rígido en donde solo se toman en cuenta las fallas que pasan fuera de la zona reforzada.

Es importante tener en cuenta que un análisis de estabilidad global se debe ejecutar con la combinación de cargas del estado límite de servicio I utilizando los factores de resistencia apropiados.

Para cargas permanentes el factor de carga es igual a uno, el factor de resistencia del suelo al cortante, ϕ , se define de la siguiente manera:

$\phi = 0.75$, en donde los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta o contiene un elemento estructural.

$\phi = 0.65$, en donde los parámetros geotécnicos se basan en información limitada o el talud contiene o soporta un elemento estructural.

En el caso que la estructura sirva como estribo de un puente o que se tenga que controlar asentamientos se debe utilizar un factor de 0.65.

Los factores de resistencia son equivalentes a factores de seguridad de 1.3 en el caso de 0.75 y 1.5 para el valor de 0.65.

$$\phi = 0.75 = \frac{1}{0.75} = 1.3$$
$$\phi = 0.65 = \frac{1}{0.65} = 1.5$$

Actualmente en el mercado de programas computacionales y en el caso particular del diseño y análisis de sistemas de suelo mecánicamente estabilizado el que tiene mayor acogida es el programa MSEW desarrollado por ADAMA Engineering.

Éste programa tiene incorporado todos los análisis de estabilidad externa incluyendo la estabilidad global del muro. Sin embargo, es posible modelar el muro de contención en otros programas de estabilidad de taludes para verificar y comparar resultados en los factores de seguridad.

Se debe tener en cuenta que no todos los programas utilizan la metodología LRFD por lo que la equivalencia del factor de seguridad que se debe obtener con los factores de resistencia de la metodología LRFD ($\phi = 0.75 = FS = 1.3$, $\phi = 0.65 = FS = 1.5$) siempre se debe cumplir de acuerdo a las condiciones del proyecto.

5.6. Análisis de Estabilidad Interna

En un sistema de suelo reforzado la falla interna puede ocurrir de dos maneras:

- La fuerza de tensión en el refuerzo puede ser tan alta que éste empieza a elongarse de manera excesiva o incluso puede romperse, permitiendo grandes deformaciones laterales o el colapso de la estructura. Éste modo de falla es llamado falla por elongación o por ruptura del refuerzo.
- Las fuerzas de tensión aplicadas al refuerzo son más grandes que la resistencia al arrancamiento del mismo permitiendo grandes deformaciones laterales en la estructura o el colapso. Éste modo de falla se conoce como falla por arrancamiento.

Por lo tanto, la finalidad de un análisis interno es determinar las máximas fuerzas de tensión aplicadas en cada nivel de refuerzo, determinar la capacidad al arrancamiento del refuerzo y su capacidad de tensión. Asimismo, la evaluación de posibles desplazamientos laterales.

5.6.1. Tipo de Refuerzo

Como se mencionó en el capítulo tres existen dos grupos de refuerzos, extensibles e inextensibles. El análisis interno del muro varía dependiendo del tipo de refuerzo que se utilice debido a la extensibilidad relativa con el suelo al momento de la falla.

Refuerzos Inextensibles

Para evaluar la estabilidad interna en éste tipo de refuerzo se considera una superficie de falla bi-lineal que divide la zona reforzada en una zona activa y otra resistente. Asimismo, el refuerzo metálico modifica la forma de falla de un suelo, es por eso que no se puede aplicar la superficie de falla de Rankine.

Para determinar la presión de tierras se utiliza la teoría de Coulomb utilizando un ángulo δ igual a cero. Para la estabilidad interna el valor de K_a varía en función de la altura, más adelante se verá éste tema a detalle.

Refuerzos Extensibles

Para determinar la estabilidad interna se utiliza un método simplificado en donde el coeficiente de presión de tierras activo es función del tipo de refuerzo pero a diferencia del K_a de un refuerzo metálico éste no varía con la profundidad.

En el caso de los refuerzos extensibles se considera la superficie de falla de Rankine, esto debido a que el refuerzo se puede deformar más que el suelo antes que la falla y esto permite que no se modifique significativamente la forma de la superficie de falla del suelo.

5.6.2. Determinación de la Superficie de Falla Crítica

La superficie de falla crítica en el caso de los muros reforzados con materiales inextensibles se asume bi-lineal, en el caso de los materiales extensibles la superficie es aproximadamente lineal pero en ambos casos esta superficie pasa por el talón del muro (punto inferior izquierdo).

Como se aprecia en las Figuras 5-12 y 5-13 la superficie de falla varía circunstancialmente dependiendo del material del refuerzo.

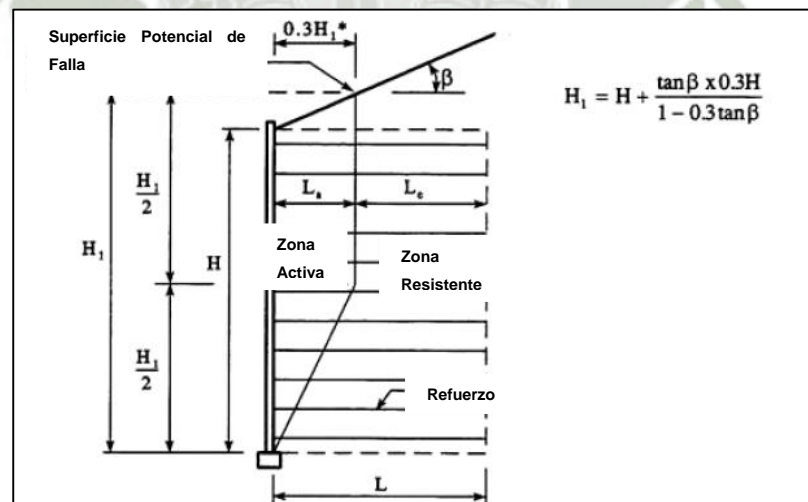


Figura 5-12. – Superficie de Falla en Refuerzos Inextensibles (FHWA-NHI-10-024, 2009)

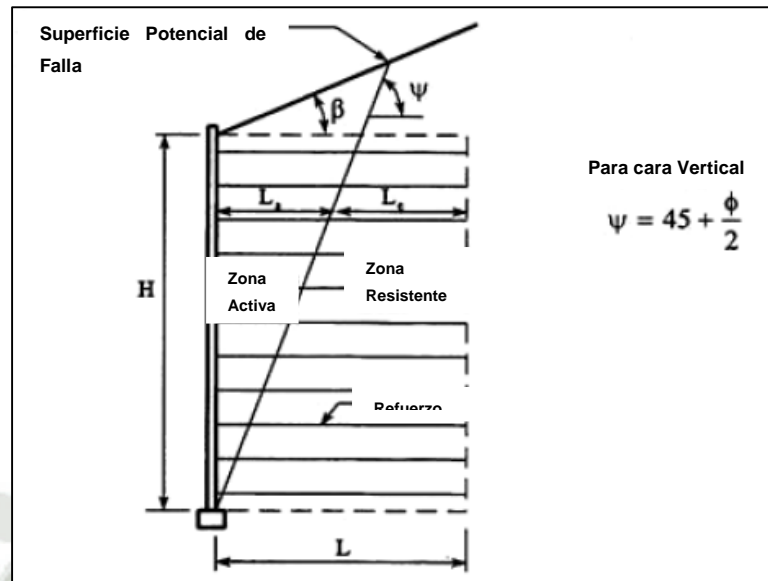


Figura 5-13. – Superficie de Falla en Refuerzos Extensibles (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Es importante mencionar que el ángulo de inclinación de la superficie de falla puede modificarse si el muro tiene un paramento inclinado o si tienen un talud quebrado, a continuación se describen dichas modificaciones:

Para muros con una inclinación del paramento frontal igual o mayor a 10°:

$$\tan(\psi - \theta) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta)[\tan(\phi - \beta) + \cot \text{an}(\phi + \theta - 90)][1 + \tan(\delta + 90 - \theta)\cot \text{an}(\phi + \theta - 90)]}{1 + \tan(\delta + 90 - \theta)[\tan(\phi - \beta) + \cot \text{an}(\phi + \theta - 90)]}$$

$$\delta = \beta$$

En el caso que el muro tenga un talud quebrado se debe reemplazar el valor de β por la inclinación constante equivalente del talud quebrado.

Es importante tener presente las modificaciones que se deben hacer cuando la geometría del muro cambia ya que estas influyen en el diseño final.

5.6.3. Definición de las Cargas sin Amplificar

La principal fuente de carga interna en un muro de suelo reforzado es la presión del suelo debido al relleno estructural y las sobrecargas que puedan existir sobre el mismo.

Las cargas sin amplificar en un muro de suelo reforzado incluyen la presión vertical del suelo (EV), la sobrecarga viva (LS), la sobrecarga de tierra (ES). Los eventos extremos como sismo se evaluarán de acuerdo a las condiciones del sitio en donde se encuentre el proyecto.

La máxima fuerza de tensión es principalmente relacionada con el tipo de refuerzo lo cual es función de la extensibilidad y densidad del refuerzo. Esto ha sido determinado por diferentes investigaciones (Collin, 1986; Christopher et al 1990; Allen et al. 2001) y se ha observado una relación entre el tipo de refuerzo y el esfuerzo de sobrecarga, esto se puede apreciar en la Figura 49.

La relación de K_r/K_a para refuerzos metálicos decrece desde la parte superior del muro hasta volverse constante a una altura superior a los seis metros. A diferencia del refuerzo metálico, un refuerzo extensible tiene un valor de K_r/K_a constante en cualquier punto del muro.

La Figura 5-14 fue desarrollada mediante un análisis de la relación de esfuerzos laterales, K_r , de los datos disponibles en campo en donde los esfuerzos en los refuerzos fueron medidos y normalizados como función del coeficiente de tierras activo de Rankine, K_a .

La teoría de Rankine para la presión lateral de suelos es independiente del talud del relleno contenido y de la interface de fricción. Las relaciones mostradas en la Figura 49 corresponden a valores representativos de un sistema de refuerzo específico que brinda resultados satisfactorios asumiendo un esfuerzo vertical igual al peso de la sobrecarga (YH).

El coeficiente lateral de presión de tierras K_r , se determina aplicando un multiplicador al coeficiente activo K_a .

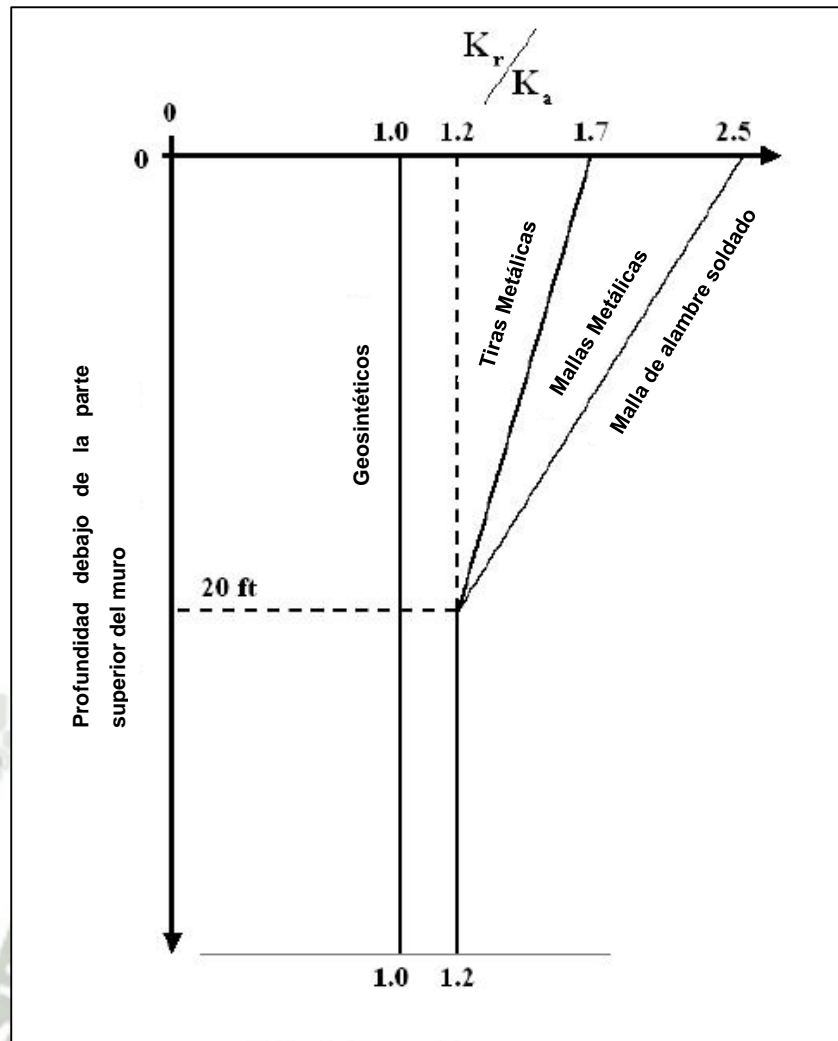


Figura 5-14. – Variación de la Relación de Coeficientes de Esfuerzos Laterales (K_r/K_a) con respecto a la profundidad en el Muro (FHWA-NHI-10-024, 2009)

El coeficiente activo de presión de tierras se determina utilizando la teoría de Coulomb asumiendo que no hay fricción en el muro y que el ángulo β es igual a cero. Para un muro vertical se reduciría el coeficiente a la formulación de Rankine.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 75.0})$$

Para muros con el paramento inclinado (un ángulo de inclinación mayor a 10°) se puede utilizar la forma simplificada del coeficiente de Coulomb:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi)}{\text{sen}^3 \theta \left[1 + \frac{\text{sen} \phi}{\text{sen} \theta} \right]} \quad (\text{Ecuación 76.0})$$

En el caso de tener un talud la sobrecarga equivalente del mismo se puede definir como σ_2 . Es necesario hallar una altura equivalente de suelo para poder determinar el valor de σ_2 y en el caso de tener un talud quebrado esta altura equivalente no debe sobrepasar la altura del quiebre del talud.

Esta sobrecarga σ_2 se reparte en una longitud de $0.7H$ debido a que el efecto causado al considerar mayores longitudes es despreciable.

En la Figura 5-15 se puede apreciar de mejor manera.

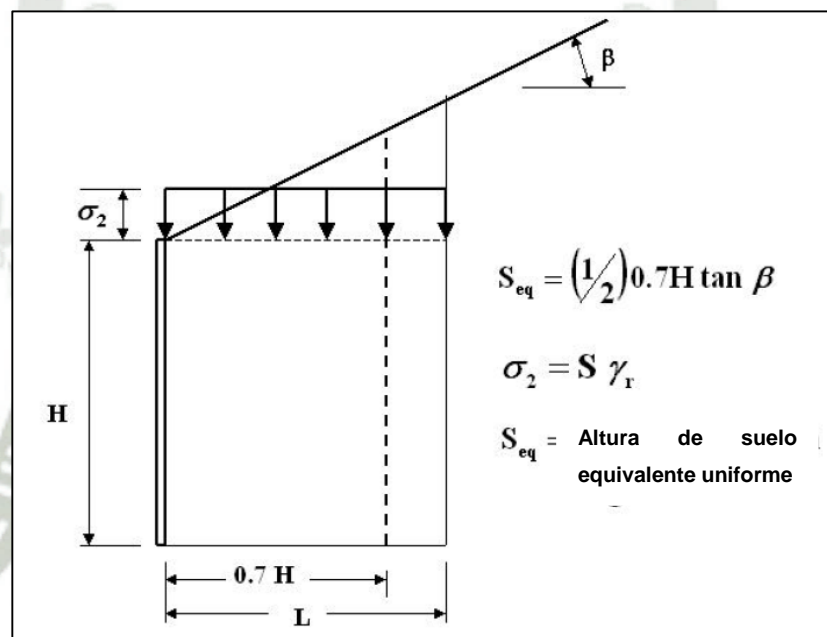


Figura 5-15. – Esfuerzo Vertical en Taludes Constantes para la Estabilidad Interna (FHWA-NHI-10-024, 2009)

En caso se tenga la geometría de la Figura 5-15 se debe tener en consideración la forma de calcular la sobrecarga equivalente del talud.

5.6.4. Establecimiento de la Distribución del Refuerzo

En un sistema de paneles segmentados la distribución del refuerzo es contante a través de toda la altura, por éste motivo es normal que en la parte superior se coloque mayor refuerzo del necesario para la estabilidad.

Sin embargo, para garantizar una zona de suelo reforzada coherente el espaciamiento vertical del refuerzo no debe ser mayor a 80 cm.

En general, hay dos formas de cumplir el espaciamiento vertical máximo:

- En el caso de refuerzos de cintas o grillas utilizados en el sistema de paneles segmentados el espaciamiento vertical se mantiene constante y la densidad del refuerzo aumenta mientras aumenta la profundidad, esto se logra incrementando el número de refuerzos o la resistencia de los mismos. En general el espaciamiento en el sistema es de 75 cm pero puede disminuir para dar una mayor resistencia.
- En el caso de refuerzos como geomallas o geotextiles se puede variar la densidad del refuerzo cambiando el espaciamiento vertical, en el caso de muros tipo Wrap Around esto es posible ya que el diseñador define la altura exacta a la que ira un refuerzo. De igual manera utilizando refuerzos de mayor resistencia se puede aumentar el espaciamiento vertical.

El refuerzo para muros de mediana altura (5 m de altura) normalmente no varía en resistencias, es decir que se utiliza una sola resistencia en todo el muro, pero para muros de mayores alturas es muy probable que se utilicen diferentes resistencias de refuerzo ya que los esfuerzos que se generan en la parte inferior del muro son mucho mayores que los que se generan en la parte superior.

En el mercado actual se pueden encontrar muros de suelo reforzado con un paramento frontal conformado por elementos parecidos visualmente a los gaviones, en el caso de estos muros el refuerzo depende de la altura del elemento frontal pero como máximo se debe espaciar el refuerzo verticalmente a 1 m.

5.6.5. Fuerzas de Tensión Amplificadas en cada Capa de Refuerzo

Cálculo de los Esfuerzos Horizontales

Para el análisis de estabilidad interna se debe establecer en primer lugar la distribución del esfuerzo horizontal, σ_H . El esfuerzo horizontal a cualquier altura dada dentro de la zona reforzada está dado por:

$$\sigma_H = K_r [\sigma_v] + \Delta\sigma_H \quad (\text{Ecuación 77.0})$$

En donde:

K_r = Es el coeficiente de presión lateral de tierra y se puede obtener de la Figura 5-14.

σ_v = Es la presión vertical amplificada a una profundidad determinada.

$\Delta\sigma_H$ = Es el esfuerzo horizontal amplificado debido a sobrecargas externas.

Para analizar la estabilidad interna se deben tener en consideración las siguientes asunciones, las cuales se utilizan para calcular la presión vertical amplificada:

1. La presión vertical debido al peso propio de la zona reforzada se asigna como una carga "EV" con su correspondiente factor de amplificación máximo Y_{P-EV} . El factor de carga máximo es de 1.35 y siempre se utiliza para determinar el esfuerzo crítico.
2. Cualquier carga sobre la zona reforzada debido al suelo o si se trata de una carga equivalente de suelo se asigna como el tipo de carga "EV". En el caso de una carga viva de tráfico que se representa como una altura equivalente de suelo se asume como una carga EV. Esto es diferente al momento de analizar la estabilidad externa, ya que en ese caso la carga de tráfico se considera como "LS".
3. El peso unitario del suelo para determinar la sobrecarga equivalente se asume igual al del relleno estructural que generalmente es mayor al peso unitario del relleno retenido.
4. Cualquier carga vertical que no se debe a una carga de suelo se asigna como una carga tipo "ES". Por ejemplo la carga de una zapata sobre el relleno reforzado. Sin embargo, el factor de carga que se utilizara en éste tipo de carga dependerá de dos factores:
 - a. Si las presiones verticales están basadas en cargas nominales se utilizara un factor de carga igual a 1.5 ($Y_{P-ES} = 1.5$).
 - b. Si las presiones verticales están basadas en cargas amplificadas se utilizara un factor de carga igual a 1 ($Y_{P-ES} = 1.0$).

Es recomendable realizar los cálculos con ambos casos y luego optar por el más crítico.

La presión horizontal amplificada debido a cargas externas, $\Delta\sigma_h$, podría ser de una variedad de fuentes. A continuación dos ejemplos de éste tipo de carga:

1. Presión horizontal debido a los esfuerzos horizontales en el fondo de una zapata sobre la zona reforzada.
2. Presión horizontal de elementos de cimentaciones profundas que se extienden a través de la zona reforzada.

Éste tipo de carga se considera como “ES” si actúan sobre o dentro de la zona reforzada. La aplicación del factor de carga dependerá de los mismos factores que se mencionaron en el punto cuatro párrafos arriba.

A continuación algunos ejemplos de cálculo del esfuerzo horizontal para diferentes casos de carga y geometría:

Muro con talud horizontal detrás del paramento frontal y sin sobrecarga

Éste caso es el más sencillo de configuración que se puede encontrar en una estructura de contención, en realidad no es muy común que suceda esto pero de todas formas es importante conocer la forma de calcular el esfuerzo horizontal en éste tipo de situación.

$$\sigma_H = K_r [(\gamma_r Z) \gamma_{EV-MAX}] \quad (\text{Ecuación 78.0})$$

En donde:

γ_r = Peso específico del relleno estructural.

γ_{EV-MAX} = Factor de carga máximo = 1.35

K_r = Valor obtenido de la Figura 49.

Muro con talud inclinado detrás del paramento frontal

Esta configuración es más común que la anterior pero generalmente se utiliza únicamente para soportar un relleno sin carga alguna. Como se aprecia en la Figura 5-15 el talud se transforma en una carga equivalente, por lo tanto la ecuación tendría la siguiente forma:

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + S_{eq}) \gamma_{EV-MAX}] \quad (\text{Ecuación 79.0})$$

En donde:

S_{eq} = Altura equivalente de suelo en muros con taludes inclinados.

Muro con talud horizontal y sobrecarga

Éste tipo de geometría es la más común que se puede encontrar, por ejemplo es de gran aplicación en carreteras, vías urbanas, intercambios viales, chancadoras primarias, plataformas de maniobras, entre otras.

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + h_{eq}) \gamma_{EV-MAX}] \quad (\text{Ecuación 80.0})$$

En donde:

h_{eq} = Altura equivalente de suelo para la carga vehicular.

Cálculo de la Tensión Máxima, $T_{m\acute{a}x}$

La tensión máxima en cada nivel de refuerzo se calcula en base al espaciamiento vertical que existe entre las diferentes capas de refuerzo, a continuación se muestra la representación matemática:

$$T_{MAX} = \sigma_H S_V \quad (\text{Ecuación 81.0})$$

El término S_v corresponde a la altura tributaria del refuerzo, en la Figura 51 se puede apreciar de mejor manera.

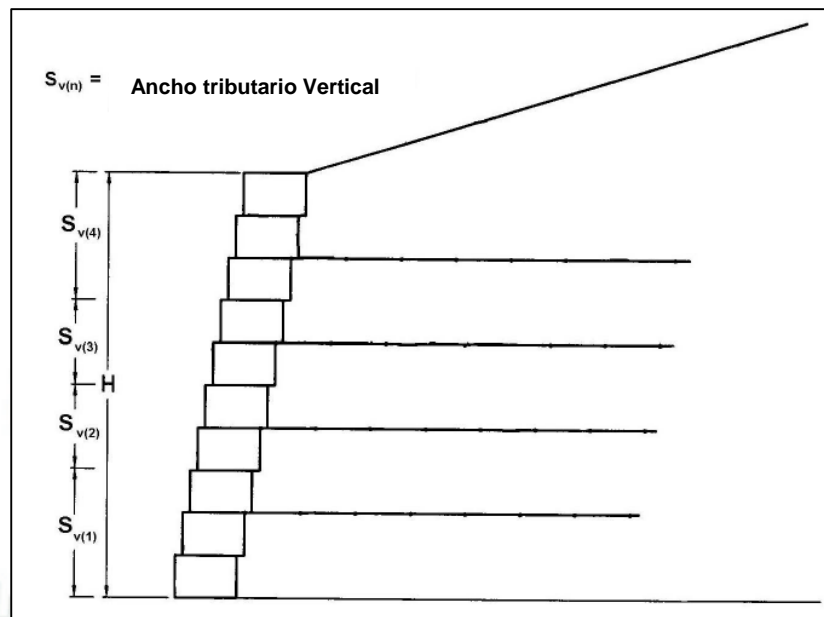


Figura 5-16. – Altura Tributaria del Refuerzo, S_v (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Otra manera de calcular el valor de T_{max} teniendo en cuenta el ratio de cobertura es la siguiente:

$$P_{TMAX-UWR} = \frac{\sigma_H S_V}{R_c} \quad (\text{Ecuación 82.0})$$

En donde:

R_c = Ratio de cobertura, si el refuerzo cubre el 100% de la superficie = 1

En el caso del sistema de paneles segmentados la mejor manera de calcular esta fuerza es la siguiente ya que el cálculo se basa en el refuerzo que hay por tipo de panel, el espaciamiento del refuerzo y las dimensiones del panel son conocidos:

$$P_{TMAX-D} = \frac{\sigma_H S_V W_P}{N_P} \quad (\text{Ecuación 83.0})$$

En donde:

P_{TMAX-D} = Carga máxima amplificada en el elemento de refuerzo discreto.

W_P = Ancho del panel.

N_P = Número de refuerzos por ancho del panel.

5.6.6. Cálculo de la Resistencia del Refuerzo

La resistencia del refuerzo es producto de la resistencia nominal a largo plazo, ratio de cobertura y el factor aplicado, ϕ .

Los factores de resistencia para las diferentes clases de refuerzo se pueden apreciar en la Tabla 5-8. La resistencia del refuerzo está dada por:

$$T_r = \phi T_{al} \quad (\text{Ecuación 84.0})$$

Los valores de T_{al} y T_r pueden ser expresados en términos de la resistencia por unidad de anchura, por elemento de refuerzo o por anchura de la unidad que contiene el refuerzo.

Tabla 5-8. – Factores de Resistencia ϕ para Tensión y Resistencia al Arrancamiento del Refuerzo (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Tipo de Refuerzo y Condición de Carga		Factor de Resistencia
Refuerzos y Conectores Metálicos	Refuerzo de Cintas (A)	
	Carga Estática	0.75
	Combinación de carga Estática/Sísmica	1.00
	Combinación de carga Estática/Impacto de Barrera de Tráfico (B)	1.00
	Refuerzo de Mallas (A,C)	
	Carga Estática	0.65
	Combinación de carga Estática/Sísmica	0.85
Refuerzos y Conectores Sintéticos	Carga Estática	0.90
	Combinación de carga Estática/Sísmica	1.20
	Combinación de carga Estática/Impacto de Barrera de Tráfico (B)	1.20
Resistencia al arrancamiento a la tensión del refuerzo	Carga Estática	0.90
	Combinación de carga Estática/Sísmica	1.20
	Combinación de carga Estática/Impacto de Barrera de Tráfico (B)	1.20
Notas:		
A. Aplicable a la sección bruta menos el área de sacrificio. Para secciones con agujeros, reducir la sección bruta según AASHTO (2007) Artículo 6.8.3.		
B. La combinación de carga Estática/Impacto de Barrera de Tráfico no es presentada en AASHTO.		
C. Aplicable a refuerzo de malla conectado a un paramento frontal rígido (panel de concreto o bloque). Para refuerzo de mallas conectados a paramentos flexibles utilizar el factor de resistencia de refuerzo con cintas.		

5.6.7. Selección del Grado y Número de Refuerzos en cada Capa

Una vez determinado el espaciamiento vertical, las fuerzas amplificadas en cada nivel y la resistencia del refuerzo, se puede definir el tipo de refuerzo y que cantidad tiene que ir en cada capa.

Al establecer el espaciamiento vertical, el grado del refuerzo y el número es posible verificar la resistencia al arrancamiento que se verá en el siguiente punto.

La estabilidad con respecto a la rotura del refuerzo está dada por:

$$T_{MAX} \leq T_r \quad (\text{Ecuación 85.0})$$

5.6.8. Estabilidad Interna con Respecto al Arrancamiento del Refuerzo

La estabilidad con respecto al arrancamiento del refuerzo requiere que la longitud efectiva en la zona resistente sea mayor o igual a la fuerza de tensión actuante en la capa en estudio. Esto se puede verificar de la siguiente manera:

$$\phi L_e \geq \frac{T_{MAX}}{F^* \alpha \sigma_v C R_C} \quad (\text{Ecuación 86.0})$$

En donde:

L_e = Longitud del refuerzo en la zona resistente.

T_{MAX} = Tensión máxima en el refuerzo.

ϕ = Factor de resistencia al arrancamiento para el refuerzo.

F^* = Factor de resistencia al arrancamiento con variación en la profundidad empezando en la misma altura que el valor de K_r/K_a .

α = Factor de corrección de escala.

σ_v = Esfuerzo vertical nominal en cada capa de refuerzo.

$C = 2$ para tiras, grillas.

R_c = Ratio de cobertura.

Para asegurar que la estructura no falle por arrancamiento se debe tener en cuenta la longitud mínima de empotramiento en la zona resistente que debe tener el refuerzo:

$$L_e \geq \frac{T_{MAX}}{F^* \alpha \sigma_v C R_C} \geq 1m \quad (\text{Ecuación 87.0})$$

Por lo tanto, el refuerzo debe estar por lo menos 1 m por detrás de la superficie de falla interna, esto es necesario para garantizar la estabilidad interna de la estructura a lo largo de su vida útil con respecto al arrancamiento.

En la Figura 5-17 se muestra la forma correcta de calcular el esfuerzo vertical en cada capa en el caso de que exista un talud constante por detrás de la cara del muro.

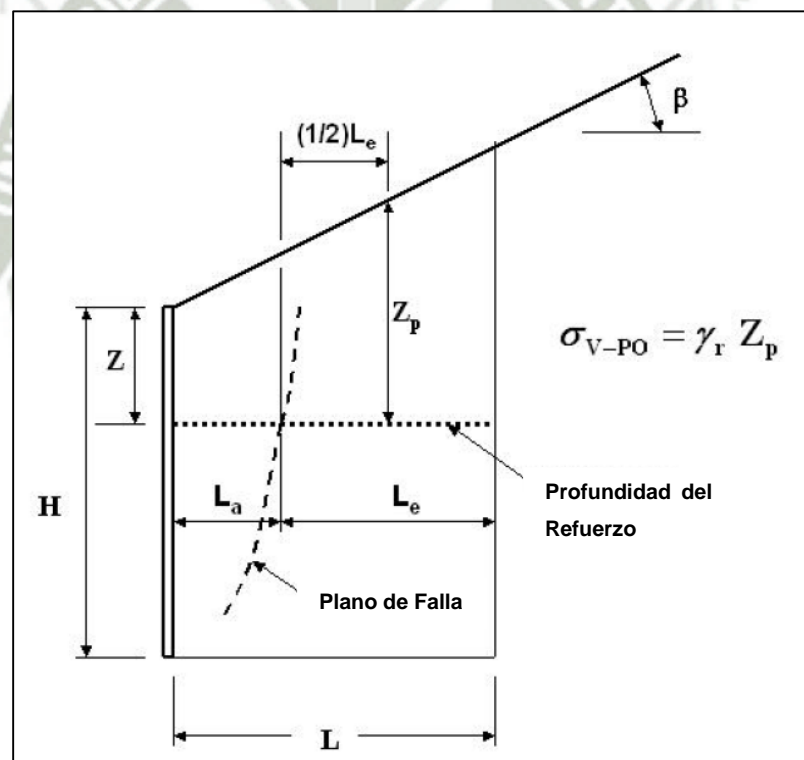


Figura 5-17. – Esfuerzo Vertical con Talud Inclinado (FHWA-NHI-10-024, 2009)

La longitud total del refuerzo necesaria para asegurar una estabilidad interna sería la suma del refuerzo en la zona activa, L_a , más el refuerzo en la zona resistente, L_e :

$$L = L_a + L_e \quad (\text{Ecuación 88.0})$$

Para muros con refuerzo extensible, paramento vertical y talud horizontal, el valor de L_a se puede calcular de la siguiente manera.

$$L_a = (H - Z) \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Ecuación 89.0})$$

En donde:

Z = Profundidad en donde se encuentra el refuerzo.

5.7. Análisis Frente a Eventos Extremos – Sismo

Una vez realizado el análisis estático se debe verificar la estabilidad frente a eventos extremos como son los sismos. En el capítulo dos se presentó una manera de calcular la fuerza sísmica mediante el método de equilibrio límite, la cual es correcta y puede ser utilizada.

Sin embargo, en el presente capítulo se presentara otra manera de verificar la estabilidad pseudo estática ya que la norma en la que se basa el diseño de los sistemas de suelo reforzado lo presenta así.

Para determinar la fuerza que actúa al momento de ocurrir un evento sísmico se utiliza la teoría de Mononobe-Okabe (M-O), la formulación de esta teoría es la siguiente:

$$P_{AE} = 0.5(K_{AE})\gamma_b h^2 \quad (\text{Ecuación 90.0})$$

En donde:

h = Es la altura del muro a través del plano vertical mostrado en la Figura 5-18.

γ_b = Peso específico del relleno retenido.

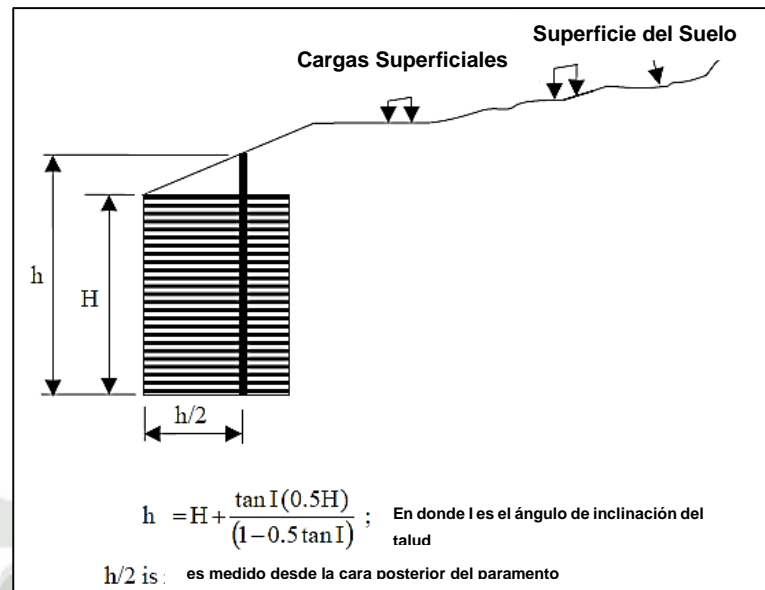


Figura 5-18. – Definición de Alturas para Eventos Sísmicos (FHWA-NHI-10-024, 2009)

El valor de K_{AE} se calcula de la siguiente manera:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(\delta + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \xi - I)}{\cos(\delta + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)}} \right]^2}$$

(Ecuación 91.0)

En donde:

$$\xi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) ; k_h = \text{Coeficiente sísmico horizontal} ; k_v = \text{Coeficiente}$$

sísmico vertical.

δ = Ángulo de fricción con el muro.

$I = \beta$ = Ángulo del talud por detrás del paramento frontal.

ϕ = Ángulo de fricción interna del relleno retenido.

θ = Ángulo de inclinación del paramento frontal.

Para utilizar la teoría de M-O es necesario tener como dato dos coeficientes sísmicos, uno horizontal y otro vertical. Se asume que estos coeficientes son aplicados simultáneamente y uniformemente de todas las partes de la estructura al relleno reforzado y al relleno retenido. Comúnmente se asume el coeficiente sísmico vertical igual a cero.

El empuje total calculado mediante la Ecuación 90 actúa a una altura $h/2$ del muro a partir de la cara interior del paramento frontal (Figura 5-19). Por lo tanto, el esfuerzo debido al empuje pseudo estático, se distribuye uniformemente en toda la altura h (Figura 5-19). Esto es una hipótesis necesaria para utilizar el método de M-O.

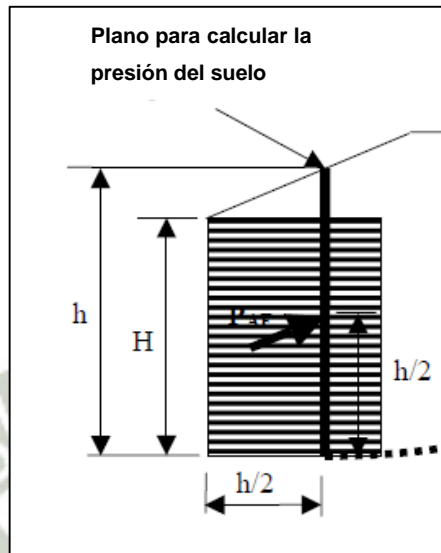


Figura 5-19. – Aplicación de la Carga Sísmica (FHWA-NHI-10-024, 2009)

Fuerza Inercial Horizontal

La fuerza inercial corresponde al peso propio del muro y se calcula de la siguiente manera:

$$P_{IR} = 0.5(k_h)(W) \quad (\text{Ecuación 92.0})$$

En donde:

W = Peso propio del relleno reforzado.

Verificación del Deslizamiento

Para verificar el deslizamiento se utiliza un factor de resistencia igual a 1, el peso total de la zona reforzada y cualquier sobrecarga permanente. La fuerza horizontal, T_{HF} , se calcula de la siguiente manera:

T_{HF} = Componente Horizontal de P_{AE} ($\cos\delta$) + P_{IR} + Y_{EQ} (qls) K_{AEH} + Cualquier otra fuerza horizontal.

La resistencia al deslizamiento está dada por:

$$R_{\tau} = \sum V(\mu) \quad (\text{Ecuación 93.0})$$

En donde:

$\sum V = W + P_{AE} \text{ seno } (\delta) +$ sobrecargas permanentes nominales dentro de la zona reforzada.

El valor de CDR (Capacity Demand Ratio) se calcula de la siguiente forma:

$$CDR_{\text{deslizamiento}} = \frac{R_{\tau}}{T_{HF}} \quad (\text{Ecuación 94.0})$$

Si el valor del CDR para el deslizamiento es mayor a la unidad entonces el diseño es satisfactorio.

Verificación del Volteo

Para verificar el volteo se debe limitar la excentricidad como se vio anteriormente. En el caso del análisis pseudo estático únicamente se debe añadir el valor del empuje P_{AE} y se debe tener en cuenta los siguientes criterios:

1. Para limitar la excentricidad en fundaciones de suelo o roca, la resultante debe estar dentro de $1/3$ de la base muro con un valor de $Y_{EQ} = 0.0$ y dentro de la mitad de los $2/5$ de la base del muro con un valor de $Y_{EQ} = 1.0$. Interpolar linealmente entre estos valores según sea el caso.
2. Para verificar la capacidad portante se debe comparar la presión uniforme efectiva con la resistencia nominal basada en todo el ancho de la zona reforzada. Se utiliza un factor de resistencia igual a 1.

Estabilidad Interna

En caso de la estabilidad interna se asume que la cuña activa (zona activa del bloque reforzado) desarrolla una fuerza dinámica interna, P_i , la cual se determina de la siguiente manera:

$$P_i = k_h W_a \quad (\text{Ecuación 95.0})$$

En donde:

W_a = Peso propio de la zona activa del bloque reforzado.

k_h = Coeficiente sísmico horizontal.

Si el peso del paramento frontal es significativo entonces se debe incluir en el término W_a .

Esta fuerza de inercia, P_i , permitirá que se produzcan las fuerzas de tensión máximas en el refuerzo. Por lo tanto, el refuerzo se debe diseñar para soportar estas fuerzas.

Durante la verificación de estabilidad interna se asume que la ubicación y las líneas de tensión máxima de cambian durante el sismo.

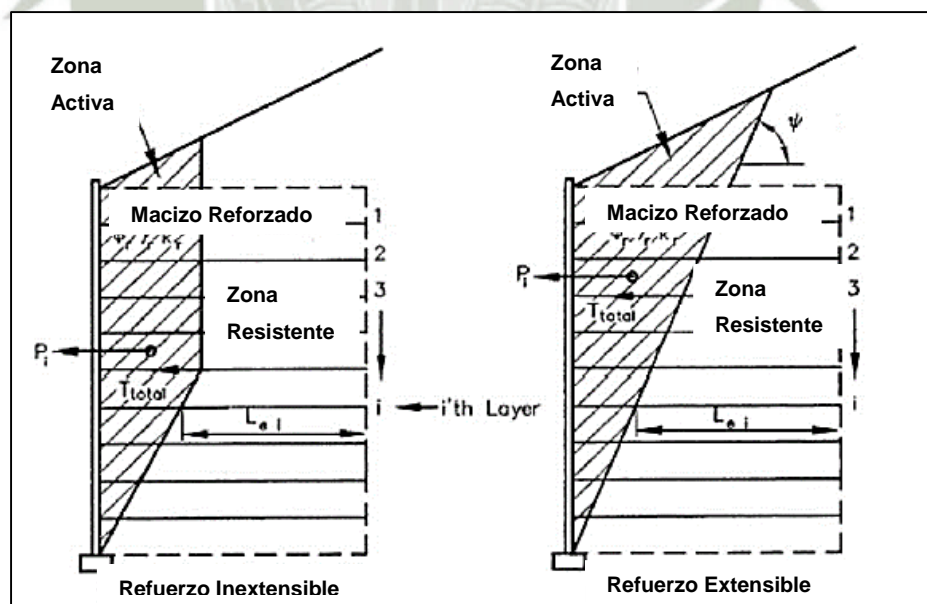


Figura 5-20. – Estabilidad Interna en Muros de Suelo Reforzado (FHWA-NHI-10-024, 2009)

La fuerza inercial se distribuye en los refuerzos de la siguiente manera:

$$T_{md} = \frac{P_i}{n} \quad (\text{Ecuación 96.0})$$

En donde:

T_{md} = Fuerza de inercia dinámica en la capa i del bloque reforzado.

P_i = Fuerza de inercia interna debido al peso propio de la zona activa en el bloque reforzado.

n = Número de capas de refuerzo dentro de la zona reforzada.

El factor de carga para fuerzas sísmicas es igual a 1. Por lo tanto, la fuerza total aplicada al refuerzo está dada por:

$$T_{total} = T_{MAX} + T_{md} \quad (\text{Ecuación 97.0})$$

El refuerzo debe ser diseñado para resistir las fuerzas dinámicas que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura, estas fuerzas incluyen las de tensión y arrancamiento.

➤ Falla por Tensión

En el caso del refuerzo geosintético se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Para la condición sísmica no es necesario tomar en cuenta el factor de reducción por creep ya que se presenta a lo largo de la vida útil del refuerzo.
- La resistencia requerida para resistir T_{max} debe incluir el efecto de creep, pero la resistencia requerida para resistir T_{md} no debe incluir éste factor.

Por lo tanto tendríamos lo siguiente:

- ✓ Componente estática:

$$S_{rs} \geq \frac{T_{MAX} RF}{\phi R_c} \quad (\text{Ecuación 98.0})$$

✓ Componente dinámica:

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md}RF_{ID}RF_D}{\phi R_C} \quad (\text{Ecuación 99.0})$$

En donde:

S_{rs} = Resistencia última del refuerzo requerida para resistir la carga estática.

S_{rt} = Resistencia última del refuerzo requerida para resistir la carga dinámica.

Finalmente podemos determinar la resistencia última a la tensión requerida por el refuerzo geosintético:

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (\text{Ecuación 100.0})$$

➤ Falla por Arrancamiento

Para el refuerzo geosintético o de acero se utiliza la siguiente ecuación:

$$L_e \geq \frac{T_{total}}{\phi(0.8F^* \alpha \sigma_v CR_C)} \quad (\text{Ecuación 101.0})$$

En donde:

Ø = Factor de resistencia al arrancamiento = 1.20.

σ_v = Esfuerzo vertical sin amplificar a la altura de cada refuerzo en la zona resistente.

Para condiciones sísmicas el valor de F* se reduce al 80% del valor utilizado para condiciones estáticas.

5.8. Ejemplo Práctico de Diseño LRFD

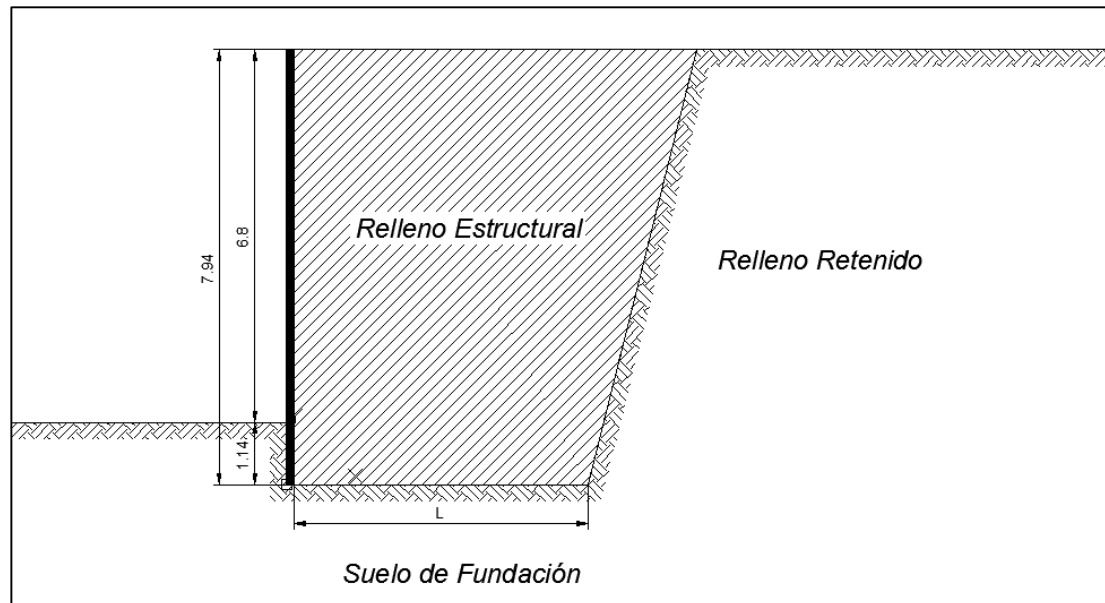


Figura 5-21. – Requerimientos del Proyecto

Leyenda

F1 = Empuje Activo del Suelo.

F2 = Empuje por la sobrecarga.

q = Sobrecarga.

Vs = Sobrecarga aplicada únicamente sobre el muro.

V1 = Peso propio del macizo reforzado.

V2 = Peso propio del talud quebrado.

Kab = Coeficiente activo de suelos.

Γ = Ángulo constante equivalente al talud quebrado.

Kas = Coeficiente de Mononobe – Okabe.

Ao = Coeficiente de aceleración sísmica máximo.

Csh = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal al 50%.

Csv = Coeficiente de aceleración sísmica vertical.

PAE = Empuje debido a las fuerzas sísmicas.

PIR = Fuerza inercial debido al peso propio del macizo reforzado.

CDR = Capacity Demand Ratio.

Ψ = Ángulo entre la horizontal y la línea de falla asumida.

B = Ángulo de inclinación del talud.

La = Longitud de refuerzo en la zona activa.

Le = Longitud de refuerzo en la zona resistente.

Geometría y Condiciones de Carga

- ✓ Lugar = Arequipa
- ✓ Altura Libre = 6.80 m
- ✓ Geometría = Simple
- ✓ Carga Viva = 4.00 Tnf/m²
- ✓ Coef. Sísmico = 0.20

Tabla 5-9. – Parámetros del Proyecto

Suelo de fundación		
ϕ	33	°
γ	16.6	KN/m ³
C	0	KN/m ²
qnf-str	883.7	KN/m ²
qns-ser	618.59	KN/m ²
Relleno Estructural		
ϕ	34	°
γ	18.3	KN/m ³
C	0	KN/m ²
Relleno		
ϕ	33	°
γ	16.6	KN/m ³
c	0	KN/m ²

Tabla 5-10. – Pre dimensionamiento

Empotramiento mínimo	0.6	m
Pendiente en el frente	0	°
Cálculo del Empotramiento	H	
Factor de empotramiento	20	m
Empotramiento Teórico	0.34005	
Empotramiento Final	1.139	m
Longitud del refuerzo	$H*Factor$	
Factor de long. Refuerzo	0.76	
Longitud del refuerzo	6	m
Altura Total del muro	7.94	m

Tabla 5-11. – Cargas Sin Amplificar

ϕ	33	°
ϕ	0.576	rad
θ	90	°
θ	1.571	°
Γ	2.386	rad
Kab	0.29	

Cargas sin amplificar		
F1	151.75	KN
FH1	151.75	KN
Fv1	0	KN
q	40	KN/m2
Vs	240	KN/m
F2	92.1	KN
FH2	92.1	KN
Fv2	0	KN
V1	871.81	KN
V2	0	KN

Tabla 5-12. – Metodología de Mononobe - Okabe

Metodología de Mononobe - Okabe		
Análisis Pseudo Estático		
$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos } \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$		
A0	0.4	
Csh	0.2	
Csv	0	
1 - Csv	1	
	0.2	
θ	0.1974	rad
I	0.000	rad
$\phi - \theta$	0.3790	
ϕ	0.58	
ψ	1.571	
δ	0.58	
	0.8605	
	0.699	
	0.3356	
	0.7129	
Kas	0.433	
PAE	226.57	KN
PIR	87.18	KN

$$C_{sv} = 0.70 \cdot C_{sh}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right)$$

Tabla 5-13. – Factores de Carga

Resumen de factores de carga aplicables análisis estático				
Combinación de carga	Factores de carga			
	EV	ES	EH	LS
Resistencia I (Máxima)	1.35	1.5	1.5	1.75
Resistencia I (Mínima)	1	0.75	0.9	1.75
Servicio I	1	1	1	1

Resumen de factores de carga aplicables análisis pseudo estático				
Combinación de carga	Factores de carga			
	EV	EH	LS	EQ
Evento Extremo I	γ_p	γ_p	$\gamma_{EQ} = 1$	1
Resistencia I (Máxima)	1.35	1.5	1.75	-
Resistencia I (Mínima)	1	0.9	1.75	-
Servicio I	1	1	1	-

Tabla 5-14. – Factores de Resistencia

Resumen de factores de resistencia aplicables para la evaluación de la resistencia estática		
Item	Factor de Resistencia	
Deslizamiento de MSEW sobre suelo de fundación	1	ϕ_s
Capacidad Portante	0.65	ϕ_b
Resistencia a tensión y conectores para el refuerzo con geosintéticos - Estático	0.9	ϕ_t
Resistencia al arrancamiento - Estático	0.9	ϕ_p

Resumen de factores de resistencia aplicables para la evaluación de la resistencia pseudo estática		
Item	Factor de Resistencia	
Deslizamiento de MSEW sobre suelo de fundación	1	ϕ_s
Capacidad Portante	1	ϕ_b
Resistencia a tensión y conectores para el refuerzo con geosintéticos - Estático	0.85	ϕ_t
Resistencia al arrancamiento - Estático	1.2	ϕ_p

Tabla 5-15. – Análisis Estático por Deslizamiento

Análisis Estático por Deslizamiento					
Estabilidad por deslizamiento					
Empuje nominal					
FH1	151.75	KN			
FH2	92.1	KN			
Fuerzas Motrices Str I (max)			Fuerzas Motrices Str I (min)		
Pd	388.8	KN	Pd	297.75	KN
Fricción entre muro y fundación			Fricción entre muro y fundación		
μ	0.649	rad	μ	0.649	rad
Fuerzas Resistentes			Fuerzas Resistentes		
γ_{EH}	1.5		γ_{EH}	0.9	
γ_{EV}	1.35		γ_{EV}	1	
γ_{LS}	1.75		γ_{LS}	1.75	
Rr	763.836	KN	Rr	565.805	KN
Verificación por deslizamiento			Verificación por deslizamiento		
CDRs	1.96	OK	CDRs	1.9	OK
Valores Críticos en Base a Strength I (max) y Strength I (min)					
Mín. Resistente	565.805	KN			
Máx. Actuante	388.8	KN			
Verificación por deslizamiento					
CDRs	1.46	OK			

Tabla 5-16. – Análisis Pseudo Estático por Deslizamiento

Análisis Pseudo Estático por Deslizamiento		
Estabilidad por deslizamiento		
T_{HF}	565.97	KN
ΣV	995.98	KN
R_{τ}	646.39	KN
CDR	1.14	OK

Tabla 5-17. – Análisis Estático por Volteo

Análisis Estático por Volteo		
Excentricidad Límite		
<i>Aplicación de la carga partir de (0,0)</i>		
V ₁	3	m
V ₂	4	m
F _{H1}	2.65	m
F _{H2}	3.97	m
F _{V1}	6	m
F _{V2}	6	m
<i>Aplicación de la carga partir de ((L/2),0)</i>		
V ₁	0	m
V ₂	1	m
F _{H1}	2.65	m
F _{H2}	3.97	m
F _{V1}	3	m
F _{V2}	3	m
Excentricidad Límite		
	Str I (max)	Str I (min)
Carga Vertical Total (Kn)	1176.94	871.81
Momento Resistente (kN.m)	3530.82	2615.43
Momento de Volteo (kN.m)	1243.07	1001.79
Momento Neto (kN.m)	2287.75	1613.64
Ubicación de la Resultante (m)	1.94	1.85
Excentricidad en la Base (m)	1.06	1.15
Excentricidad Límite, e=L/4	1.5	
Verificación	OK	OK
e/L, Calculado	0.18	0.19
Valores Críticos en Base a		
Strength I (max) y Strength I (min)		
Momento de Volteo (kN.m)	1243.07	
Momento Resistente (kN.m)	2615.43	
Momento Neto (kN.m)	1372.36	
Carga Vertical Total (Kn)	871.81	
Ubicación de la Resultante (m)	1.57	
Excentricidad en la Base (m)	1.43	
Excentricidad Límite, e=L/4	1.5	
Verificación	OK	
e/L, Calculado	0.24	

Tabla 5-18. – Análisis Pseudo Estático por Volteo

Análisis Pseudo Estático por Volteo		
Excentricidad Límite		
	Str I (max)	Str I (min)
Carga Vertical Total (kN)	1176.94	871.81
PAE Senδ	124.17	124.17
Momento Resistente (kN.m)	4275.84	3360.45
Momento Empuje Sísmico	752.38	752.38
Momento Empuje de LL	365.64	365.64
Momento por PIR	467.24	346.1
Momento de Volteo (kN.m)	1585.26	1464.12
Momento Neto (kN.m)	2690.58	1896.33
Ubicación de la Resultante (m)	2.07	1.9
Excentricidad en la Base (m)	0.93	1.1
Excentricidad Límite, $e = 0.40 L$	2.4	
Verificación	OK	OK
e/L, Calculado	0.16	0.18
Valores Críticos en Base a		
Strength I (max) y Strength I (min)		
Momento de Volteo (kN.m)	1585.26	
Momento Resistente (kN.m)	3360.45	
Momento Neto (kN.m)	1775.19	
Carga Vertical Total (Kn)	995.98	
Ubicación de la Resultante (m)	1.78	
Excentricidad en la Base (m)	1.22	
Excentricidad Límite, $e=L/4$	2.4	
Verificación	OK	
e/L, Calculado	0.2	

Tabla 5-19. – Análisis Estático por Capacidad Portante

Análisis Estático por Capacidad Portante			
Capacidad Portante de la Fundación			
	Str I (max)	Str I (min)	Ser I
Carga Vertical Total (kN)	1596.94	1291.81	1111.81
Momento Resistente (kN.m)	4790.83	3875.43	3335.43
Momento de Volteo (kN.m)	1243.07	1001.79	767.77
Momento Neto (kN.m)	3547.76	2873.64	2567.66
Ubicación de la Resultante (m)	2.22	2.22	2.31
Excentricidad en la Base (m)	0.78	0.78	0.69
e Límite, $e=L/4$ y $e=L/6$	1.5		1
Verificación	OK	OK	OK
Base Efectiva, $B' = L - 2e$	4.44	4.44	4.62
Esfuerzo en la Cimentación	359.67	290.95	240.65
Capacidad Portante	883.7	883.7	618.59
Verificación	OK	OK	OK
CDR	2.46	3.04	2.57
Valores Críticos en Base a			
Strength I (max) y Strength I (min)			
Momento Resistente (kN.m)	3875.43		
Momento de Volteo (kN.m)	1243.07		
Momento Neto (kN.m)	2632.36		
Carga Vertical Total (kN)	1291.81		
Ubicación de la Resultante (m)	2.04		
Excentricidad en la Base (m)	0.96		
Excentricidad Límite, $e=L/4$	1.5		
Verificación	OK		
Base Efectiva, $B' = L - 2e$	4.08		
Esfuerzo en la Cimentación	316.62		
Capacidad Portante	883.7		
Verificación	OK		
CDR	2.79		

Tabla 5-20. – Análisis Pseudo Estático por Capacidad Portante

Análisis Pseudo Estático por Capacidad Portante	
Capacidad Portante de la Fundación	
	EE I (max)
Carga Vertical Estática (kN)	1416.94
$P_{AE} \text{ Sen } \delta$	124.17
Carga Vertical Total (kN)	1541.11
Momento Resistente (kN.m)	5283.79
Momento de Volteo (kN.m)	1585.26
Momento Neto (kN.m)	3698.53
Ubicación de la Resultante (m)	2.4
Excentricidad en la Base (m)	0.6
e Límite, $e=L/4$	1.5
Verificación	OK
Base Efectiva, $B' = L - 2e$	4.8
Esfuerzo en la Cimentación	321.06
Capacidad Portante	1359.54
Verificación	OK
CDR	4.23

Tabla 5-21. – Evaluación de la Estabilidad Interna

Evaluación de la Estabilidad Interna									
ψ	62								
Kr/Ka	1								
Ka	0.283								
Kr	0.283								
β	0								
Seq	0								
Htotal	7.94								
Estático									
Capa #	Z (m)	Sv (m)	OH (kN/m²)	T_{max} (kN/m)	Pi (kN)	n	T_{md} (kN/m)	T_{Total} (kN/m)	
1	0.85	0.75	5.95	4.46	61.34	10	6.13	10.59	
2	1.60	0.75	11.20	8.40	61.34	10	6.13	14.53	
3	2.35	0.75	16.44	12.33	61.34	10	6.13	18.46	
4	3.10	0.75	21.68	16.26	61.34	10	6.13	22.39	
5	3.85	0.75	26.93	20.20	61.34	10	6.13	26.33	
6	4.60	0.75	32.17	24.13	61.34	10	6.13	30.26	
7	5.35	0.75	37.41	28.06	61.34	10	6.13	34.19	
8	6.10	0.75	42.66	31.99	61.34	10	6.13	38.12	
9	6.85	0.75	47.90	35.93	61.34	10	6.13	42.06	
10	7.60	0.75	53.15	39.86	61.34	10	6.13	45.99	

Tabla 5-22. – Resistencia del Refuerzo – Análisis Estático

Resistencia del refuerzo							
$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D}$ $T_r = \phi T_{al}$							
Refuerzo	PW-30 2L	PW-30 3L	PW-30 4L				
T _{ult} (KN/m)	360	550	830				
Creep, R _{Fcr}	1.38	1.38	1.38				
Durabilidad, R _{Fd}	1.05	1.05	1.05				
Instalación, R _{Fid}	1.04	1.04	1.04				
T _{al} (KN/m)	238.89	364.97	550.78				
∅	0.9	0.9	0.9				
T _r (KN/m)	47.30	108.40	218.11				
∅	0.85	0.85	0.85				
T _r (KN/m)	44.67	102.37	205.99				
Análisis Estático							
Capa #	Z (m)	Sv (m)	Tmax (KN/m)	Refuerzo	T _r (Tn/m)	CDR	
1	0.85	0.75	4.46	PW-30 4L	218.11	48.86	OK
2	1.60	0.75	8.40	PW-30 3L	108.40	12.91	OK
3	2.35	0.75	12.33	PW-30 3L	108.40	8.79	OK
4	3.10	0.75	16.26	PW-30 2L	47.30	2.91	OK
5	3.85	0.75	20.20	PW-30 2L	47.30	2.34	OK
6	4.60	0.75	24.13	PW-30 2L	47.30	1.96	OK
7	5.35	0.75	28.06	PW-30 2L	47.30	1.69	OK
8	6.10	0.75	31.99	PW-30 2L	47.30	1.48	OK
9	6.85	0.75	35.93	PW-30 3L	108.40	3.02	OK
10	7.60	0.75	39.86	PW-30 3L	108.40	2.72	OK

Tabla 5-23. – Resistencia del Refuerzo – Análisis Pseudo Estático

Capa #	Z (m)	Sv (m)	Tmax (kN/m)	Análisis Pseudo Estático		CDR	
				Refuerzo	T _r (Tmf/m)		
1	0.85	0.75	10.59	PW-30 4L	205.99	19.44	OK
2	1.60	0.75	14.53	PW-30 3L	102.37	7.05	OK
3	2.35	0.75	18.46	PW-30 3L	102.37	5.55	OK
4	3.10	0.75	22.39	PW-30 2L	44.67	2.00	OK
5	3.85	0.75	26.33	PW-30 2L	44.67	1.70	OK
6	4.60	0.75	30.26	PW-30 2L	44.67	1.48	OK
7	5.35	0.75	34.19	PW-30 2L	44.67	1.31	OK
8	6.10	0.75	38.12	PW-30 2L	44.67	1.17	OK
9	6.85	0.75	42.06	PW-30 3L	102.37	2.43	OK
10	7.60	0.75	45.99	PW-30 3L	102.37	2.23	OK



Tabla 5-24. – Arrancamiento del Refuerzo – Análisis Estático

Arrancamiento del Refuerzo													
$L_e \geq \frac{T_{MAX}}{\phi F^* \alpha \sigma_r C R_c} \geq 3 \text{ ft (1 m)}$													
Htotal	7.94	L		4.22									
u	62												
Complemento	28												
ϕ	0.9	1.2											
F*	0.47												
α	0.8												
C	2												
				Rc									
				PW-30 2L	PW-30 3L	PW-30 4L	Geomalla						
				0.22	0.33	0.44	1						
Análisis Estático													
Capa #	Z (m)	La (m)	Le (m)	Tmax (kN/m)	La+0.5Le (m)	h en talud	Zp	ov (Tnrf/m2)	Ratio de Covertura	Le requerido (m)	CDR	Verificación Le Requerido	Verificación Le = 1 m mín.
1	0.85	3.77	2.23	4.46	4.88	0.00	0.85	15.58	0.44	0.96	2.32	OK	OK
2	1.60	3.37	2.63	8.40	4.69	0.00	1.60	29.30	0.33	1.28	2.05	OK	OK
3	2.35	2.97	3.03	12.33	4.49	0.00	2.35	43.03	0.33	1.28	2.36	OK	OK
4	3.10	2.57	3.43	16.26	4.29	0.00	3.10	56.75	0.22	1.92	1.78	OK	OK
5	3.85	2.17	3.83	20.20	4.09	0.00	3.85	70.48	0.22	1.92	1.99	OK	OK
6	4.60	1.78	4.22	24.13	3.89	0.00	4.60	84.20	0.22	1.92	2.20	OK	OK
7	5.35	1.38	4.62	28.06	3.69	0.00	5.35	97.93	0.22	1.92	2.40	OK	OK
8	6.10	0.98	5.02	31.99	3.49	0.00	6.10	111.65	0.22	1.92	2.61	OK	OK
9	6.85	0.58	5.42	35.93	3.29	0.00	6.85	125.38	0.33	1.28	4.23	OK	OK
10	7.60	0.18	5.82	39.86	3.09	0.00	7.60	139.10	0.33	1.28	4.54	OK	OK

Tabla 5-25. – Arrancamiento del Refuerzo – Análisis Pseudo Estático

Análisis Pseudo Estático													
Capa #	Z (m)	La (m)	Le (m)	Tmax (kN/m)	La+0.5Le (m)	h en talud	Zp	ov (Trf/m ²)	Ratio de Covertura	Le requerido (m)	CDR	Verificación Le Requerido	Verificación Le = 1m mín.
1	0.85	3.77	2.23	10.59	4.88	0.00	0.85	15.58	0.44	2.14	1.04	OK	OK
2	1.60	3.37	2.63	14.53	4.69	0.00	1.60	29.30	0.33	2.08	1.26	OK	OK
3	2.35	2.97	3.03	18.46	4.49	0.00	2.35	43.03	0.33	1.80	1.68	OK	OK
4	3.10	2.57	3.43	22.39	4.29	0.00	3.10	56.75	0.22	2.48	1.38	OK	OK
5	3.85	2.17	3.83	26.33	4.09	0.00	3.85	70.48	0.22	2.35	1.63	OK	OK
6	4.60	1.78	4.22	30.26	3.89	0.00	4.60	84.20	0.22	2.26	1.87	OK	OK
7	5.35	1.38	4.62	34.19	3.69	0.00	5.35	97.93	0.22	2.20	2.10	OK	OK
8	6.10	0.98	5.02	38.12	3.49	0.00	6.10	111.65	0.22	2.15	2.34	OK	OK
9	6.85	0.58	5.42	42.06	3.29	0.00	6.85	125.38	0.33	1.41	3.85	OK	OK
10	7.60	0.18	5.82	45.99	3.09	0.00	7.60	139.10	0.33	1.39	4.19	OK	OK



CAPÍTULO VI. APLICACIÓN DEL SISTEMA DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO DE PANELES SEGMENTADOS EN LA PLANTA DE CAL - CALQUIPA

6.1. Propiedades de los Materiales

6.1.1. Suelo de Fundación

A continuación se resumen los ensayos realizados para determinar las características físicas y mecánicas del suelo de fundación encontrado en la zona del proyecto.

6.1.1.1. Densidad de Campo

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Densidad de Campo – Cono de Arena

Método del Cono de Arena

Proyecto	: Construcción muros de contención echadero de tolvas Calquipa
Localización de proyecto:	Arequipa - Caylloma - Callalli
Descripción del suelo	: Arena con finos
Realizado por	: Bach en Ing. Civil Alonso Alejandro Polar Manrique
Fecha	: 27/08/2013

Datos de laboratorio del ensayo de terreno

Método del Cono de Arena

	M-1
Peso de bolsa + suelo húmedo	806.50 g
Peso de la bolsa	8.20 g
Peso del suelo húmedo, W'	798.30 g
Peso del suelo húmedo + bandeja	1291.10 g
Peso del suelo seco + bandeja	1136.60 g
Peso de la bandeja	493.50 g
Peso del suelo seco	643.10 g
Contenido de humedad, w%	24.02%



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

Datos del terreno

Método del Cono de Arena

	M-1
Tipo de arena usada	Ottawa
Peso unitario de la arena, γ_{arena}	1.54 g/cm ³
Peso de frasco + cono después de usarlo	2315.50 g
Peso de arena usada (hueco + cono)	2503.30 g
Peso de frasco + cono antes de usarlo	4818.80 g
Peso de arena en el cono + plancha	1757.00 g
Peso de la arena en el hueco, W	746.30 g
Volumen del hueco, V_h	484.61 cm ³

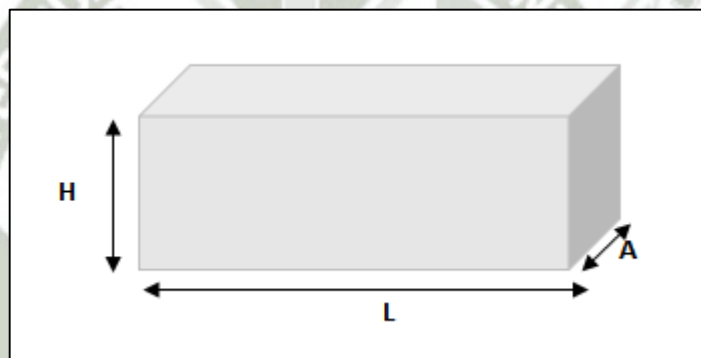
Densidad del suelo

Densidad húmeda, $\gamma_{húmeda} = W'/V_h$	1.65 g/cm³
Densidad seca, $\gamma_{seca} = W/V$	1.25 g/cm³

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Densidad de Campo - Parafina

Método de la Parafina

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Promedio
Largo (L)	4.9	4.95	4.9	4.8	4.85	4.9	4.9	4.95	4.9	4.9	4.895
Ancho (A)	2.4	2.4	2.4	2.35	2.3	2.35	2.35	2.3	2.3	2.3	2.345
Alto (H)	3.7	3.6	3.6	3.55	3.55	3.55	3.6	3.6	3.6	3.55	3.59
Volumen											41.21
Peso											39.1
γ_p											0.95

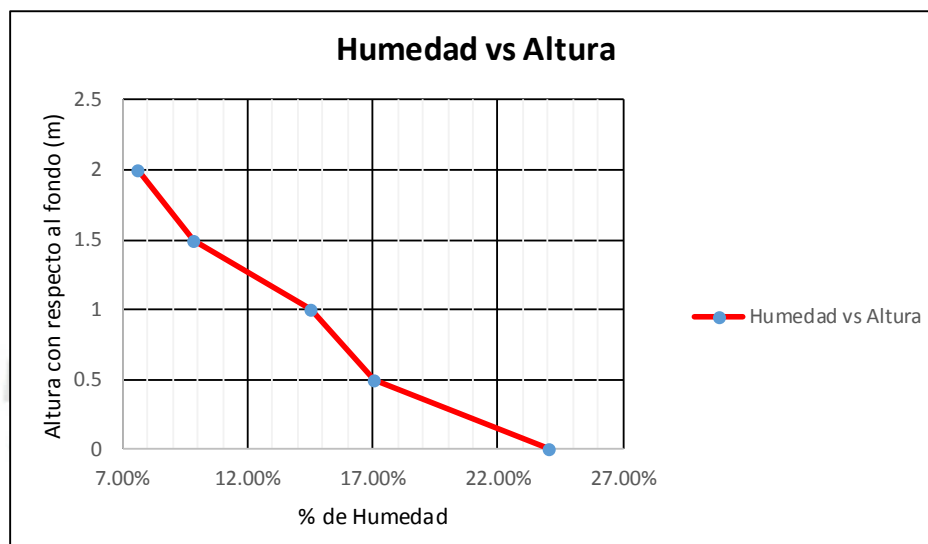


$$\gamma = \frac{W}{\frac{W_o + W_{mp} - W_f}{1 \frac{g}{cm^3}} - \frac{W_{mp} - W}{\gamma_p}}$$

	M - 1	M - 2	M - 3	M - 4
Peso con parafina (W _{mp})	44.70 g	69.80 g	64.90 g	40.70 g
Peso sin parafina (W)	37.20 g	60.10 g	52.10 g	35.20 g
Peso probeta con agua (W _o)	1242.20 g	1242.20 g	1242.20 g	1242.20 g
Peso probeta con muestra (W _f)	1256.70 g	1265.70 g	1261.90 g	1255.90 g
Peso específico parafina (γ _p)	0.95 g/cm ³	0.95 g/cm ³	0.95 g/cm ³	0.95 g/cm ³
Peso específico muestra húmeda (γ)	1.67 g/cm³	1.67 g/cm³	1.64 g/cm³	1.66 g/cm³
Peso específico muestra húmeda (γ)	1.66 g/cm³			
Contenido de Humedad, w%	24.02%			
Peso específico muestra seca (γ)	1.26 g/cm³			

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: H

Humedad de Campo



El nivel cero es el fondo de la calicata realizada.

	TN - 0.00	TN - 0.50	TN - 1.00	TN - 1.50	TN - 2.00
Altura de la muestra	0	0.5	1	1.5	2
Peso de la lata		26.2	27.4	27.7	27.4
Peso de lata + suelo humedo		78.3	85.8	87.9	89.5
Peso de lata + suelo seco		70.7	78.4	82.5	85.1
Contenido de Humedad	24.02%	17.08%	14.51%	9.85%	7.63%

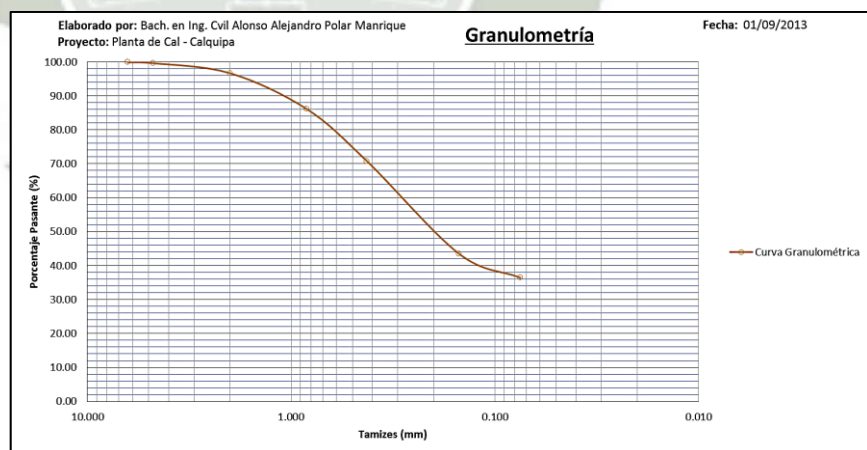


6.1.1.2. Análisis Granulométrico por Tamizado

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Granulometría

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido	% Parcial Retenido	% Parcial Pasante	% Gravas, Arenas y Finos	% Acumulado	
						retenido	pasa
3"	76.200	0.0	0.00	100.00	0.38	0.00	100.00
2"	50.300	0.0	0.00	100.00		0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.0	0.00	100.00		0.00	100.00
1"	25.400	0.0	0.00	100.00		0.00	100.00
3/4"	19.050	0.0	0.00	100.00		0.00	100.00
1/2"	12.700	0.0	0.00	100.00		0.00	100.00
3/8"	9.525	0.0	0.00	100.00		0.00	100.00
1/4"	6.350	2.9	0.10	99.90		0.10	99.90
Nº4	4.760	8.7	0.29	99.62	0.38	99.62	
Nº8	2.360	0.0	0.00	99.62	63.17	0.38	99.62
Nº10	2.000	88.3	2.92	96.70		3.30	96.70
Nº16	1.180	0.0	0.00	96.70		3.30	96.70
Nº20	0.840	318.7	10.54	86.16		13.84	86.16
Nº30	0.600	0.0	0.00	86.16		13.84	86.16
Nº40	0.425	464.2	15.35	70.80		29.20	70.80
Nº50	0.300	0.0	0.00	70.80		29.20	70.80
Nº60	0.250	0.0	0.00	70.80		29.20	70.80
Nº80	0.180	0.0	0.00	70.80		29.20	70.80
Nº100	0.150	824.7	27.28	43.53		56.47	43.53
Nº200	0.075	214.0	7.08	36.45	36.45	63.55	36.45
Platillo		1102.1	36.45	0.00	100.00	100.00	
		3023.6	100.00				

Porcentajes	
Grava	0.38%
Arena	63.17%
Finos	36.45%
Constantes Físicas	
LL	35.19%
LP	25.60%
IP	9.59%
Ipc	11.09%
Clasificación	
SUCS	SM
AASHTO	A - 4 (1)

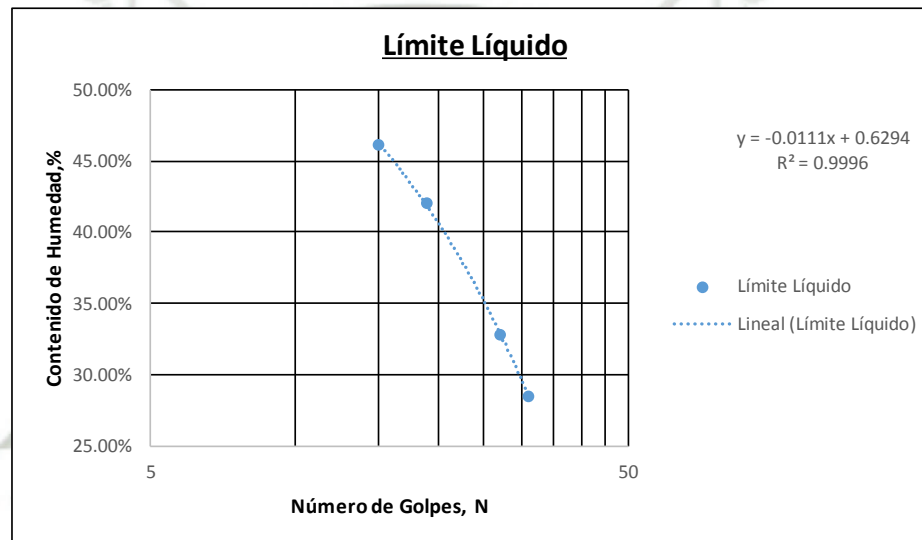


6.1.1.3. Límite Líquido, Límite Plástico

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiya	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Límites de Atterberg

Límite Líquido

N° de Cápsula	1	2	3	4
Muestra Húmeda + Cápsula	35.91	38.77	45.14	42.37
Muestra Seca + Cápsula	30.44	31.9	35.06	32.5
Peso Cápsula	11.22	10.96	11.08	11.09
N° de Golpes	31	27	19	15
Contenido de Humedad	28.46%	32.81%	42.04%	46.10%



N° Golpes	w%
25 Golpes	35.19%

Límite Plástico

N° de Cápsula	XVI	XXIX	XIX	III
Peso Cápsula	11.04	11.07	11.01	11.14
Muestra Húmeda + Cápsula	13.68	14.28	14.32	14.24
Muestra Seca + Cápsula	13.15	13.63	13.64	13.6
Contenido de Humedad	25.12%	25.39%	25.86%	26.02%
Contenido de Humedad	25.60%			

IP	9.59%
-----------	-------



6.1.1.4. Gravedad Específica

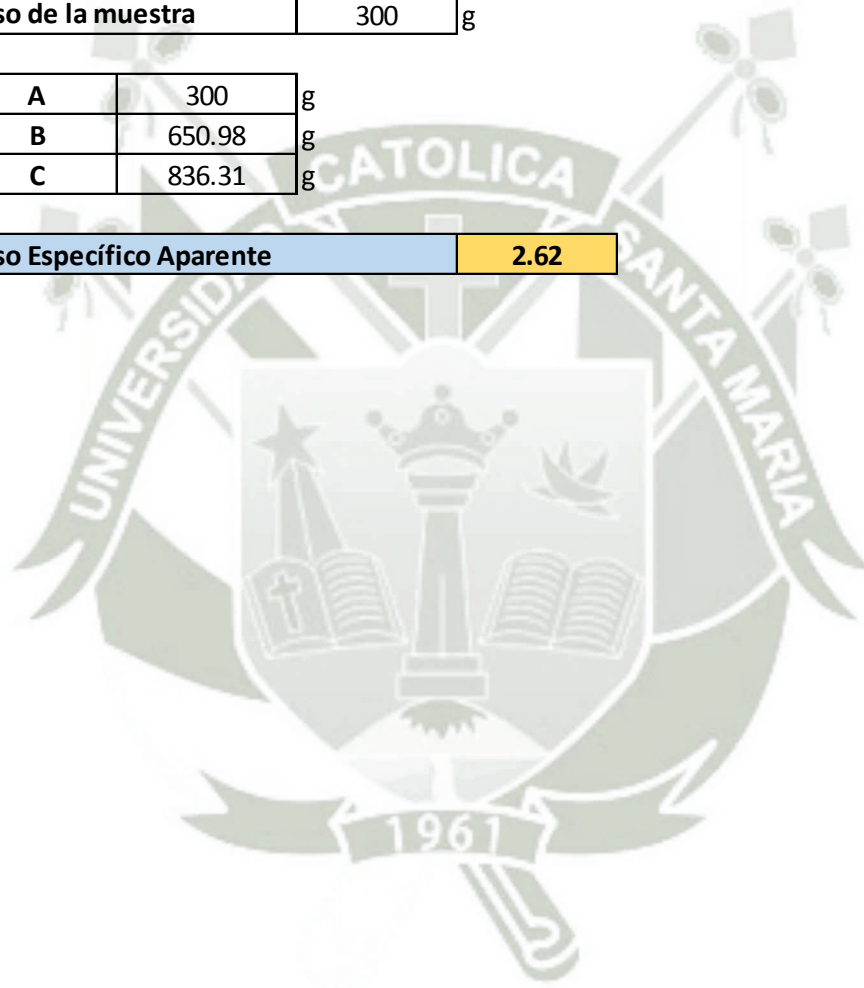
Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiqa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Gravedad Específica

A	Peso de la muestra desecada al horno.
B	Peso fiola + agua
C	Peso fiola + agua + suelo

Peso de la fiola	154.23	g
Peso de la muestra	300	g

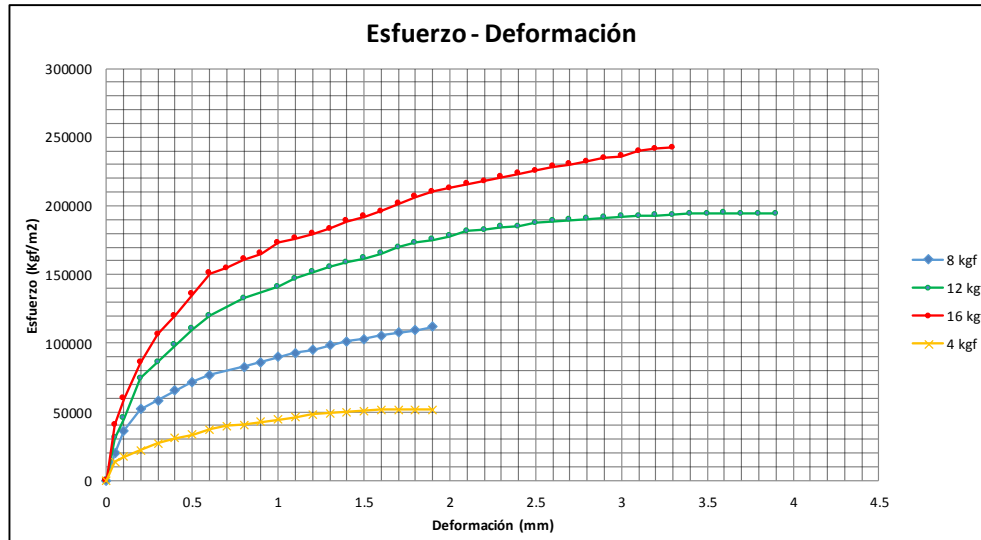
A	300	g
B	650.98	g
C	836.31	g

Peso Específico Aparente	2.62
---------------------------------	-------------

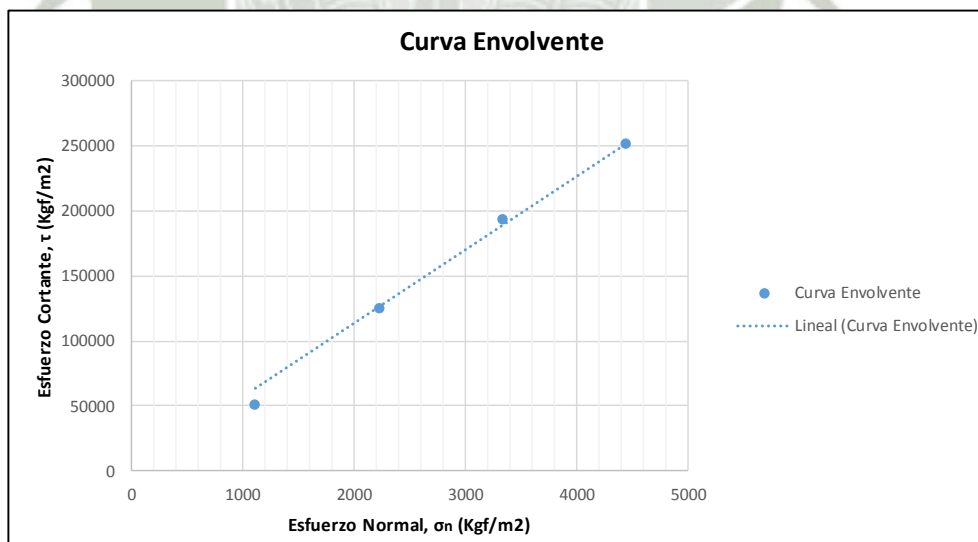


6.1.1.5. Ensayo de Corte Directo

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Corte Directo



Área (m ²)	P (Kgf)	$\tau = \sigma/A$ (Kgf/m ²)	$\sigma = P/A$ (Kgf/m ²)
0.0036 m ²	16	252277.78	4444.44
0.0036 m ²	12	194113.89	3333.33
0.0036 m ²	8	125577.78	2222.22
0.0036 m ²	4	51630.56	1111.11



ϕ	33.4°
C	0



6.1.1.6. Peso Unitario Máximo

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Peso Unitario Máximo

Altura reducida	6.2	6.3	6.2	6.15
Alt. Reducida Prom.	6.2125			
Alto	9.2875			
Volumen	1694.18			
Peso del Molde	3578			
Peso Molde + Muestra	6468			
γ máximo seco	1.71 g/cm³			

γ_d (natural)	1.66 g/cm³
--------------------------------	------------------------------

$$D_r (\%) = \frac{\gamma_d - \gamma_{mín}}{\gamma_{máx} - \gamma_{mín}} \left(\frac{\gamma_{máx}}{\gamma_d} \right)$$

Densidad Relativa	95.08%
--------------------------	--------

	Muy Suelta	Suelta	Med. Densa	Densa	Muy Densa
Dr (%)	0 a 15	15 a 30	30 a 60	60 a 80	80 a 100



6.1.1.7. Peso Unitario Mínimo

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Peso Unitario Mínimo

	1	2	3	3
Diámetro	15.24	15.24	15.24	15.24
Alto	15.5	15.5	15.5	15.5
Volumen	2827.43	2827.43	2827.43	2827.43
Peso del Molde	3578	3578	3578	3578
Peso Molde + Muestra	6576	6556	6587	6630
Y mínimo	1.06	1.05	1.06	1.08
Y mínimo seco	1.05 g/cm3			




Resumen de Resultados

Descripción del Ensayo		
Densidad de Campo por el método del Cono de Arena	1.65	Tnf/m3
Cntenido de Humedad Natural	24.02	%
Densidad de campo por el método de la parafina	1.66	Tnf/m3
Análisis de Suelos por Tamizado		
Clasificación SUCS	SM	
Clasificación AASHTO	A - 4 (1)	
Límites de Atterberg		
Límite Líquido	35.19	%
Límite Plástico	25.60	%
Índice de Plasticidad	9.59	%
Gravedad Específica	2.62	
Ensayo de Corte Directo		
Ángulo de fricción interna	33	°
Cohesión	0	Tnf/m2
Peso Unitario Máximo Seco	1.71	Tnf/m3
Densidad Relativa	95.08	%
Peso Unitario Mínimo	1.05	Tnf/m3

6.1.2. Relleno Estructural

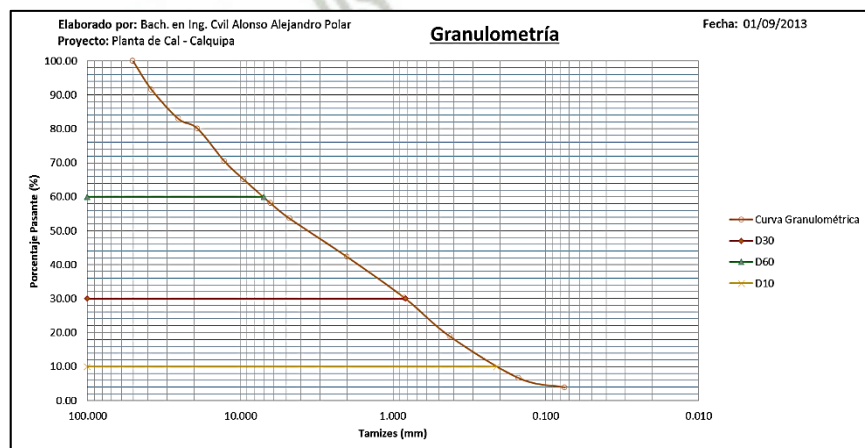
A continuación se resumen los ensayos realizados para determinar las características físicas y mecánicas del relleno estructural a ser utilizado en el análisis del muro de contención.

6.1.2.1. Análisis Granulométrico por Tamizado

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Granulometría

Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido	% Parcial Retenido	% Parcial Pasante	% Gravas, Arenas y Finos	% Acumulado	
						retenido	pasa
3"	76.200	0.0	0.00	100.00	46.37	0.00	100.00
2"	50.300	0.0	0.00	100.00		0.00	100.00
1 1/2"	38.100	346.8	8.42	91.58		8.42	91.58
1"	25.400	354.5	8.61	82.98		17.02	82.98
3/4"	19.050	118.0	2.86	80.11		19.89	80.11
1/2"	12.700	396.5	9.62	70.49		29.51	70.49
3/8"	9.525	219.4	5.33	65.16		34.84	65.16
1/4"	6.350	288.8	7.01	58.15		41.85	58.15
Nº4	4.760	186.3	4.52	53.63		46.37	53.63
Nº8	2.360	0.0	0.00	53.63	49.76	46.37	53.63
Nº10	2.000	466.0	11.31	42.32		57.68	42.32
Nº16	1.180	0.0	0.00	42.32		57.68	42.32
Nº20	0.840	498.3	12.10	30.22		69.78	30.22
Nº30	0.600	0.0	0.00	30.22		69.78	30.22
Nº40	0.425	465.2	11.29	18.93		81.07	18.93
Nº50	0.300	0.0	0.00	18.93		81.07	18.93
Nº60	0.250	0.0	0.00	18.93		81.07	18.93
Nº80	0.180	0.0	0.00	18.93		81.07	18.93
Nº100	0.150	507.5	12.32	6.61		93.39	6.61
Nº200	0.075	112.8	2.74	3.87	3.87	96.13	3.87
Platillo		159.5	3.87	0.00	100.00	100.00	0.00
		4119.6	100.00				

Porcentajes	
Grava	46.37%
Arena	49.76%
Finos	3.87%
Constantes Físicas	
LL	24.98%
LP	NP
IP	NP
I _{pc}	3.64%
D ₁₀	0.21 mm
D ₃₀	0.83 mm
D ₆₀	7.00 mm
Cu	33.33
Cc	0.47
Clasificación	
SUCS	SP
AASHTO	A - 1 - a (1)

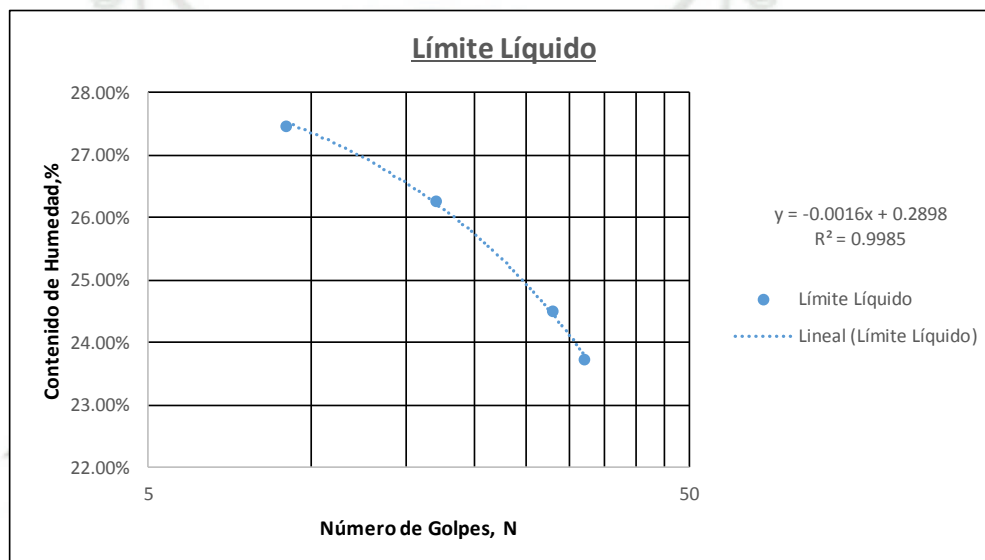


6.1.2.2. Límite Líquido, Límite Plástico

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Límites de Atterberg

Límite Líquido

N° de Cápsula	XIII	X	XXVII	XXXV
Muestra Húmeda + Cápsula	42.9	48.07	38.06	39.16
Muestra Seca + Cápsula	36.8	40.8	32.4	33.11
Peso Cápsula	11.1	11.15	10.86	11.1
N° de Golpes	32	28	17	9
Contenido de Humedad	23.74%	24.52%	26.28%	27.49%



N° Golpes	w%
25 Golpes	24.98%

Límite Plástico

N° de Cápsula	NO PRESENTA
Peso Cápsula	
Muestra Húmeda + Cápsula	
Muestra Seca + Cápsula	
Contenido de Humedad	



6.1.2.3. Gravedad Específica

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Gravedad Específica

A	Peso de la muestra desecada al horno.
B	Peso fiola + agua
C	Peso fiola + agua + suelo

Peso de la fiola	154.23
Peso de la muestra	300

A	300
B	650.94
C	841.2

Peso Específico Aparente	2.73
---------------------------------	-------------

Peso Específico de las Piedras

A	Peso en el aire de la muestra seca en gramos.
B	Peso en el aire de la muestra saturada superficialmente seca.
C	Peso sumergido en agua de la muestra saturada.

Canastilla Sumeriga	614.2
Peso Bandeja	515.4
Bandeja + Piedra Húmeda	3872.1
Canasta + Piedra	2505.5
Piedra seca + bandeja	3713.7

A	3198.3
B	3356.7
C	1891.3

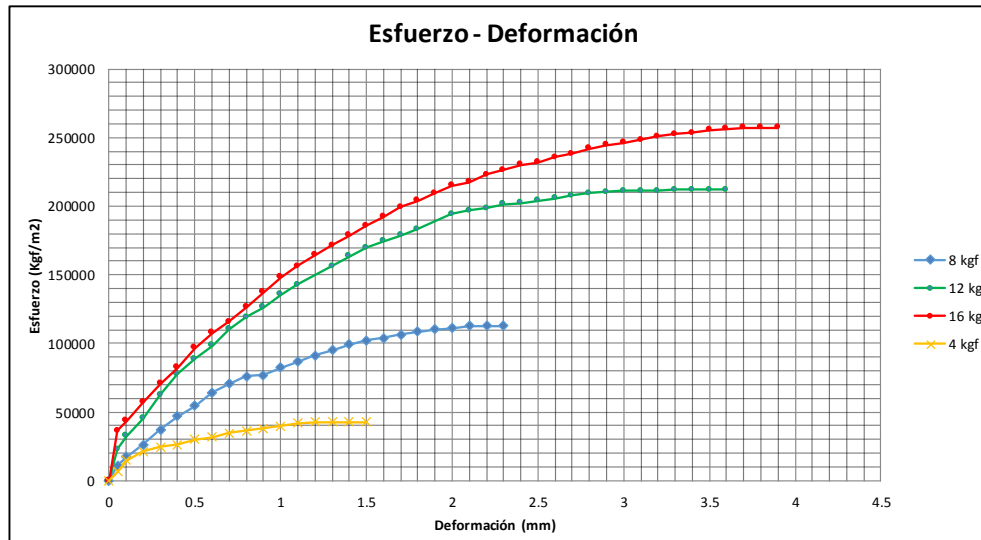
Peso Específico Aparente	2.18
Peso Específico Aparente (S.S.S)	2.29
Peso Específico Nominal	2.45
Absorción	4.95%

Gravedad Específica	2.60
----------------------------	------

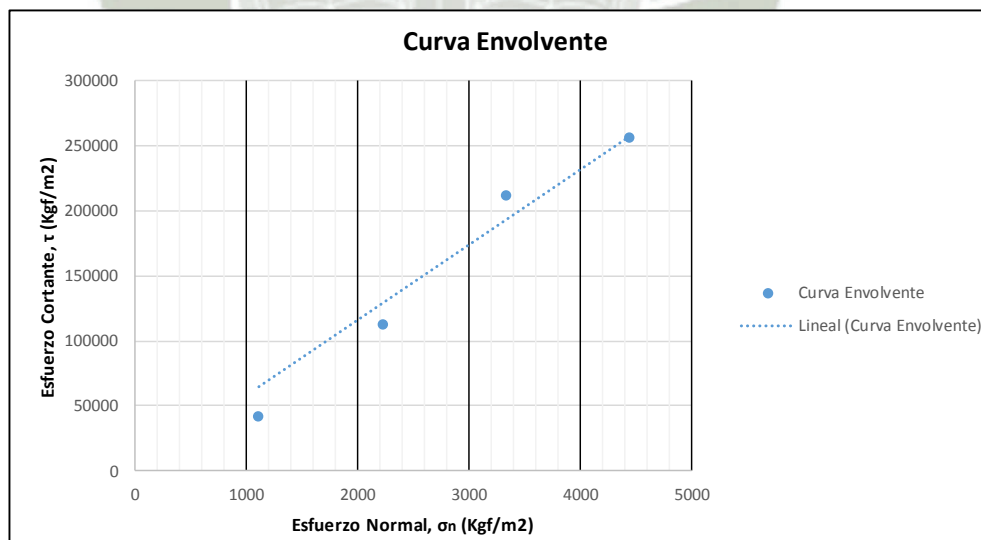
Gruesos	Finos	Gs Gruesos	Gs Finos	Gs Ponderada
46.37	53.63	2.45	2.73	2.6

6.1.2.4. Ensayo de Corte Directo

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiqa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Corte Directo



Área (m ²)	P (Kgf)	$\tau = \sigma/A$ (Kgf/m ²)	$\sigma = P/A$ (Kgf/m ²)
0.0036 m ²	16	257236.11	4444.44
0.0036 m ²	12	212147.22	3333.33
0.0036 m ²	8	112952.78	2222.22
0.0036 m ²	4	42613.89	1111.11



ϕ	34°
C	0



6.1.2.5. Peso Unitario Máximo

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Peso Unitario Máximo

Altura reducida	4.5	4.6	4.7	4.75
Alt. Reducida Prom.	4.6375			
Alto	10.8625			
Volumen	1981.48			
Peso del Molde	3578			
Peso Molde + Muestra	7419			
γ máximo seco	1.94 g/cm³			

6.1.2.6. Peso Unitario Mínimo

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiipa	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Peso Unitario Máximo

	1	2	3	4
Diámetro	15.24	15.24	15.24	15.24
Alto	15.5	15.5	15.5	15.5
Volumen	2827.43	2827.43	2827.43	2827.43
Peso del Molde	3578	3578	3578	3578
Peso Molde + Muestra	7344	7370	7519	7333
γ mínimo	1.332	1.341	1.394	1.33
γ mínimo seco	1.33 g/cm³			

6.1.2.7. Ensayo de Proctor Modificado

Proyecto: MSEW Planta de Cal – Calquiya	Muestra: Terreno Natural
Localización: Arequipa - Caylloma - Callalli	Elaborado por: AAPM
Descripción del Suelo: Arena con Finos	Ensayo: Proctor Modificado

Número de Golpes	56 goles
Número de Capas	5 capas
Tamaño del Martillo	Martillo Grande
Diámetro del Molde	Molde de 6"
Peso del Martillo	4.54 Kg (10 lb)

Características del molde			
Alto	Diámetro	Volumen	Peso
11.6	15.24	2116.01	6454

Gravedad Específica	2.60	Gruesos	46.37	Finos	53.63	Gs Gruesos	2.45	Gs Finos	2.73	Gs Ponderada	2.6
----------------------------	------	----------------	-------	--------------	-------	-------------------	------	-----------------	------	---------------------	-----

Determinación de la Densidad

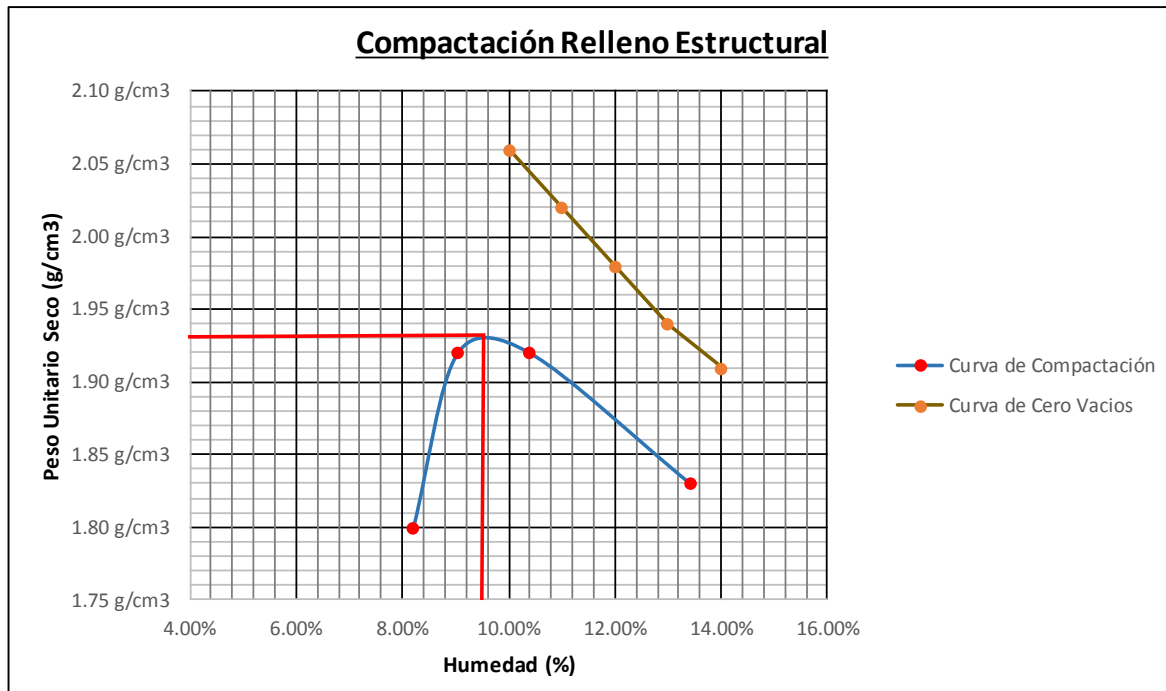
Contenido de Humedad deseado	4%	6%	8%	10%
Bandeja	3	4	1	2
Peso de la Bandeja	981.00 g	974.00 g	758.00 g	1090.00 g
Peso Bandeja + Muestra	6481.00	6474.00	6258.00	6590.00
Agua para añadir a la muestra	220.00 g	330.00 g	440.00 g	550.00 g
Peso Molde + Muestra	10580.00 g	10883.00 g	10940.00 g	10844.00 g
Densidad (g/cm³)	1.95 g/cm³	2.09 g/cm³	2.12 g/cm³	2.07 g/cm³

w %	γ húmedo	γ seco
8.21%	1.95 g/cm ³	1.80 g/cm ³
9.04%	2.09 g/cm ³	1.92 g/cm ³
10.40%	2.12 g/cm ³	1.92 g/cm ³
13.41%	2.07 g/cm ³	1.83 g/cm ³

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$$

w %	γ cero vacíos
10%	2.06 g/cm ³
11%	2.02 g/cm ³
12%	1.98 g/cm ³
13%	1.94 g/cm ³
14%	1.91 g/cm ³

$$\gamma_{ZAV(cero\ vacíos)} = \frac{G_s}{1 + G_s * w} * \gamma_w$$



C.H.O	Y seco
9.40%	1.93 g/cm ³

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA, MECÁNICA ELECTRICA Y
MECATRÓNICA
LABORATORIO DE MATERIALES

6.1.3. Refuerzo Polimérico

6.1.3.1. Ensayo de Tracción

Cinta polimérica

Cabe resaltar que en nuestro país no existe una metodología definida para realizar ensayos en éste tipo de materiales, y en especial éste tipo de material polimérico compuesto.

Por tal motivo se adaptan ciertas normas internacionales las cuales pueden satisfacer las necesidades requeridas, algunas de las normas se mencionan a continuación:

- European Standard EN ISO 1798 : 1999
- European Standard EN ISO 527-3 : 1995 + Corrigendum AC : 1998 + AC : 2002
- ASTM D 638
- BS EN ISO 10319: 2008.

La cinta ensayada es fabricada por Linear Composites Ltd, esta cinta polimérica tienen la aprobación de la BBA (British Boards of Agrément) para poder ser utilizada en muros de suelo mecánicamente estabilizado de paneles segmentados.

El nombre comercial de la cinta es ParaWeb 2D y viene en las siguientes resistencias:

- ✓ 30 KN
- ✓ 40 KN
- ✓ 50 KN
- ✓ 70 KN
- ✓ 75 KN
- ✓ 100 KN

La cinta polimérica varia en espesor y grosor de acuerdo a la resistencia requerida. Las pruebas fueron realizadas en el laboratorio de materiales del programa profesional de Ingeniería Mecánica, quienes tuvieron la gran gentileza de proporcionar todos los alcances posibles para poder efectuar las pruebas de la mejor manera.

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA MECÁNICA, MECÁNICA ELECTRICA Y MECATRÓNICA
LABORATORIO DE MATERIALES

Ensayos cinta polimérica ParaWeb 2D – 30 KN

Fecha del Ensayo: 13/07/2013

Tabla 6-1. – Dimensionamiento de las Muestras ParaWeb 2D – 30 kN

DIMENSIONES DE LAS MUESTRAS (cm)										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Prueba 1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.95	1	0.95	0.95	0.95	0.95
Prueba 2	0.85	0.9	0.9	0.9	0.85	0.9	0.85	0.9	0.9	0.9
Prueba 3	0.85	0.85	0.8	0.8	0.85	0.8	0.8	0.8	0.85	0.8
Prueba 4	1	1	1	1	0.9	1	0.95	1	0.95	0.95
Prueba 5	0.85	0.85	0.85	0.9	0.9	0.85	0.85	0.9	0.9	0.9

Tabla 6-2. – Dimensiones de Muestras ParaWeb 2D – 30 kN

Promedio (mm)	Espesor (mm)	Area Sección (mm ²)	Long. Muestra (mm)	Area Frontal (mm ²)
9.35	1.85	17.2975	50	467.5
8.85	1.85	16.3725	50	442.5
8.2	1.85	15.17	30	246
9.75	1.85	18.0375	50	487.5
8.75	1.85	16.1875	50	437.5

Observaciones en el ensayo		Vel. Carga
Se deslizó la muestra y se rompió el revestimiento de PVC rápidamente pero no rompió el poliester		500
Se deslizó la muestra y se rompió el revestimiento de PVC pero no rompió el poliester, la curva salió mejor		200
Se deslizó la muestra pero agarro un poco mas, el PVC se rompió y no agarro el poliester		200
La muestra estiró pero no rompió, el poliester se deslizó internamente		100
La muestra se estiró y no rompió, se produjeron dos cuellos de botella porque se espero mas tiempo		100

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA MECÁNICA, MECÁNICA ELECTRICA Y
MECATRÓNICA
LABORATORIO DE MATERIALES

Resultados:

Tabla 6-3. – Resultados de Muestras ParaWeb 2D – 30 kN

	Carga (KN)	Deformación (mm)	Esfuerzo (KN/mm2)	Def. Unitaria (mm/mm)
Prueba 1	1.62	154.48	0.094	3.09
Prueba 2	1.32	80.86	0.081	1.62
Prueba 3	1.98	94.61	0.131	3.15
Prueba 4	2.64	64.96	0.146	1.3
Prueba 5	2.4	144.76	0.148	2.9

Gráficas Esfuerzo Deformación:

Pruebas de Tracción:

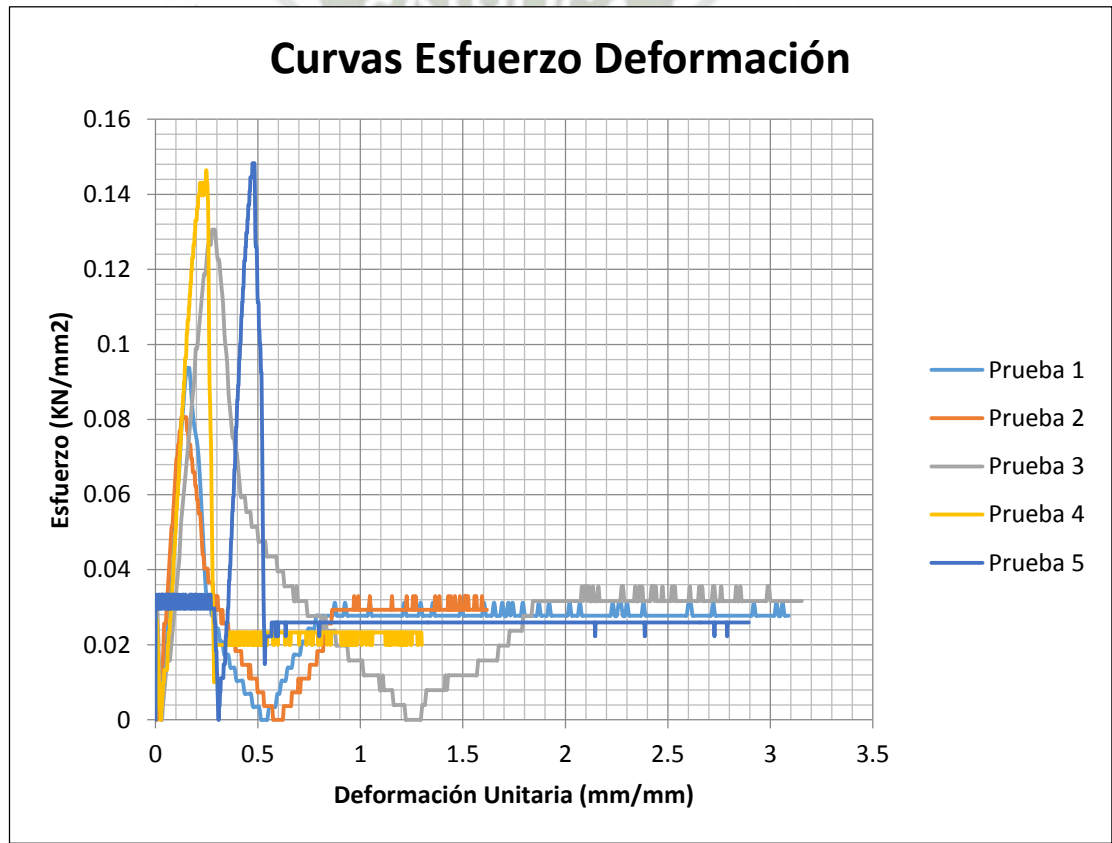


Figura 6-1. – Gráfico Esfuerzo Deformación Pruebas de Tracción 30 kN

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA MECÁNICA, MECÁNICA ELÉCTRICA Y MECATRÓNICA
LABORATORIO DE MATERIALES

Ensayos cinta polimérica ParaWeb 2D – 50 KN

Fecha del Ensayo: 03/08/2013 – 10/09/2013

Tabla 6-4. – Dimensionamiento de las Muestras ParaWeb 2D – 50 kN

DIMENSIONES DE LAS MUESTRAS (cm)										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Prueba 1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Prueba 2	0.9	0.85	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.85	0.85	0.9
Prueba 3	0.95	0.95	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Prueba 4	0.95	0.95	0.95	0.95	1	1	1	0.95	0.95	0.95
Prueba 5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tabla 6-5. – Dimensiones de Muestras ParaWeb 2D – 50 kN

Promedio (mm)	Espesor (mm)	Area Sección (mm ²)	Long. Muestra (mm)	Area Frontal (mm ²)
9	2	18	50	450
8.85	2	17.7	50	442.5
9.1	2	18.2	50	455
9.65	2	19.3	50	482.5
10	2	20	50	500

Observaciones en el ensayo	Vel. Carga
Se estiró el recubrimiento pero no el poliester, los datos del ensayo no se pueden tomar en cuenta.	100
La resistencia aumento un poco pero no como debería ser.	100
Se estiró el recubrimiento pero no el poliester, los datos del ensayo no se pueden tomar en cuenta.	100
Se estiró el recubrimiento pero no el poliester, los datos del ensayo no se pueden tomar en cuenta.	100
El polietileno se rompio y luego empezo a trabajar el poliester pero en un 10% ya que luego resbalo.	100
Mismo comportamiento de las anteriores pero la resistencia disminuyo.	50

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA MECÁNICA, MECÁNICA ELECTRICA Y
MECATRÓNICA
LABORATORIO DE MATERIALES

Resultados:

Tabla 6-6. – Resultados de Muestras ParaWeb 2D – 50 kN

	Carga (KN)	Deformación (mm)	Esfuerzo (KN/mm2)	Def. Unitaria (mm/mm)
Prueba 1	1.86	97.01	0.103	1.94
Prueba 2	2.46	91.87	0.135	1.84
Prueba 3	2.34	66.46	0.121	1.33
Prueba 4	2.22	43.56	0.12	0.87
Prueba 5	2.04	50.87	0.102	1.02

Gráficas Esfuerzo Deformación:

Pruebas de Tracción

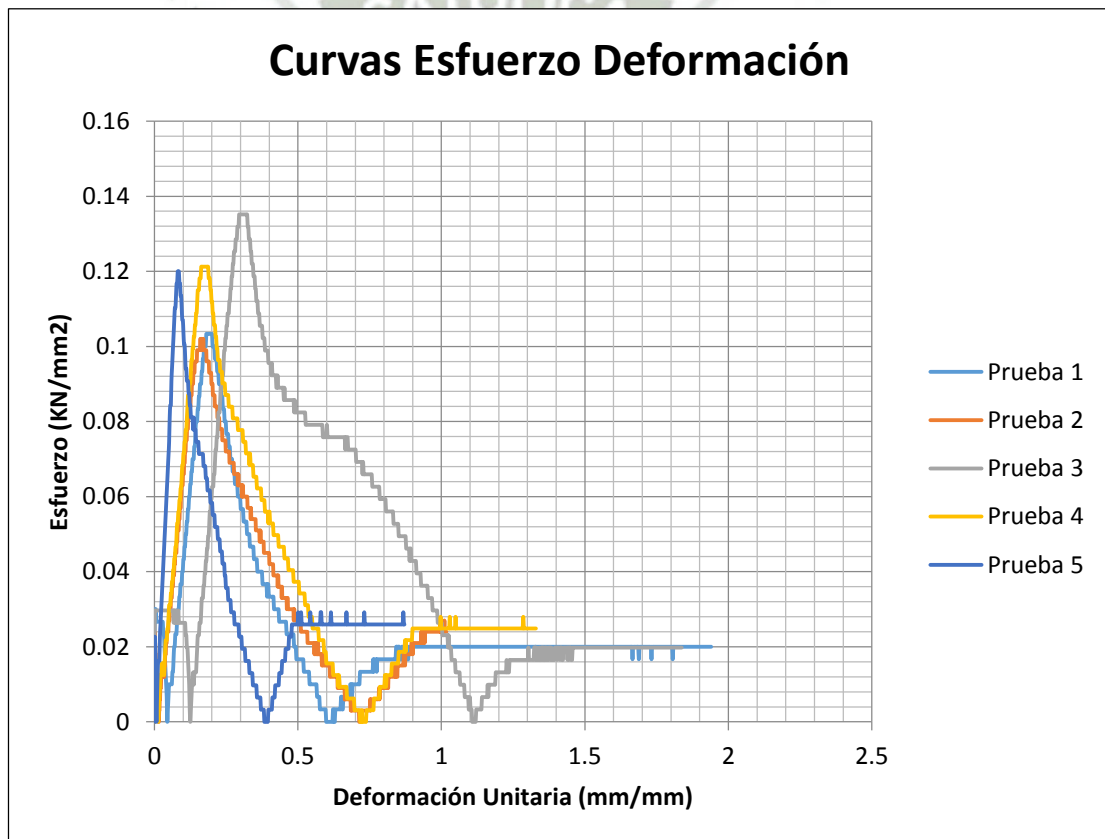


Figura 6-2. – Gráfico Esfuerzo Deformación Pruebas de Tracción 50 kN

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA MECÁNICA, MECÁNICA ELECTRICA Y MECATRÓNICA
LABORATORIO DE MATERIALES

Probetas Normalizadas:

Normas: European Standard EN ISO 1798:1999 ; European Standard EN ISO 527-3 : 1995 + Corrigendum AC :1998 + AC : 2002

Tabla 6-7. – Dimensionamiento de las Muestras Normalizadas ParaWeb 2D

	DIMENSIONES DE LAS MUESTRAS (cm)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
30 KN	0.934	0.915	0.926	0.919	0.9	0.92	0.925	0.903	0.921	0.929
50 KN	1.128	1.085	1.036	1.048	1.052	1.056	1.065	1.062	1.099	1.1
75 KN (+ -)	1	1.012	0.953	0.941	0.974	0.995	1.075	1.078	0.996	1.049
75 KN	1.122	1.112	1.14	1.119	1.116	1.106	1.069	1.034	1.03	1.033

Tabla 6-8. – Dimensiones de Muestras Normalizadas ParaWeb 2D

Promedio (mm)	Espesor (mm)	Area Sección (mm ²)	Long. Muestra (mm)	Area Frontal (mm ²)
9.192	1.85	17.0052	50	459.6
10.731	2.17	23.28627	50	536.55
10.073	3.2	32.2336	50	503.65
10.881	3.2	34.8192	50	544.05

Observaciones en el ensayo

Se comporto mejor que la anterior, el poliester no resbalo por completo y el plástico no rompio, pero internamente si se resbalo el poliester.	Vel. Carga
Se rompio el polietileno y resbalo el poliester, aumento la resistencia con respecto a la anterior.	100
El comportamiento de la muestra fue mucho mejor, al parecer el poliester trabajo pero no en su ni cerca totalidad, la maquina paro cuando lleugo a cierto punto del ensayo.	100
El comportamiento fue como la anterior, pero al final se resbalo la muestra, el poliester no trabaja como deberia sino saldrían resultados mucho mayores.	100

Resultados:

Tabla 6-9. – Resultados de Muestras Normalizadas Para Web 2D

	Carga (KN)	Deformación (mm)	Esfuerzo (KN/mm ²)	Def. Unitaria (mm/mm)
30 KN	1.38	156.88	0.081	3.14
50 KN	2.52	59.44	0.023	1.19
75 KN - 1	5.82	40.36	0.181	0.81
75 KN - 2	4.74	70.56	0.136	1.41

Gráficas Esfuerzo Deformación:

Pruebas Normalizadas:

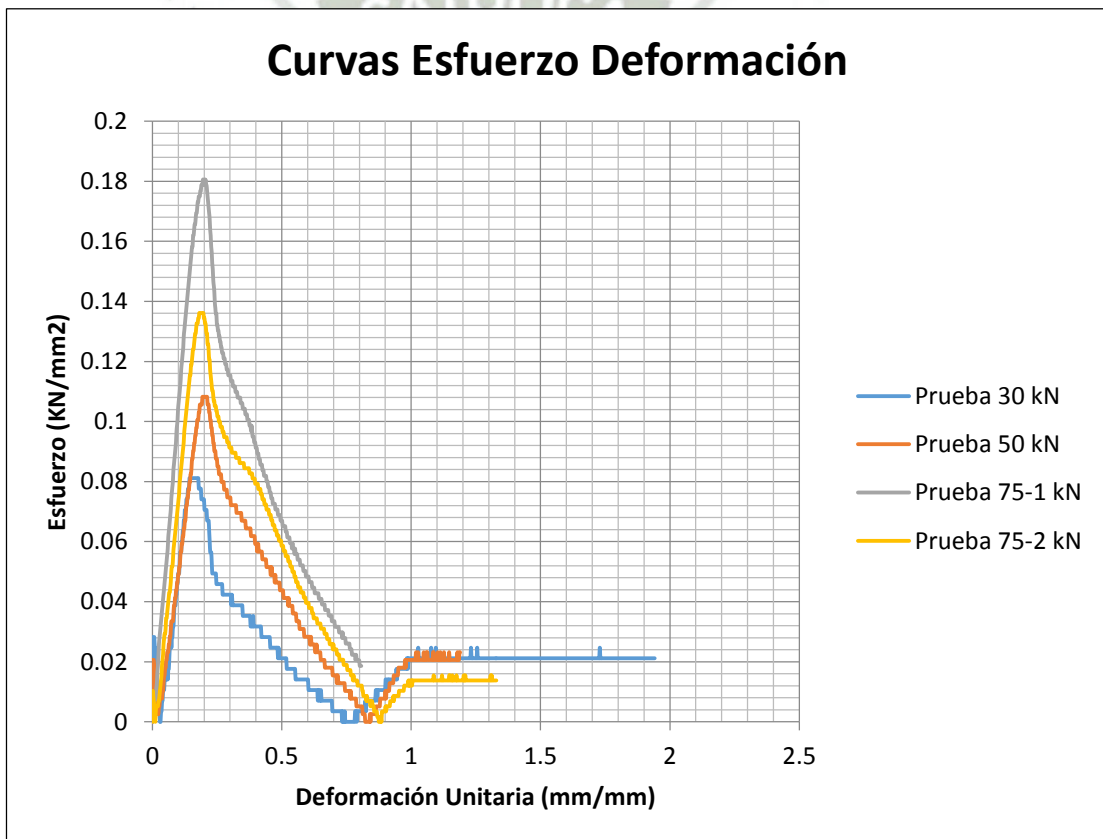


Figura 6-3. – Gráfico Esfuerzo Deformación Pruebas Normalizadas



En base a todas las pruebas realizadas se puede demostrar que los resultados obtenidos no se pueden tomar en consideración para verificar las propiedades mecánicas del refuerzo. La máquina que se utilizó no es la más idónea para llevar a cabo correctamente los ensayos.

Al tratarse de un material compuesto, ya que el núcleo de las celdas de la cinta es de poliéster y está revestido con polietileno, se puede apreciar que el material resistente (poliéster) tiende a resbalar de las mordazas deslizándose internamente.

Una vez que el poliéster se desliza, y si el revestimiento no ha fallado, el polietileno se deforma considerablemente sin brindar resistencia alguna. Inclusive aunque se trató de evitar que el poliéster deslizara internamente el problema se presentó de todas formas debido a la gran fuerza que se aplica. En los anexos se pueden apreciar las fotos de las muestras ensayadas.

Para llevar a cabo correctamente el ensayo se debe tener en consideración la norma ASTM D 4595, en donde se especifica un ensayo de banda ancha. Lamentablemente para realizar éste ensayo se requiere una máquina especial o unas mordazas muy diferentes a las que el laboratorio posee, por lo tanto no es conveniente tomar en cuenta los resultados obtenidos en los ensayos realizados.

6.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE PANELES SEGMENTADOS

A continuación se realizará el análisis y diseño del sistema de suelo reforzado para la creación de la rampa de acceso y plataforma de maniobras del echadero de tolvas de la planta de cal Calquiqa.

Los análisis se realizarán utilizando el programa MSEW (3.0) el cual cumple con las normativas internacionales como la FHWA y la AASHTO.

6.2.1. Análisis y Diseño mediante el programa MSEW (3.0)

Sección Crítica Plataforma de Maniobras

Geometría del Muro de Suelo Reforzado

Descripción	Unidad	
Altura Libre	m	6.80
Empotramiento	m	1.14
Longitud	m	52.90

El empotramiento del muro, considerando la recomendación de la FHWA, puede tener un valor de 0.34 m según la altura dada, pero siempre se debe considerar un empotramiento mínimo de 0.60 m.

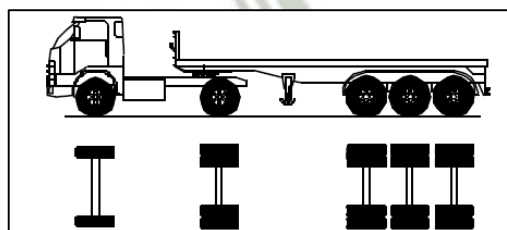
En éste caso en particular se tiene un valor de 1.14 m debido a la geometría de las placas ya que la configuración de las mismas no permite tener un valor menor.

Características de la Sobrecarga

La carga más crítica a lo largo de la vida útil de la plataforma será un camión tipo T2S3 (Tracto-camión de dos ejes con semirremolque de tres ejes) el cual transportara carbón.

A continuación se detalla las características de la carga:

Tabla 6-10. – Distribución de cargas camión T2S3 - RNV



Peso máximo (t)				
Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores			
	1°	2°	3°	4°
7	11	25	----	----

Según el reglamento nacional de vehículos el peso bruto de éste camión es de 43 toneladas, pero la carga bruta del camión que transportara el combustible es de 60 toneladas manteniendo la misma distribución de carga en los ejes.

Tabla 6-11. – Distribución de cargas camión de diseño

Eje Delantero	1°	2°
7	11	25
16.28%	25.58%	58.14%
100.00%		
Carga Bruta del Camión (Tn)		
60		
Carga por eje (Tn)	9.77	34.88

Como se puede apreciar el eje dos tiene el mayor porcentaje de carga y es el eje más crítico en el momento en que el camión se posiciona para verter el material.

<u>Camión en Posición para Voltear Material</u>		
Distancia entre ejes:	3.7	m
Distancia entre ruedas:	2.4	m
Carga Bruta:	34.88	tnf
Carga Distribuida:	3.93	tnf/m ²

Considerando que la carga será distribuida uniformemente por una losa fibroreforzada se tiene que la carga viva será de **4 Tnf/m²**.

Propiedades del Relleno Estructural

Ángulo de Fricción Interna, Ø	34	°
Peso Específico, Y	1.83	Tnf/m ³
Cohesión, c	0	Tnf/m ²

Propiedades del Terreno Natural

Ángulo de Fricción Interna, ϕ	33	°
Peso Específico, γ	1.66	Tnf/m ³
Cohesión, c	0	Tnf/m ²

Características del Refuerzo

Las características de la cinta polimérica utilizada en éste sistema se presentan a continuación:

Tabla 6-12. – Características de la cinta polimérica

	Resistencia Última a Tensión T-ult (KN/m)	Durabilidad RFd	Daños de Instalación RDId	Fluencia RFc	Ratio de Cobertura Rc
ParaWeb 30 KN - 2 Clavijas	360	1.05	1.04	1.38	0.218
ParaWeb 30 KN - 3 Clavijas	360	1.05	1.04	1.38	0.328
ParaWeb 30 KN - 4 Clavijas	360	1.05	1.04	1.38	0.437

La resistencia a la tensión última de la cinta polimérica se calcula de la siguiente forma:

Tabla 6-13. – Resistencia a la tensión última

Descripción del Refuerzo	ParaWeb 30 KN
Ancho Nominal de la Cinta (mm)	83
N° de Cintas por metro de ancho	12.05
Resistencia por metro de ancho	361.5

La resistencia última a la tensión se redondea al entero inferior por seguridad y por un tema de mayor practicidad al momento de ingresar los datos al programa MSEW (3.0).

Los factores de reducción se obtienen de la hoja técnica del producto, el fabricante tienen la obligación de realizar las pruebas necesarias y garantizar sus productos mediante un certificado de calidad.

El ratio de cobertura en el caso de éste sistema en particular se calcula de la siguiente forma:

El ratio de cobertura dependerá de la cantidad de cintas que se utilicen en la fila de refuerzo, por lo tanto dependerá de la cantidad de clavijas que tenga la placa.

Las placas pueden tener de dos a cuatro clavijas por fila, mientras mayor sea el número de clavijas mayor será el número de cintas que se tenga en la fila y por lo tanto mayor resistencia tendrá esa fila.

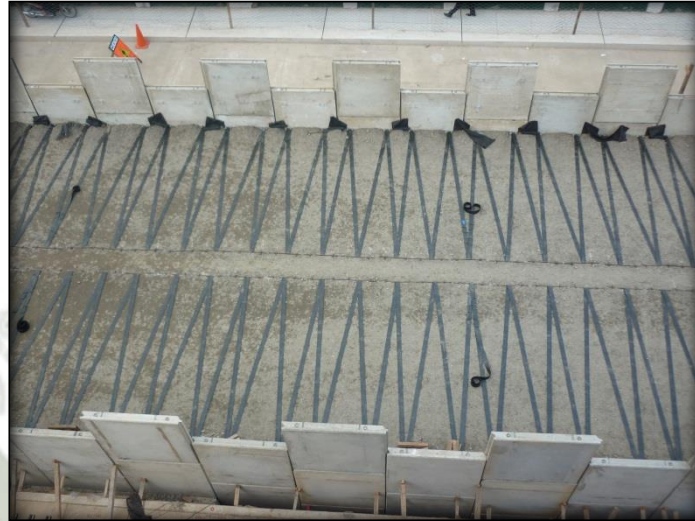


Figura 6-4. – Distribución del refuerzo polimérico visto en planta

Como se puede ver en la figura 6-15 el refuerzo es en forma de zigzag, entonces por cada clavija se tiene una cinta que ingresa y otra que sale, esto quiere decir que por clavija existen dos cintas poliméricas.

Si tomamos como ancho tributario el ancho de dos paneles:

Tabla 6-14. – Ancho de cinta polimérica en relación al ancho tributario

	Ancho de Cinta	Clavijas por Fila	N° Paneles para Ancho Tributario
ParaWeb 30 KN	83	2	2
		3	2
		4	2

Entonces debemos determinar el área que ocupan las cintas en el ancho de dos paneles.

Tabla 6-15. – Ratio de cobertura de la cinta polimérica

	Área de Cintas	Ancho Tributario	Rc
ParaWeb 30 KN	664	3040	0.218
	996		0.328
	1328		0.437

Conociendo el número de clavijas también conocemos el número de cintas, asimismo conocemos el área de cada cinta, por tanto podemos determinar el área total de las cintas.

El valor del ratio de cobertura, Rc, corresponde a la relación que existe entre el área que ocupan las cintas y el área tributaria.

Características del Paramento Frontal

El paramento frontal está conformado por paneles segmentados de concreto armado con un espesor de 0.145 m, las otras dimensiones pueden variar de acuerdo a la altura del muro pero el panel más común tienen una altura de 1.52 m y un ancho de 1.52 m.



Figura 6-5. – Colocación del panel de concreto prefabricado

Parámetros Sísmicos del Lugar

Del mapa de distribución de isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años (Monroy y Bolaños, 2004) podemos obtener el coeficiente de aceleración sísmico horizontal. Esto será utilizado más adelante en el análisis pseudo estático.

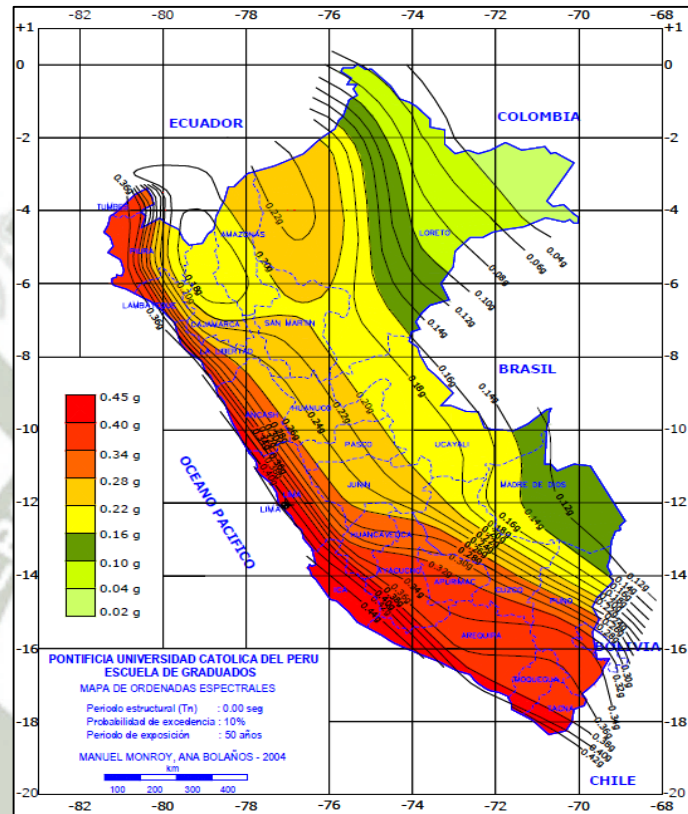


Figura 6-6. – Mapa de Isoaceleraciones (Monroy & Bolaños, 2004)

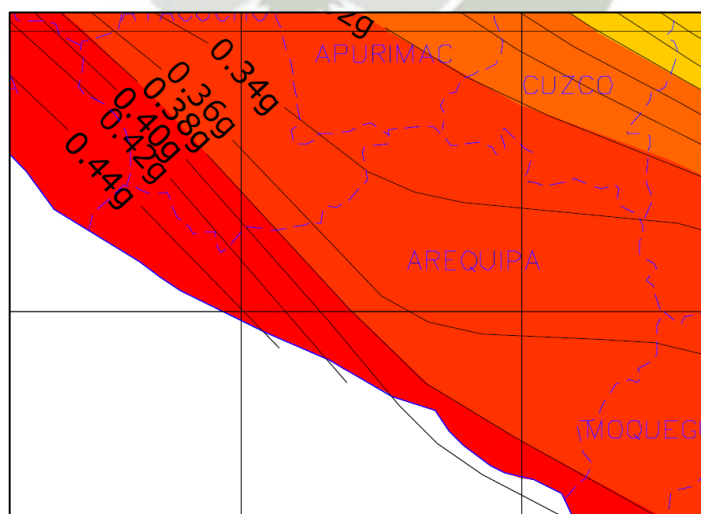


Figura 6-7. – Isoaceleraciones en zona del proyecto ((Monroy & Bolaños, 2004)

Procedimiento de análisis en el programa MSEW (3.0)

El programa MSEW (3.0) tiene incorporado todos los requerimientos mínimos que las normas internacionales exigen para el diseño de los muros de suelo mecánicamente estabilizado, éste programa ha sido desarrollado por ADAMA Engineering, Inc. y para poder hacer uso del mismo es necesario tener una llave de acceso por lo que es imposible que se pueda piratear.

A continuación el procedimiento para realizar el análisis del sistema de paneles segmentados:

Inicio del Programa

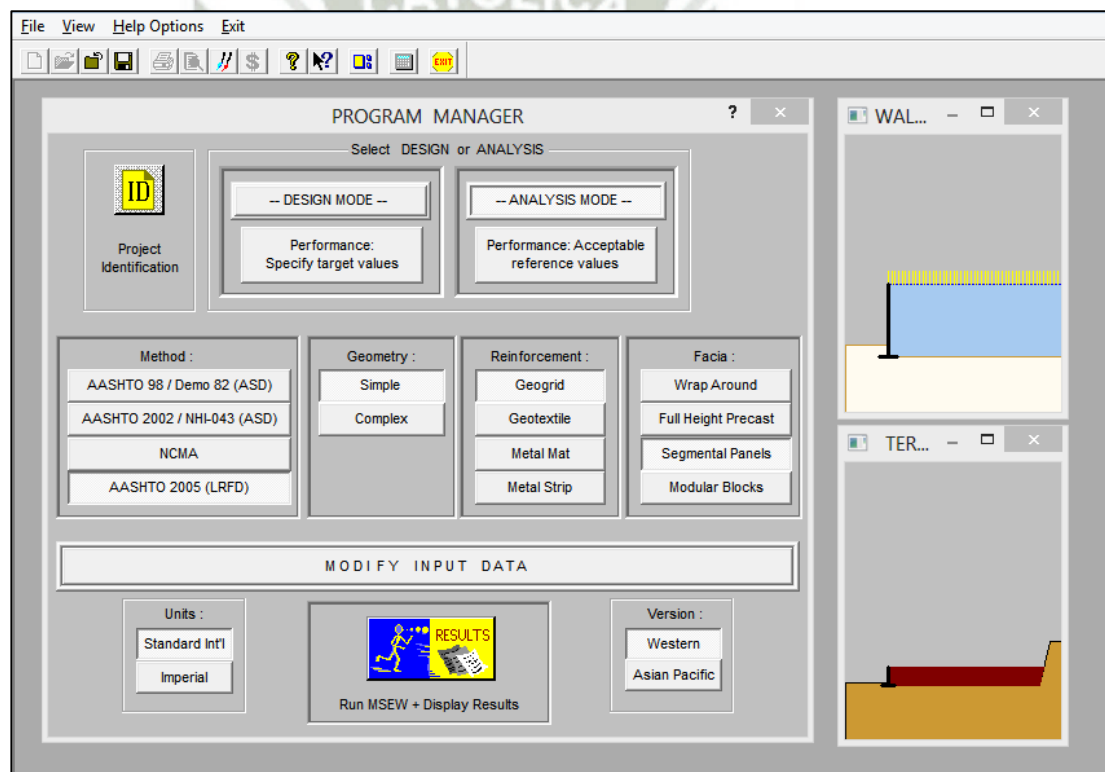


Figura 6-8. – Inicio del programa MSEW (3.0)

Al iniciar el programa podemos escoger que tipo de análisis vamos a realizar, en nuestro caso utilizaremos la norma LRFD, una geometría simple, refuerzo con cintas poliméricas (se utiliza geogrids en el programa) y un paramento frontal de paneles segmentados.

Una vez definido el tipo de análisis que se realizará es posible definir los datos de entrada del problema.

Datos de Entrada

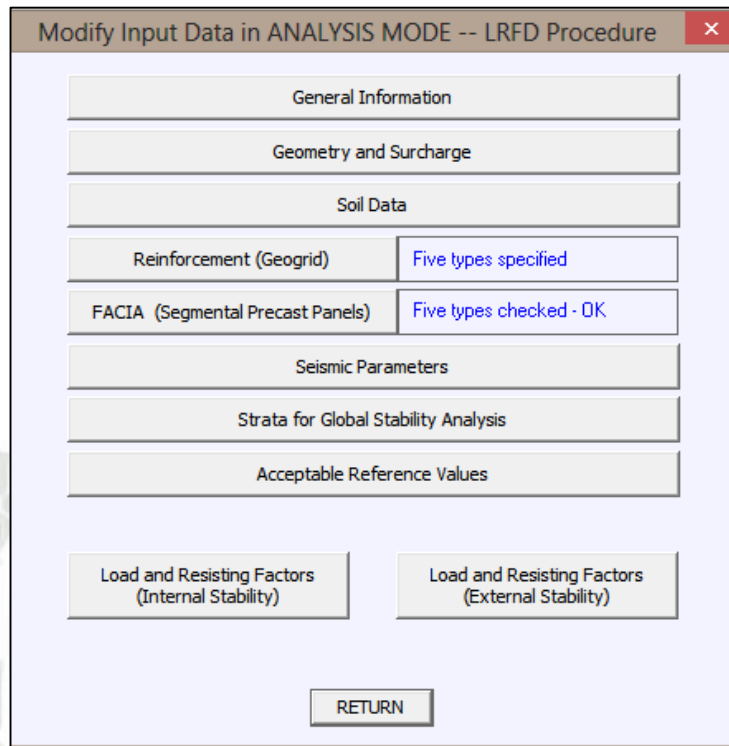


Figura 6-9. – Datos de entrada MSEW (3.0)

Geometría y Sobrecarga

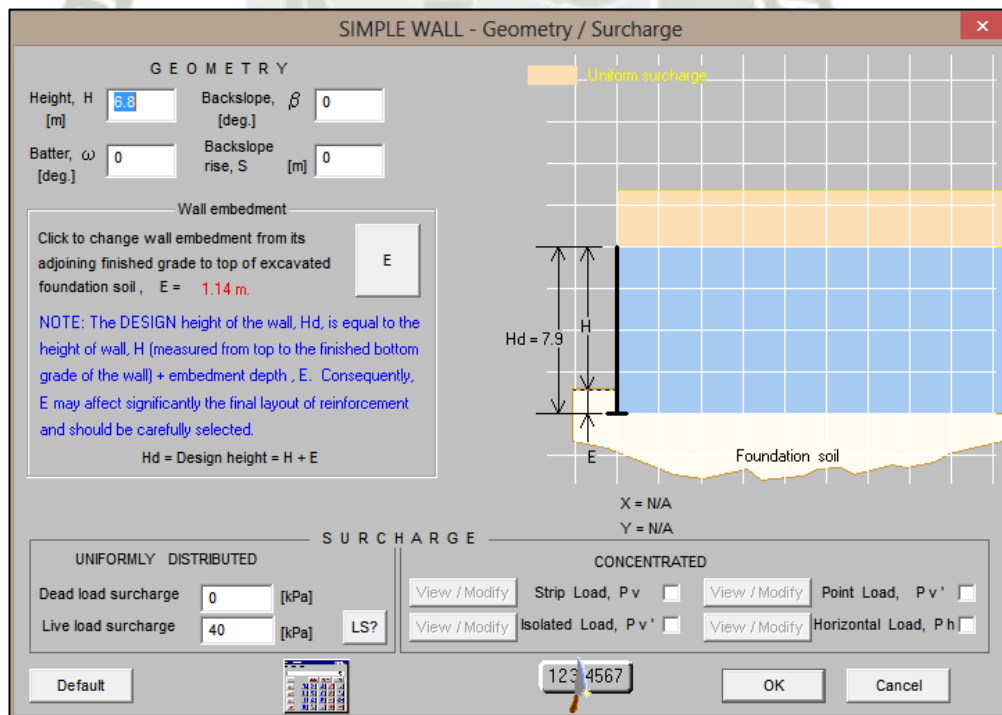
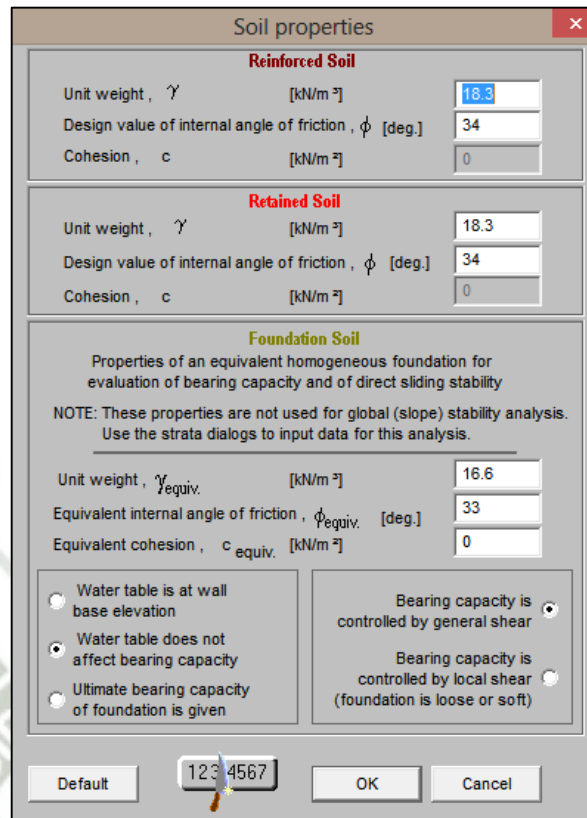


Figura 6-10. – Geometría y sobrecarga MSEW (3.0)

Propiedades del Suelo



Soil properties

Reinforced Soil

Unit weight, γ [kN/m³] 18.3

Design value of internal angle of friction, ϕ [deg.] 34

Cohesion, c [kN/m²] 0

Retained Soil

Unit weight, γ [kN/m³] 18.3

Design value of internal angle of friction, ϕ [deg.] 34

Cohesion, c [kN/m²] 0

Foundation Soil

Properties of an equivalent homogeneous foundation for evaluation of bearing capacity and of direct sliding stability

NOTE: These properties are not used for global (slope) stability analysis. Use the strata dialogs to input data for this analysis.

Unit weight, γ_{equiv} [kN/m³] 16.6

Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} [deg.] 33

Equivalent cohesion, c_{equiv} [kN/m²] 0

Water table is at wall base elevation

Water table does not affect bearing capacity

Ultimate bearing capacity of foundation is given

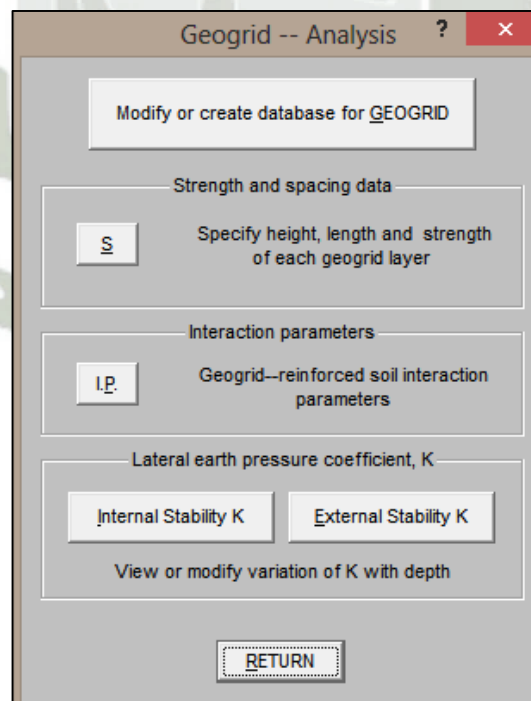
Bearing capacity is controlled by general shear

Bearing capacity is controlled by local shear (foundation is loose or soft)

Default 1234567 OK Cancel

Figura 6-11. – Propiedades del Suelo MSEW (3.0)

Refuerzo



Geogrid -- Analysis

Modify or create database for GEOGRID

Strength and spacing data

S Specify height, length and strength of each geogrid layer

Interaction parameters

I.P. Geogrid--reinforced soil interaction parameters

Lateral earth pressure coefficient, K

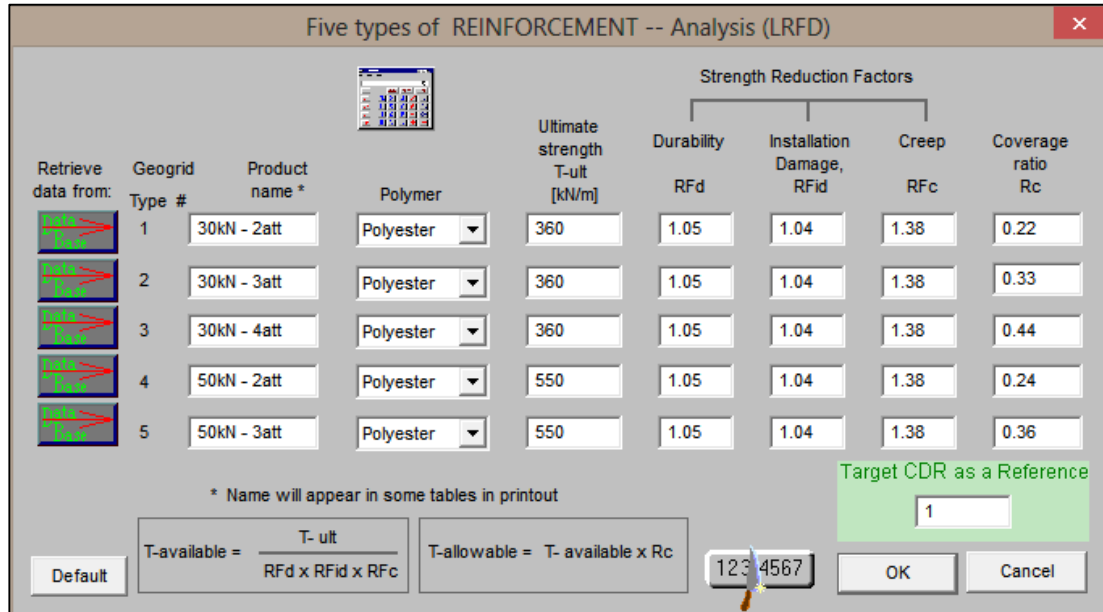
Internal Stability K External Stability K

View or modify variation of K with depth

RETURN

Figura 6-12. – Refuerzo del sistema MSEW (3.0)

En éste paso es importante definir correctamente las propiedades del refuerzo, el primer paso es definir las características del refuerzo que se utilizará, esto puede ser modificado presionando el botón S.



Retrieve data from:	Geogrid Type #	Product name *	Polymer	Ultimate strength T-ult [kN/m]	Durability RFd	Installation Damage, RFid	Creep RFc	Coverage ratio Rc
	1	30kN - 2att	Polyester	360	1.05	1.04	1.38	0.22
	2	30kN - 3att	Polyester	360	1.05	1.04	1.38	0.33
	3	30kN - 4att	Polyester	360	1.05	1.04	1.38	0.44
	4	50kN - 2att	Polyester	550	1.05	1.04	1.38	0.24
	5	50kN - 3att	Polyester	550	1.05	1.04	1.38	0.36

* Name will appear in some tables in printout

Target CDR as a Reference: 1

Default $T\text{-available} = \frac{T\text{-ult}}{RFd \times RFid \times RFc}$ $T\text{-allowable} = T\text{-available} \times Rc$ 1234567 OK Cancel

Figura 6-13. – Propiedades específicas del refuerzo polimérico MSEW (3.0)

En éste cuadro es posible insertar los datos del refuerzo que ya hemos calculado anteriormente. Se puede ingresar como máximo cinco tipos de refuerzo.

Por ejemplo se puede apreciar que hay tres refuerzos de 30 KN pero lo que varía es la cantidad de clavijas y por lo tanto la cantidad de cintas, por lo tanto el valor de Rc no es el mismo.

En éste paso también se deben ingresar los factores de reducción del refuerzo los cuales se pueden encontrar en la hoja técnica que el fabricante o proveedor tiene a bien de facilitar.

La resistencia y los factores de reducción están garantizados mediante un certificado de calidad realizado y entregado por el fabricante.

Una vez definidas las propiedades del refuerzo es posible empezar con la distribución del mismo en las diferentes capas, éste tipo de sistema siempre tiene un espaciamiento vertical de 75 cm lo cual cumple con el espaciamiento vertical máximo de 80 cm.

Specified heights, lengths and strengths of reinforcements -- Analysis

Data from "Reinforcements strength and reduction factors" :				
Geogrid type #	T ult	Strength reduction factors		
		Durability	Installation	Creep
1	360.00	1.05	1.04	1.38
2	360.00	1.05	1.04	1.38
3	360.00	1.05	1.04	1.38
4	550.00	1.05	1.04	1.38
5	550.00	1.05	1.04	1.38

LAYER #	Geogrid Height	Geogrid Length	Geogrid Type #
	[m]	[m]	
1	0.38	7.00	2
2	1.13	7.00	2
3	1.88	6.50	1
4	2.63	6.50	1
5	3.38	6.50	1
6	4.13	6.50	1
7	4.88	6.50	2
8	5.63	6.50	2
9	6.38	7.50	2
10	6.93	7.50	3

Length = m. Click to add top layer

Vertical distance = cm. Type #

Hd = 7.9 m.

H d = 0

Click to delete top layer

X = N/A
Y = N/A

Figura 6-14. – Distribución vertical del refuerzo MSEW (3.0)

El siguiente paso es definir los parámetros de interacción entre el refuerzo y el suelo, presionando el botón I.P.

Como hemos visto en los capítulos anteriores estos parámetros son importantes para poder determinar las diferentes resistencias del refuerzo frente a las diferentes solicitaciones de carga.

Geogrid type	ρ [degrees]	$F^* = C_i \cdot \tan \phi$	α
# 1	24.81	$F^* = 0.7 \times \tan \phi$	0.8
# 2	24.81	$F^* = 0.7 \times \tan \phi$	0.8
# 3	24.81	$F^* = 0.7 \times \tan \phi$	0.8
# 4	24.81	$F^* = 0.7 \times \tan \phi$	0.8
# 5	24.81	$F^* = 0.7 \times \tan \phi$	0.8

ρ = Friction angle along geogrid-soil interface (used in Direct Sliding analysis)
 F^* = Pullout resistance factor
 α = Scale effect correction factor } (used in Pullout computations)

Default values for the above variables are automatically assigned
 User prescribed values for the above variables

Buttons: Default, OK, Cancel

Figura 6-15. – Parámetros de interacción suelo-refuerzo MSEW (3.0)

Al definir estos parámetros de interacción podemos pasar a especificar las características del paramento frontal.

Depth of concrete panel, W_u [m]
 Average unit weight of concrete panel, γ_f [kN/m³]
 Horizontal distance to the center of gravity of concrete panel, measured from the front of the panel, G_u [m]

The shear strength of the facing system is conservatively neglected in calculations. Click for note on effects of facing in external stability calculations.

Specify: To / Tmax

Buttons: Default, 1234567, NEXT, Cancel

Figura 6-16. – Geometría del paramento frontal MSEW (3.0)

En éste punto se define el espesor del paramento, el peso específico del concreto y la distancia del centro de gravedad de la placa a la cara de la placa.

Asimismo, se pueden ingresar los datos de To/Tmax con respecto a Z/Hd, los cuales han sido definidos por ensayos a escala real.

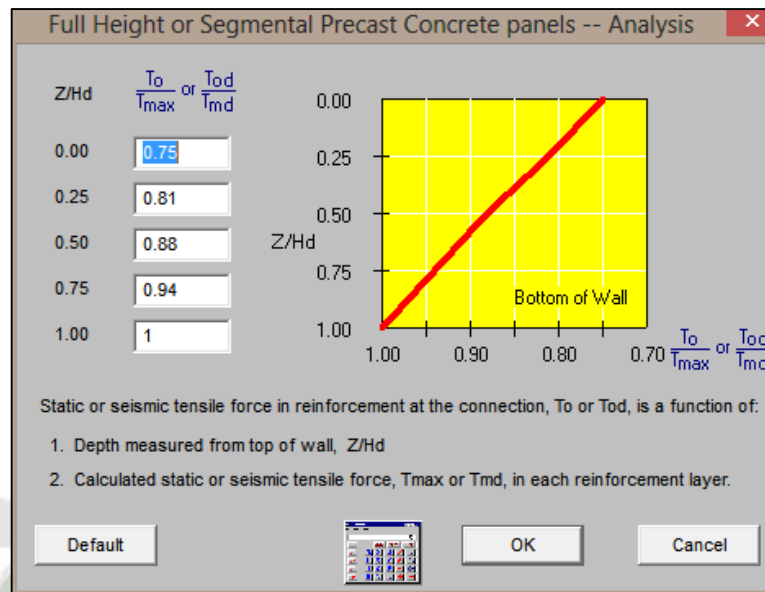


Figura 6-17. – Relación T_o/T_{max} vs Z/Hd MSEW (3.0)

El último paso es insertar los parámetros sísmicos.

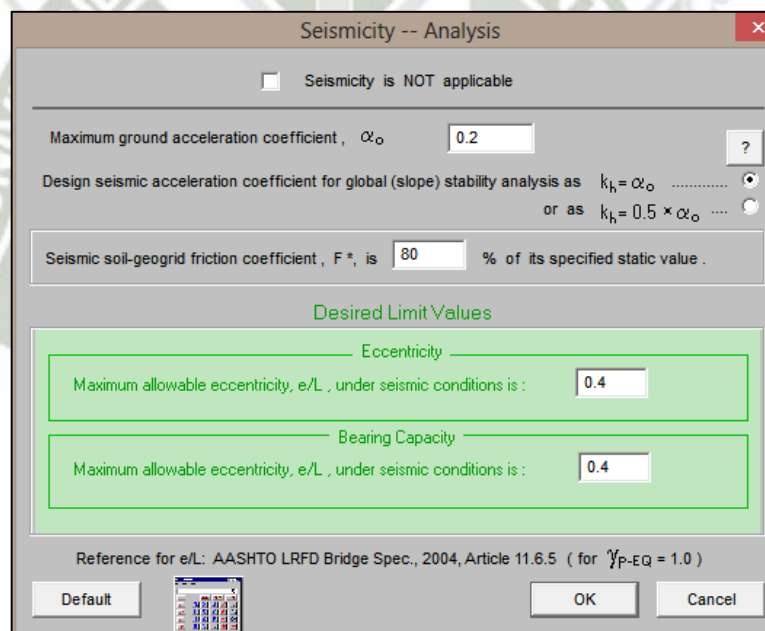


Figura 6-18. – Parámetros sísmicos del lugar MSEW (3.0)

Aunque se inserten los parámetros sísmicos, el programa calcula por separado el análisis estático del análisis pseudo-estático.

Una vez ingresados todos los datos del problema podemos ver los resultados del análisis.

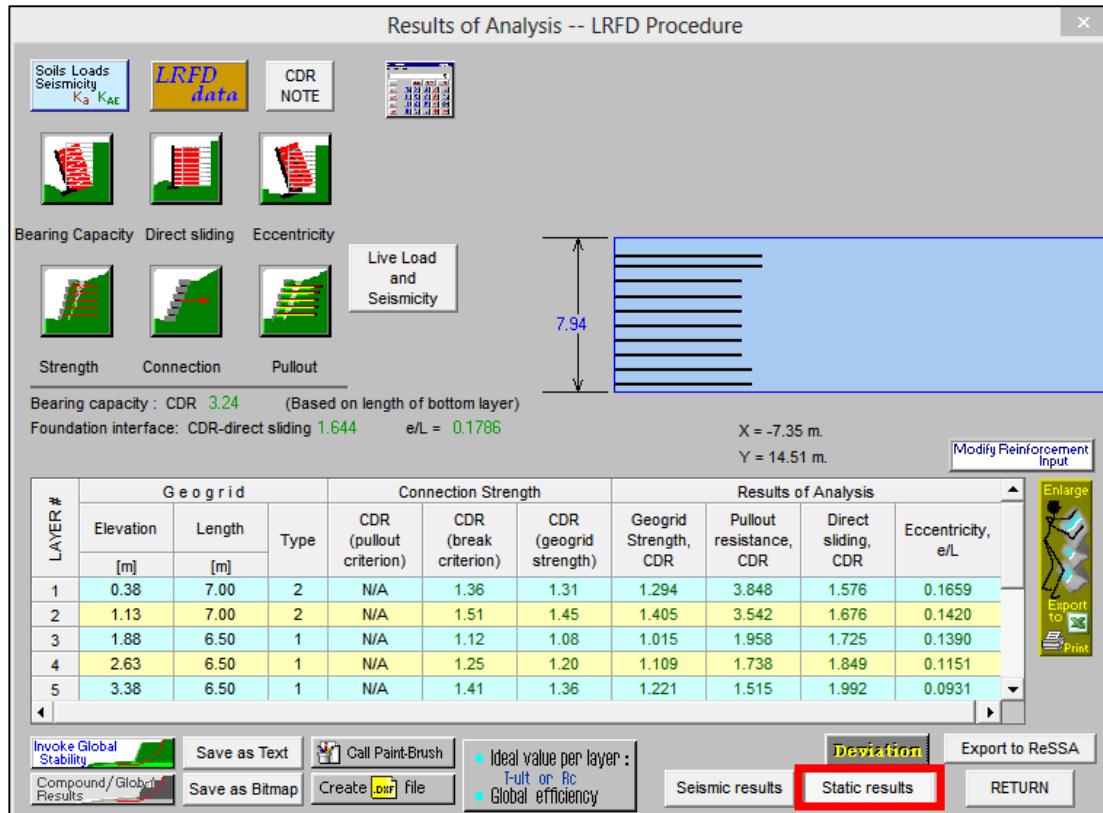


Figura 6-19. – Análisis de resultados estáticos MSEW (3.0)

En la figura se muestran los resultados estáticos, presionando el botón *Seismic results* se pueden verificar los resultados pseudo-estáticos.

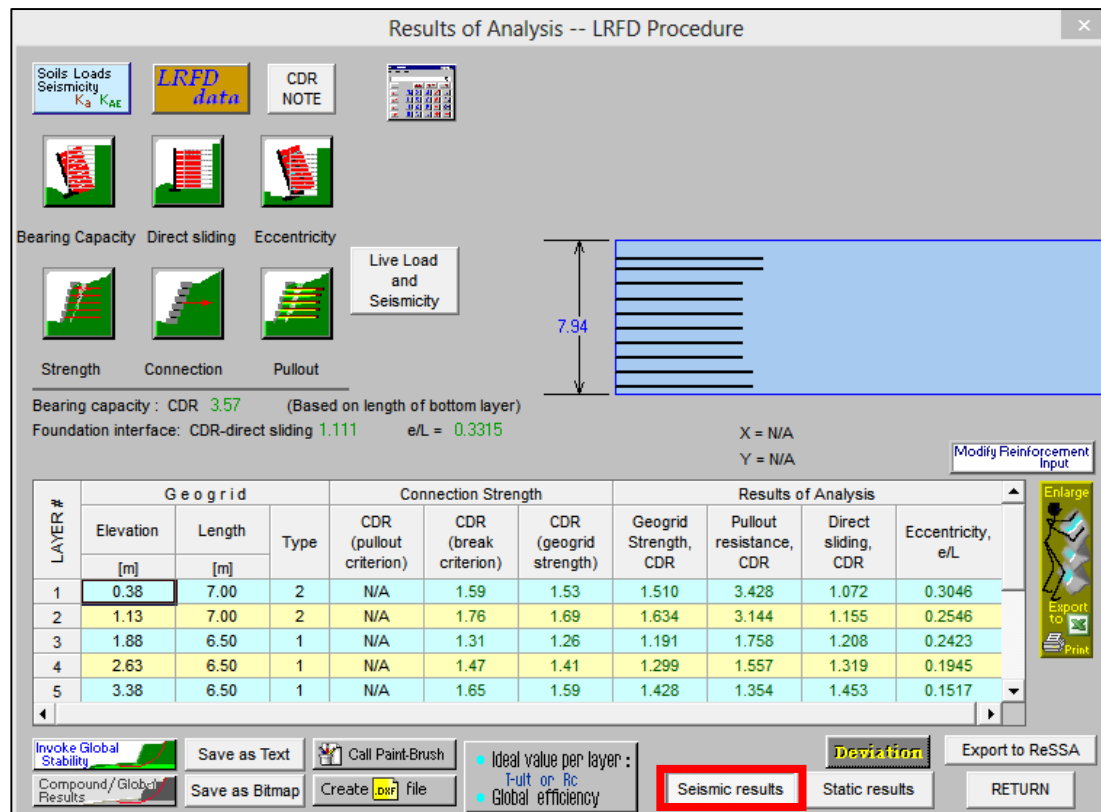


Figura 6-20. – Análisis de resultados pseudo estáticos MSEW (3.0)

En éste cuadro se pueden observar todos los CDR (Capacity Demand Ratio) de los diferentes tipos de carga, cabe resaltar que es probable que la última fila de refuerzo no cumpla el factor de seguridad por arrancamiento ya que el peso del suelo sobre esta fila es mínimo y la longitud del refuerzo en la zona resistente es mucho menor a las demás filas, en los detalles de los planos se especifica que la última capa sea rebajada 18 cm para poder asegurar esta última fila de refuerzo y se considera un mayor valor de R_c en la última fila.

Por último se debe verificar la estabilidad global del muro, el programa MSEW (3.0) verifica esto en base a una grilla de fallas.

El primer paso es definir la cantidad de estratos presentes en el análisis y el área en el que se realizarán las iteraciones.

Una vez definido esto se configura la geometría del problema, indicado las coordenadas de los puntos que definen el análisis del muro.

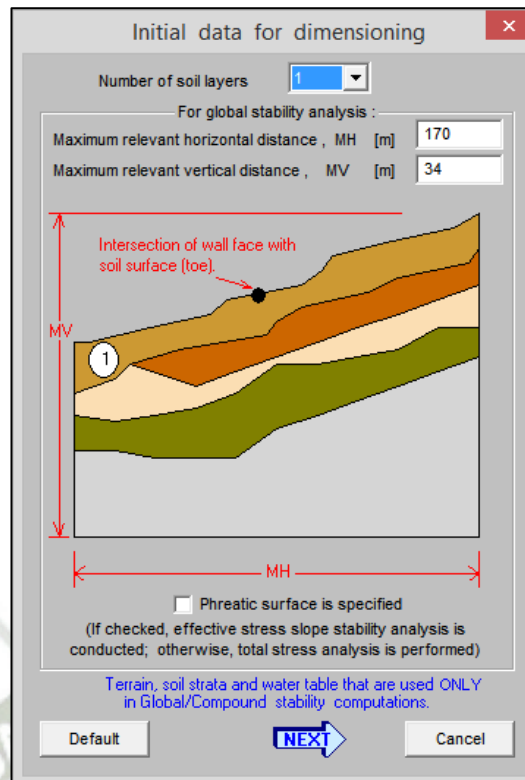


Figura 6-21. – Definición del área de trabajo para la estabilidad global MSEW (3.0)

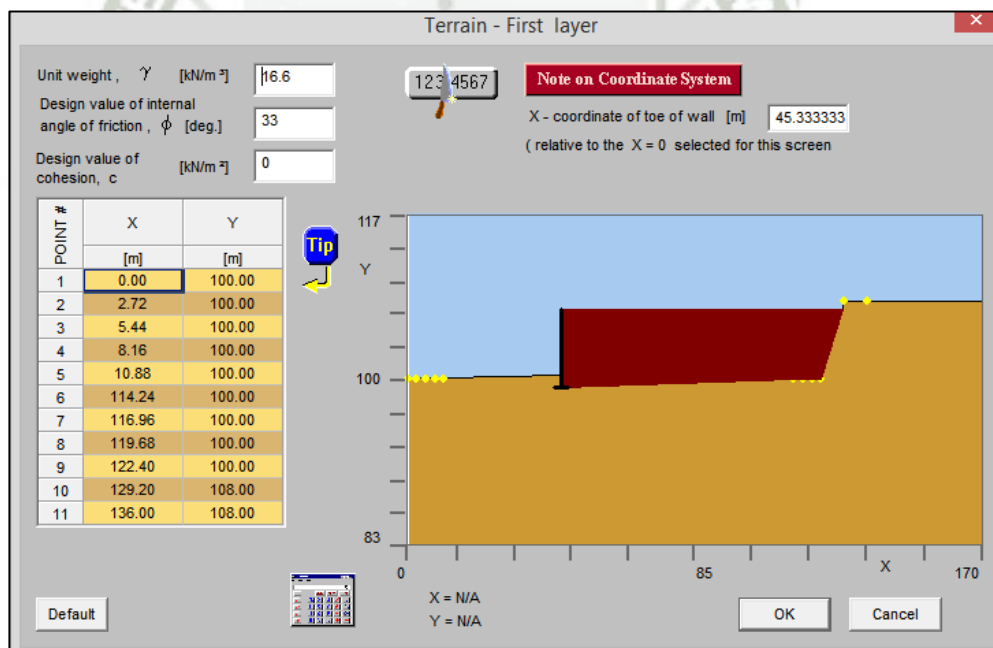


Figura 6-22. – Definición de coordenadas para el análisis de estabilidad global MSEW (3.0)

Cuando las coordenadas se han definido se procede a realizar el análisis de estabilidad del muro y luego dentro de la ventana de resultados se presiona el siguiente botón:



Esto nos permite ingresar a las configuraciones de las grillas de falla y a la definición del muro para el análisis

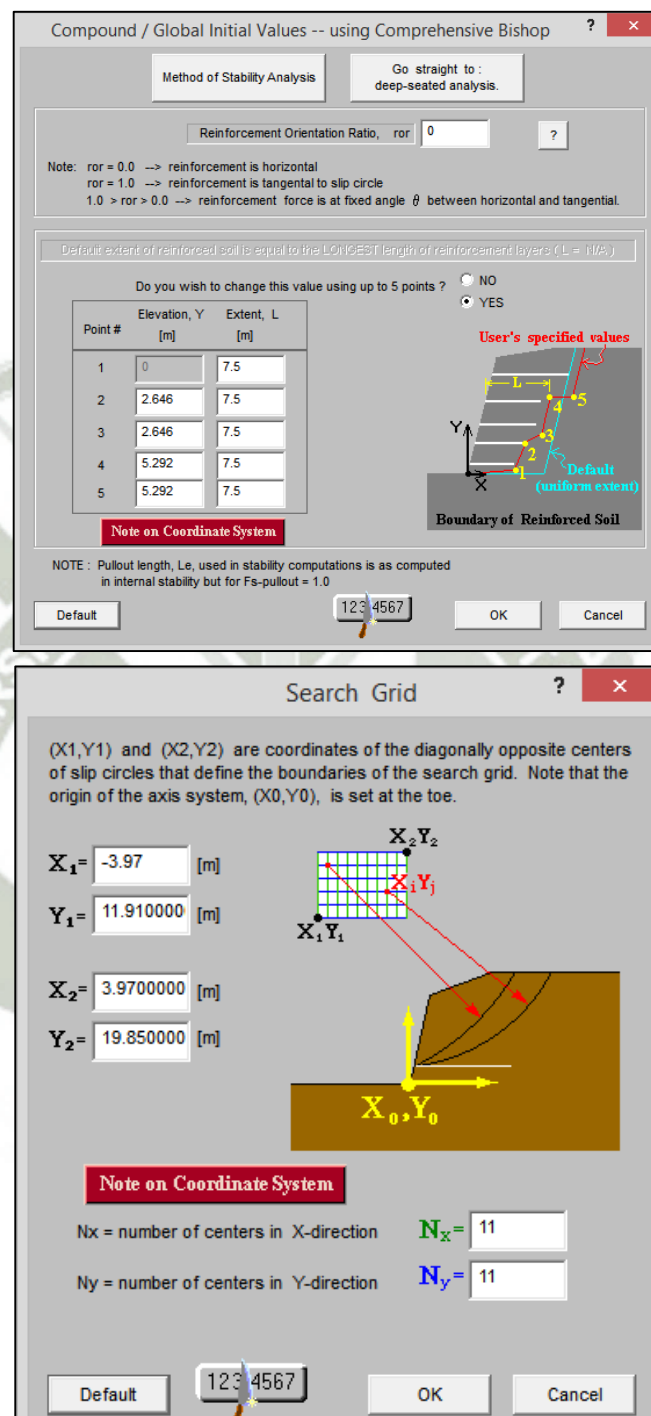



Figura 6-23. – Análisis de estabilidad global MSEW (3.0)

Finalmente se presiona el siguiente botón  dentro de la ventana de resultados para verificar los factores de seguridad y visualizar la falla más crítica, de igual forma se pueden verificar los análisis estáticos y pseudoestáticos.

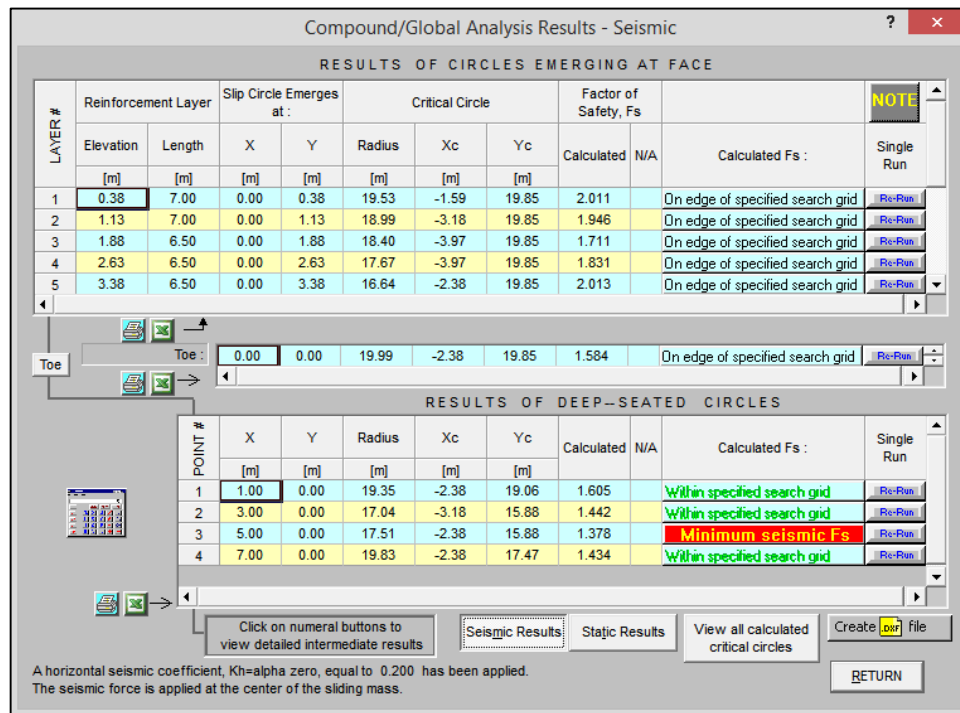


Figura 6-24. – Resultados del análisis de estabilidad global MSEW (3.0)

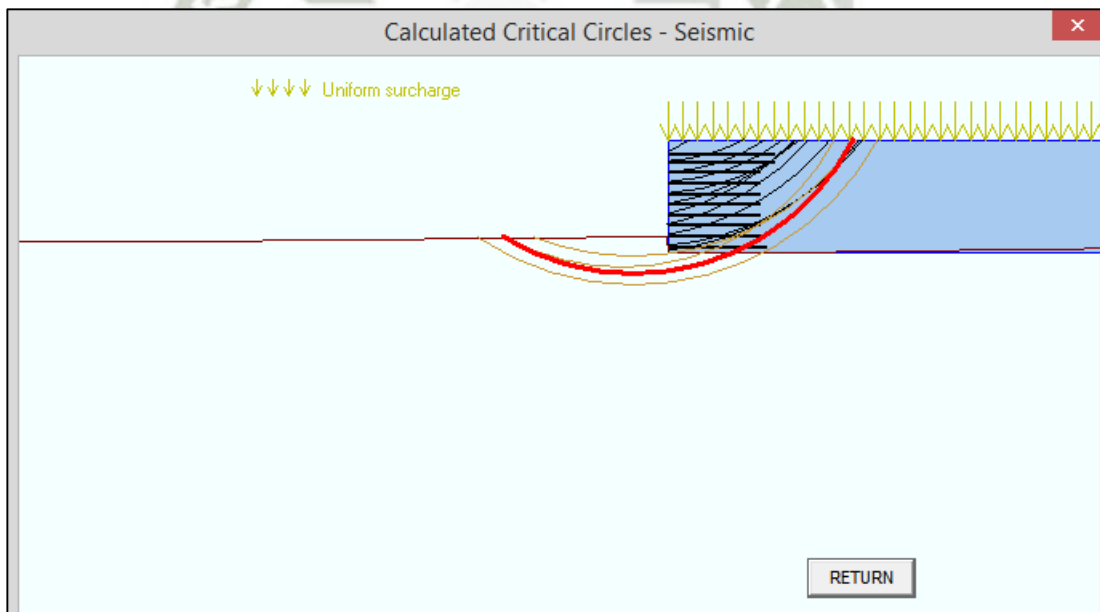


Figura 6-25. – Superficie de deslizamiento crítica MSEW (3.0)

Sección Crítica Rampa de Acceso

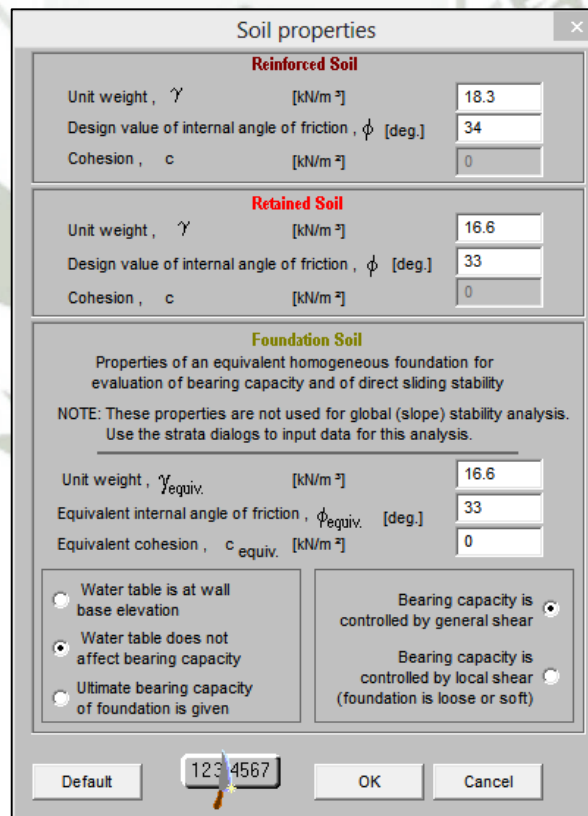
Geometría del Muro de Suelo Reforzado

Descripción	Unidad	
Altura Libre	m	6.00
Empotramiento	m	1.16
Longitud	m	15.20

Procedimiento de análisis en el programa MSEW (3.0)

A diferencia de la plataforma, el muro que se construirá en la rampa de acceso tiene como relleno retenido el mismo terreno natural. Por lo tanto, lo único que se debe modificar son las características del relleno retenido.

Propiedades del Suelo



Soil properties

Reinforced Soil

Unit weight, γ [kN/m³] 18.3

Design value of internal angle of friction, ϕ [deg.] 34

Cohesion, c [kN/m²] 0

Retained Soil

Unit weight, γ [kN/m³] 16.6

Design value of internal angle of friction, ϕ [deg.] 33

Cohesion, c [kN/m²] 0

Foundation Soil

Properties of an equivalent homogeneous foundation for evaluation of bearing capacity and of direct sliding stability

NOTE: These properties are not used for global (slope) stability analysis. Use the strata dialogs to input data for this analysis.

Unit weight, γ_{equiv} [kN/m³] 16.6

Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} [deg.] 33

Equivalent cohesion, c_{equiv} [kN/m²] 0

Water table is at wall base elevation

Water table does not affect bearing capacity

Ultimate bearing capacity of foundation is given

Bearing capacity is controlled by general shear

Bearing capacity is controlled by local shear (foundation is loose or soft)

Default 1234567 OK Cancel

Figura 6-26. – Propiedades del suelo MSEW (3.0)

Una vez modificados los datos del relleno retenido podemos verificar que el CDR en cada nivel sea mayor o igual a la unidad, tanto del análisis estático como del pseudo-estático.

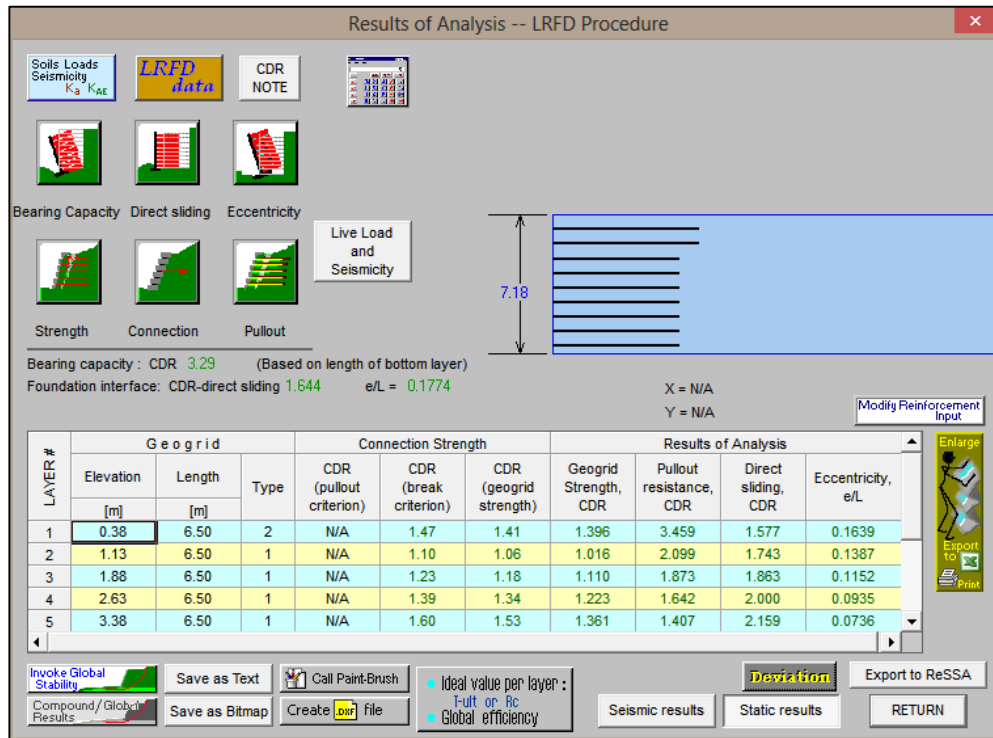


Figura 6-27. – Análisis de resultados estáticos MSEW (3.0)

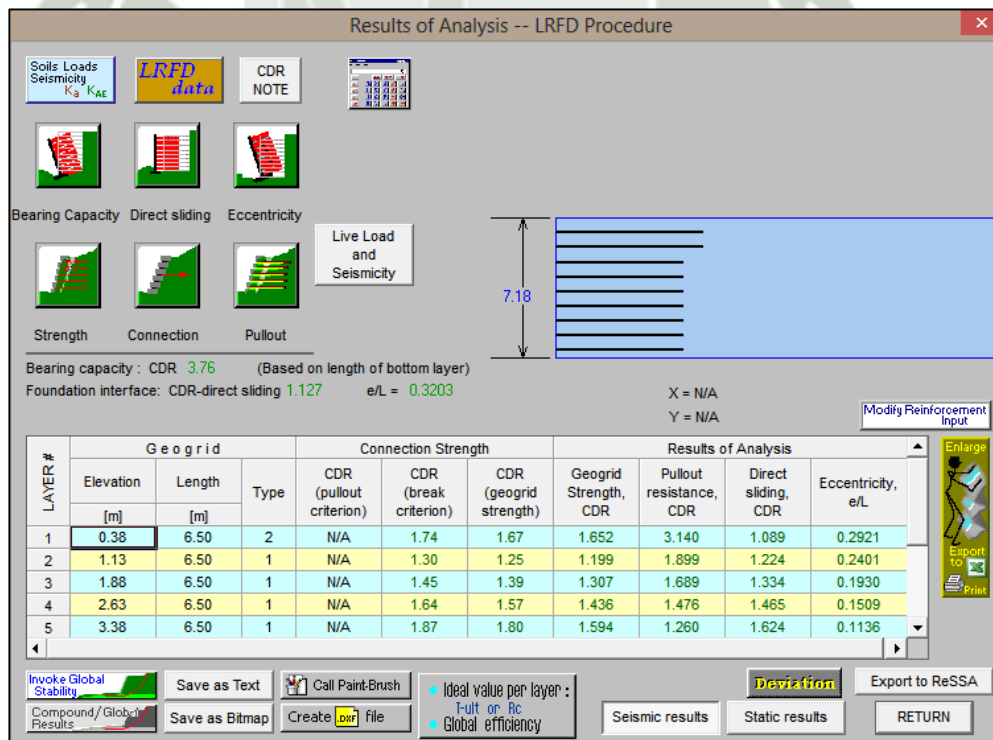


Figura 6-28. – Análisis de resultados pseudo estáticos MSEW (3.0)

Los análisis detallados para cada una de las alturas en el proyecto se encuentran en los anexos.

6.3. Análisis por Serviciabilidad

El análisis por serviciabilidad no es comúnmente realizado en los proyectos de ingeniería relacionados a los sistemas de contención de suelos. Sin embargo, al tratarse de estructuras importantes debido a que de estas dependen otras actividades de igual o mayor importancia, es necesario realizar un análisis más detallado.

Actualmente existen muchos programas de elementos finitos para analizar deformaciones tanto horizontales como verticales, uno de ellos es el programa Plaxis. La metodología de cálculo de del programa es muy exacta y se asemeja a la realidad.

En el capítulo II se mostró la teoría básica del método de elementos finitos para poder entender de una manera muy general como el programa realiza los diferentes cálculos. De esta forma la interpretación de los resultados que obtengamos del programa será adecuada.

6.3.1. Modelamiento del Muro en el Programa Plaxis 8.2

La finalidad de modelar el muro de contención de suelo mecánicamente estabilizado en Plaxis 8.2 es conocer las deformaciones que tendrá el mismo una vez esté en funcionamiento.

Es importante conocer estas deformaciones ya que el muro estará en operación las 24 horas del día y los 365 días del año, de igual forma debemos verificar que el muro cumple con las recomendaciones dadas por las normas internacionales.

Asimismo, al tratarse de un sistema de paneles segmentados se deben cuidar los asentamientos diferenciales ya que los paneles de concreto podrían fisurarse, esto no indica que el muro ha fallado pero causaría temor por parte del cliente.

Debemos recordar que las estructuras de suelo reforzado permiten asentamientos mayores que una estructura de concreto armado, sin embargo existen recomendaciones que mantienen estos asentamientos controlados.

Para modelar el sistema en Plaxis 8.2 se necesita una mayor cantidad de datos de ingreso, a continuación se resumen todos los datos que se utilizarán para el modelamiento en elementos finitos:

Propiedades del Suelo

TERRENO NATURAL		
γ	16.6	KN/m ³
ϕ	33	°
c	0	KN/m ²
E	39483	KN/m ²
v	0.3	

RELLENO ESTRUCTURAL		
γ	18.3	KN/m ³
ϕ	34	°
c	0	KN/m ²
E	42225	KN/m ²
v	0.3	
Rint	0.7	

Propiedades de los Accesorios del Sistema

EPDM		
EA	130	KN/m
EI	0.25	KN/m ² /m
w	0.2	KN/m/m
v	0.49	

Propiedades del Panel de Concreto

PANEL DE CONCRETO		
E	35	GPa
EA	6000000	KN/m
EI	11000	KN/m ² /m
w	4.5	KN/m/m
v	0.15	

Propiedades del Refuerzo Polimérico

PARAWEB 30 KN - 2 LOOPS		
EA	1290	KN/m

PARAWEB 30 KN - 3 LOOPS		
EA	1940	KN/m

PARAWEB 30 KN - 4 LOOPS		
EA	2590	KN/m

Los valores de EA hacen referencia a la rigidez axial del elemento mientras que los valores EI hacen referencia a la rigidez por flexión.

El módulo de elasticidad del suelo ha sido aproximado en base al tipo de material y a las características mecánicas del mismo. En base a un ángulo de fricción es posible aproximar el valor de N de un ensayo SPT y con éste valor es posible determinar un módulo de elasticidad aproximado del material.

Programa Plaxis 8.2

Al iniciar el programa debemos llenar las configuraciones generales del proyecto

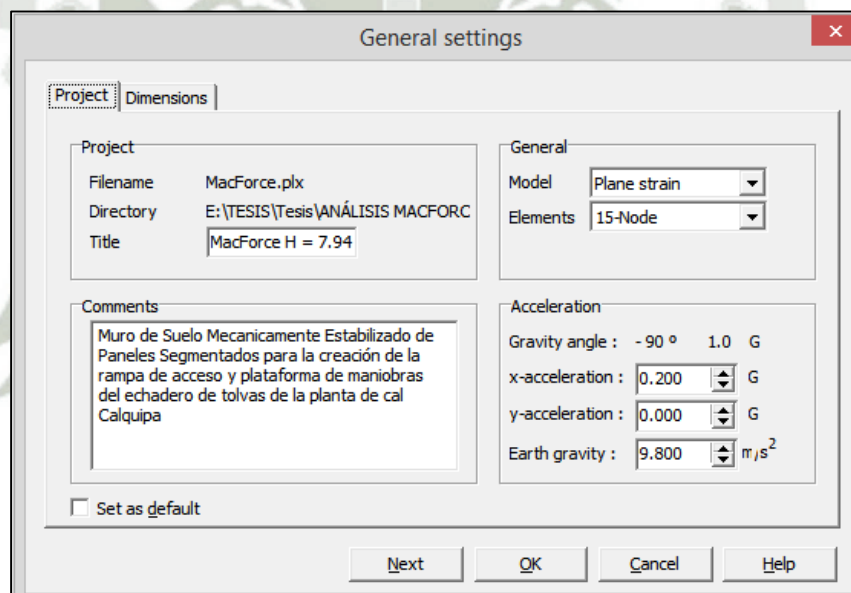


Figura 6-29. – Configuración general

En la pestaña “Project” podemos indicar una pequeña descripción del proyecto, el título, el valor de aceleración sísmica horizontal y la forma en que el programa realizará la discretización de los elementos.

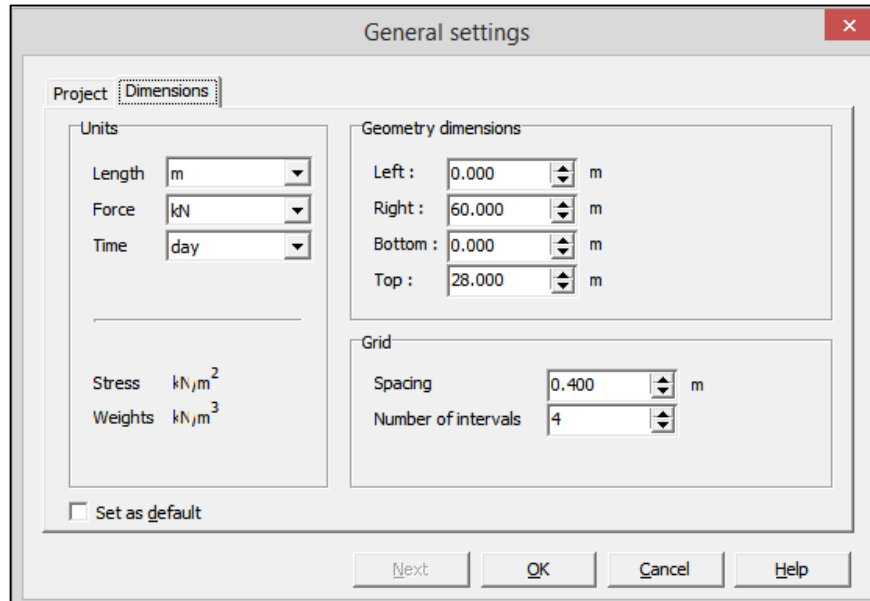


Figura 6-30. – Configuración general

En la pestaña “Dimension” podemos elegir las unidades con las que deseamos trabajar y el tamaño del entorno de trabajo del programa.

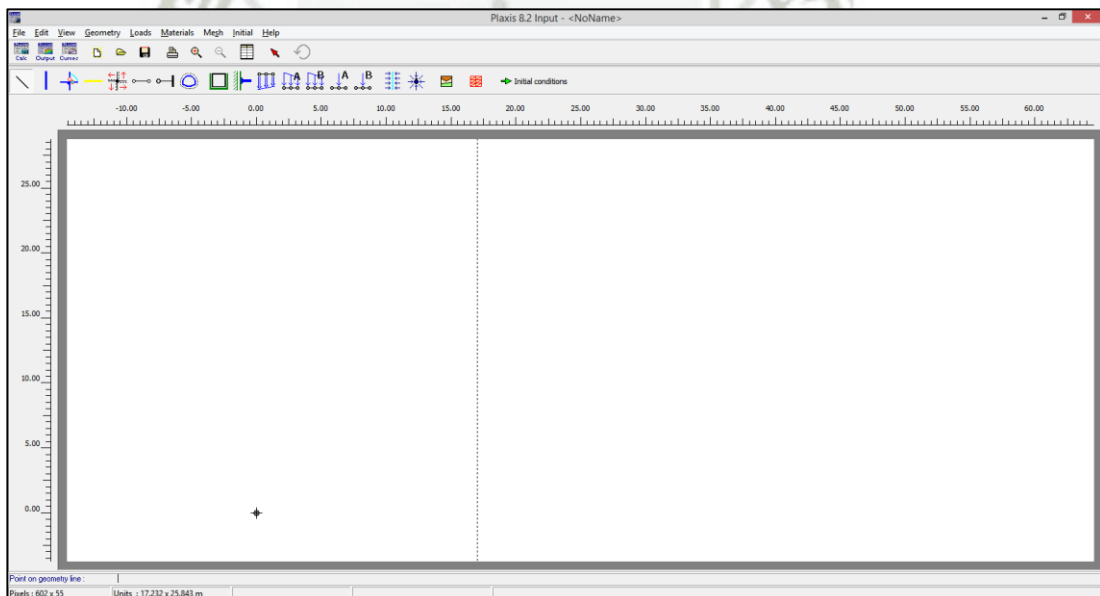


Figura 6-31. –Entorno de trabajo

Una vez ingresados los datos generales podemos empezar a realizar el modelo del problema. Dentro del programa existen tres subprogramas los cuales serán utilizados en las diferentes etapas del modelamiento. La geometría del modelo y todos los elementos que contiene el mismo se ingresan en el subprograma “Input”.

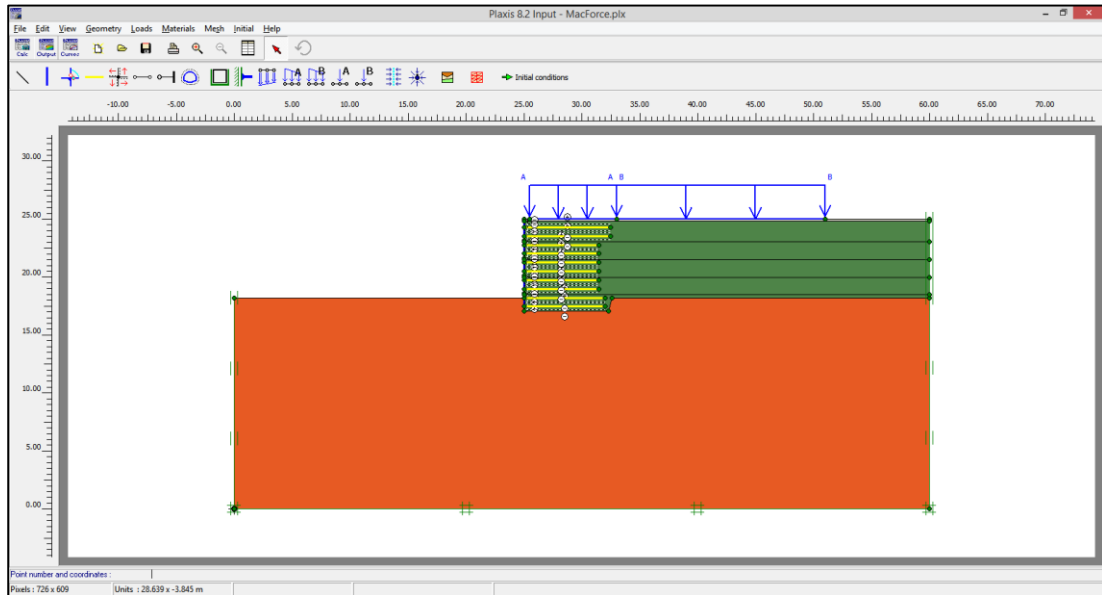


Figura 6-32. –Definición de la geometría

Asimismo, se deben especificar las condiciones de contorno y la malla de elementos finitos de acuerdo a las necesidades del problema. Mientras se tenga una malla con mayor densidad los resultados serán más exactos pero el tiempo de ejecución será mayor.

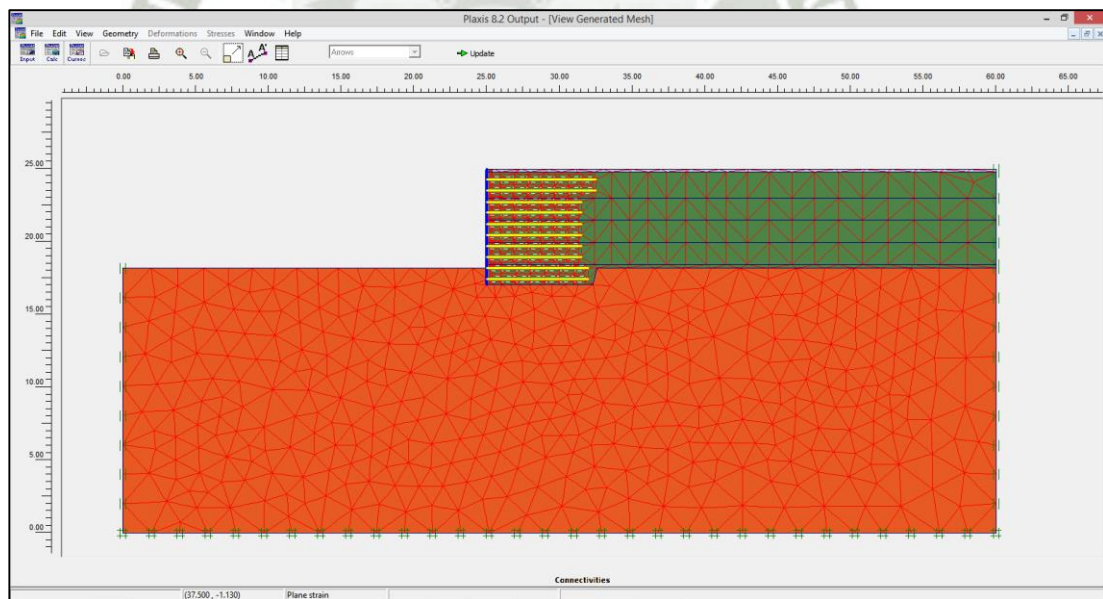



Figura 6-33. –Definición de la malla de elementos finitos

El programa tiene diferentes comandos que sirven para dibujar tanto la geometría del problema como los elementos estructurales del mismo, estos se encuentran en la barra de herramientas.




Para dibujar el refuerzo polimérico se utiliza el comando “Geogrid”, el cual es representado por una línea amarilla continua.

Para dibujar el panel de concreto prefabricado se utiliza el comando “Plate”, el cual es representado por una línea azul continua, de igual forma las almohadillas EPDM se dibujan con éste comando.

Las condiciones de contorno se pueden definir con el comando “Standard Fixities”, se aplican automáticamente activando el botón 

Una vez definida la geometría se procede a definir las características de todos los materiales involucrados en el problema, entre ellos tenemos los diferentes tipos de suelo, el refuerzo polimérico, el panel de concreto, la almohadilla de apoyo EPDM y una posible losa de concreto.

Para añadir las características del suelo podemos presionar el botón 

Éste botón nos mostrara una ventana en donde podremos crear un nuevo material.

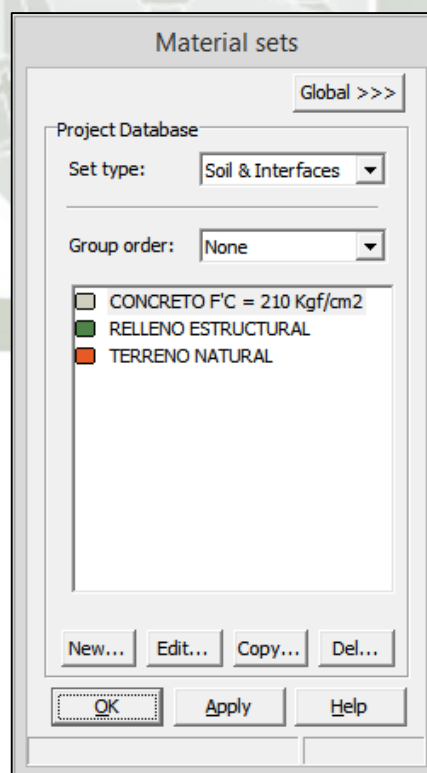


Figura 6-34. –Definición de los materiales

Figura 6-35. –Definición de las propiedades de los materiales

Figura 6-36. –Definición de las propiedades de los materiales

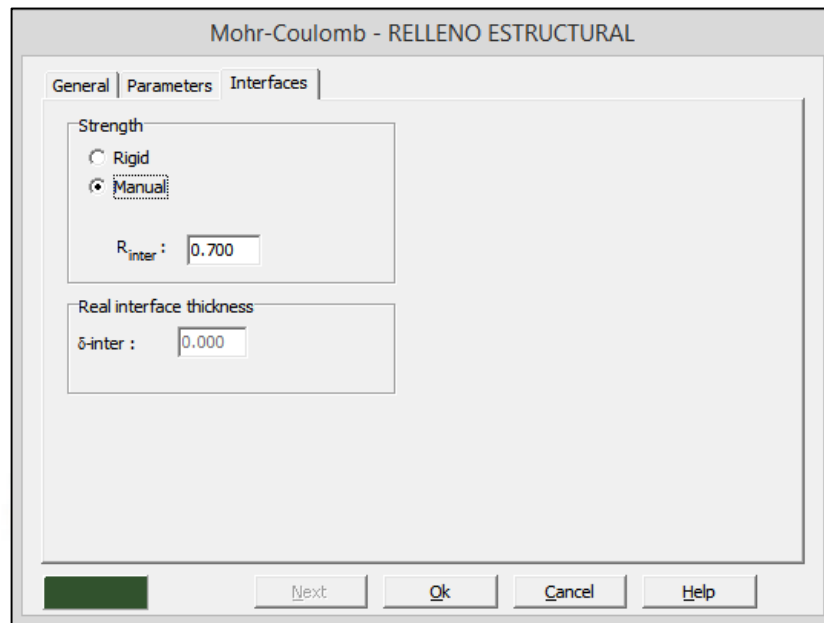


Figura 6-37. –Definición de las propiedades de los materiales

En la ventana “Interfaces” se puede colocar manualmente el valor de R_{inter} , el cual representa la interacción entre el suelo y el refuerzo.

$$R_{inter} = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)} \quad (\text{Ecuación 102.0})$$

Para definir las propiedades del refuerzo polimérico debemos desplegar la pestaña “Set Type” dentro de “Materials sets” y elegir “Geogrids”.

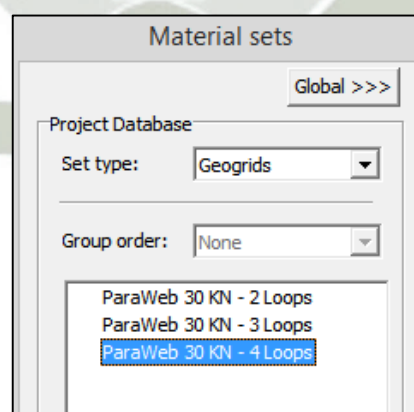


Figura 6-38. –Definición de las propiedades de los refuerzos

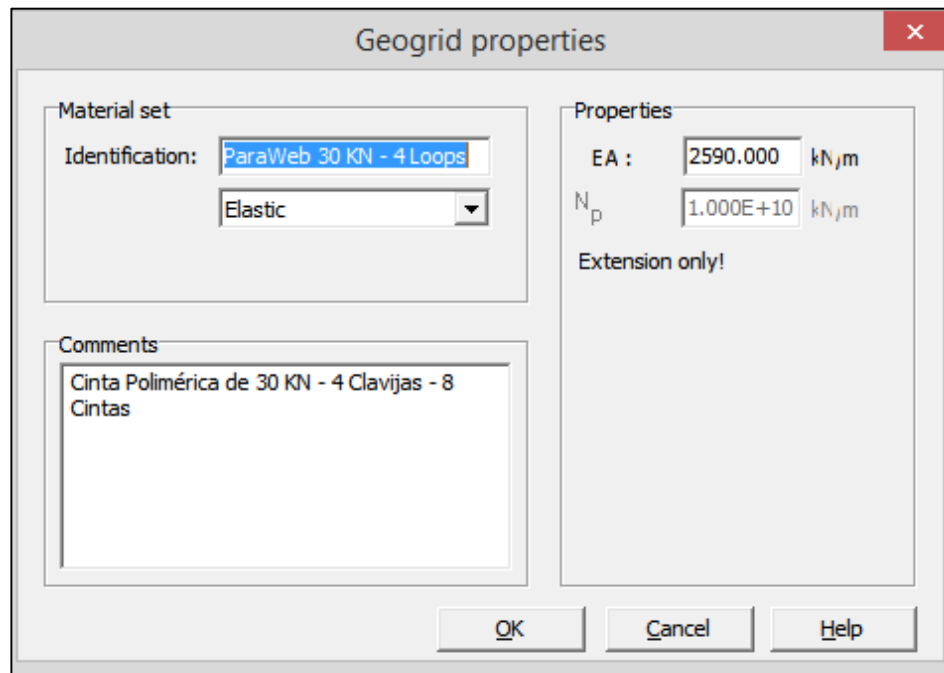


Figura 6-39. –Definición de las propiedades de los refuerzos

Una vez definido el nombre del material debemos introducir el valor de rigidez axial del refuerzo el cual se calcula de la siguiente manera:

$$EA = E_{\text{refuerzo}} A_{\text{refuerzo}} \frac{n_{\text{refuerzo}}}{L_{\text{panel}}} \quad (\text{Ecuación 103.0})$$

En donde:

E_{refuerzo} = Módulo de elasticidad del refuerzo

A_{refuerzo} = Área de la sección transversal del refuerzo

n_{refuerzo} = Número de refuerzos en una fila de la placa

L_{panel} = Longitud del panel segmentado

Por último, para definir las propiedades de la placa y del EPDM se despliega la pestaña y se elige “Plate”, la cantidad de datos que se necesitan es mayor, por lo que se han tomado datos referenciales de la investigación realizada por “I. P. Damians, R. J. Bathurst, A. Josa, A. Lloret y P. J. R. Albuquerque” en donde realizan un análisis de elementos finitos a un muro de paneles segmentados.

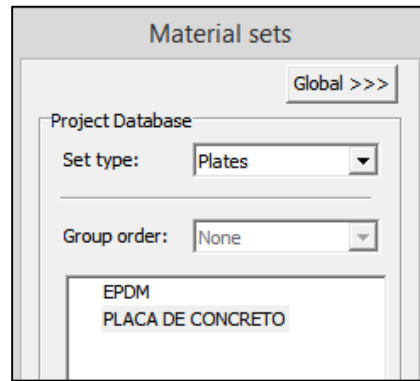


Figura 6-40. –Definición de las propiedades de los paneles Plaxis 8.2

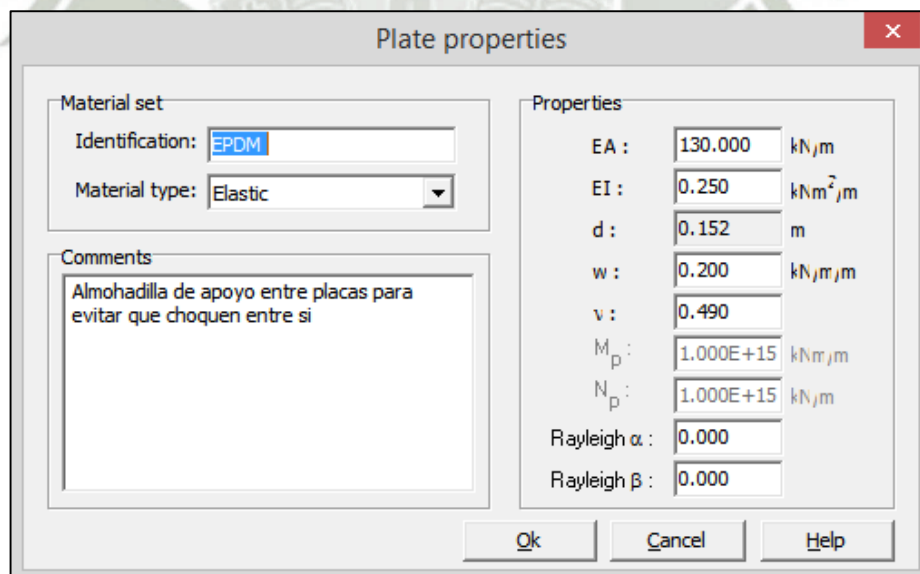
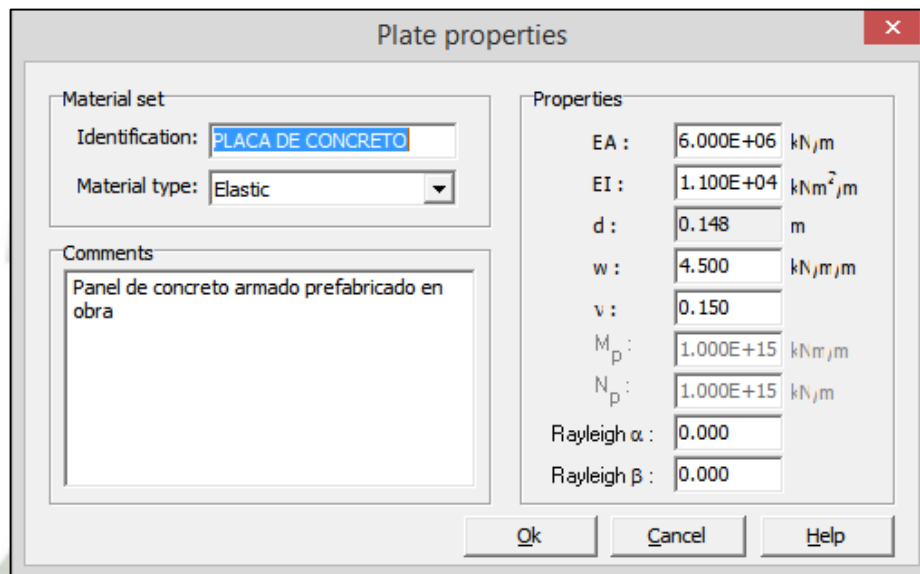


Figura 6-41. –Definición de las propiedades de los paneles segmentados y de los apoyos EPDM

Como se puede apreciar la cantidad de datos necesarios en un programa de elementos finitos es mayor, por lo tanto los resultados se deben interpretar con mayor criterio teniendo en cuenta la incertidumbre de los mismos.

Se debe definir los diferentes materiales según el modelo del material, por ejemplo los suelos normalmente se ingresan en un modelo de Mohr-Coulomb y en el caso de una losa de concreto esta se modela como un material lineal elástico.

Una vez definidas las propiedades de todos los materiales se procede a realizar el enmallado de elementos finitos, el programa realiza una discretización de todos los elementos dibujados anteriormente de acuerdo a la densidad de la malla que uno desee.

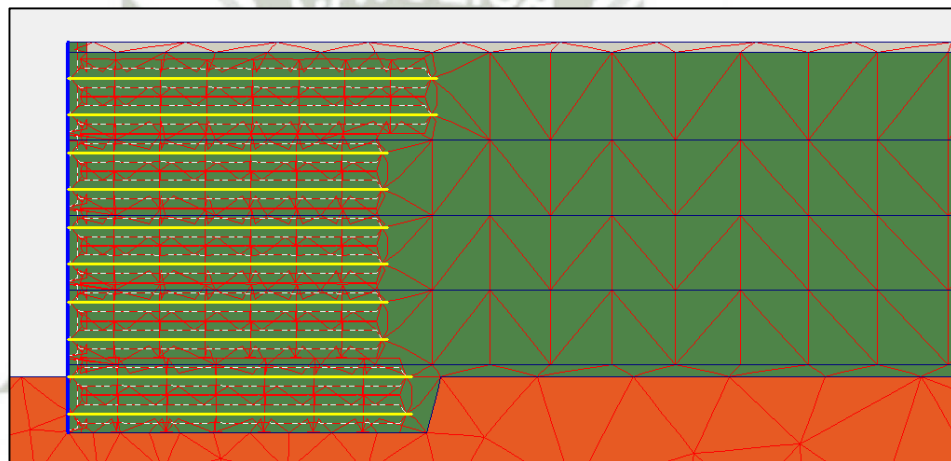


Figura 6-42. –Definición de las propiedades de los materiales

Una vez obtenida la malla se procede al cálculo de condiciones iniciales, esto nos permite conocer cómo se encuentra el problema antes de haber realizado algún cambio.

En el caso de un muro de contención podemos conocer cuáles son los esfuerzos efectivos en el terreno antes de su construcción.

Podemos definir que la condición inicial será el terreno perfilado para la construcción del sistema de suelo mecánicamente estabilizado.

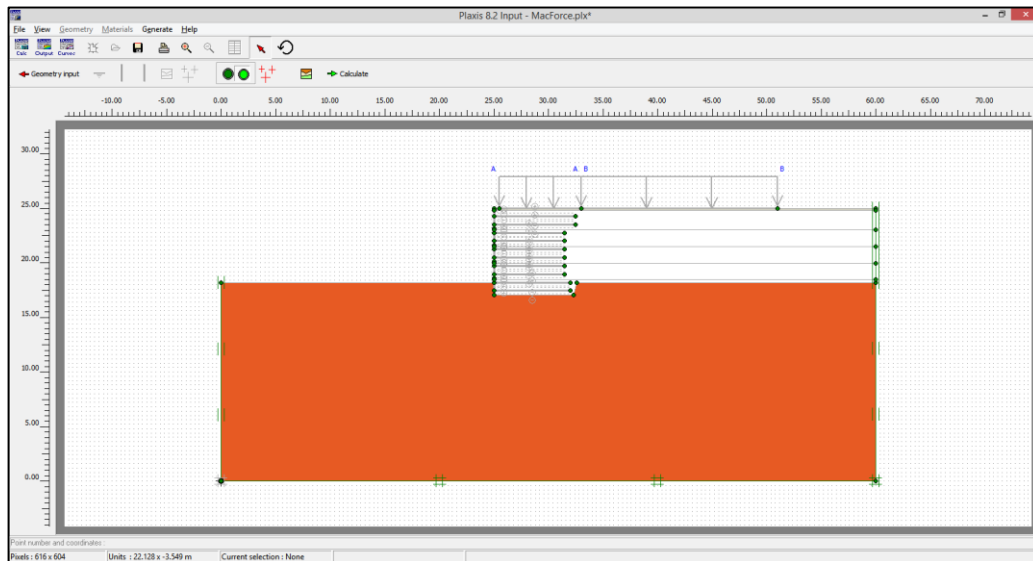


Figura 6-43. – Condición inicial del sistema

De esta forma podemos determinar los esfuerzos efectivos iniciales.

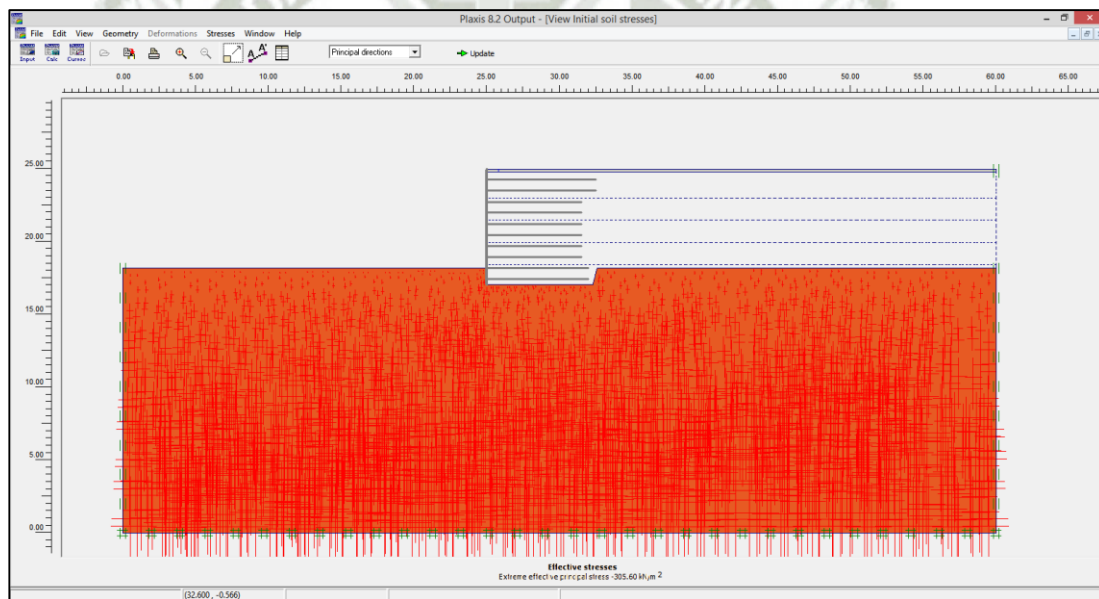


Figura 6-44. – Esfuerzos efectivos iniciales

Al realizar éste cálculo podemos proceder a modelar el problema, en el caso del sistema de paneles segmentados es conveniente analizar el muro por etapas de construcción, de esta manera podemos controlar los desplazamientos laterales presentes en la construcción del sistema.

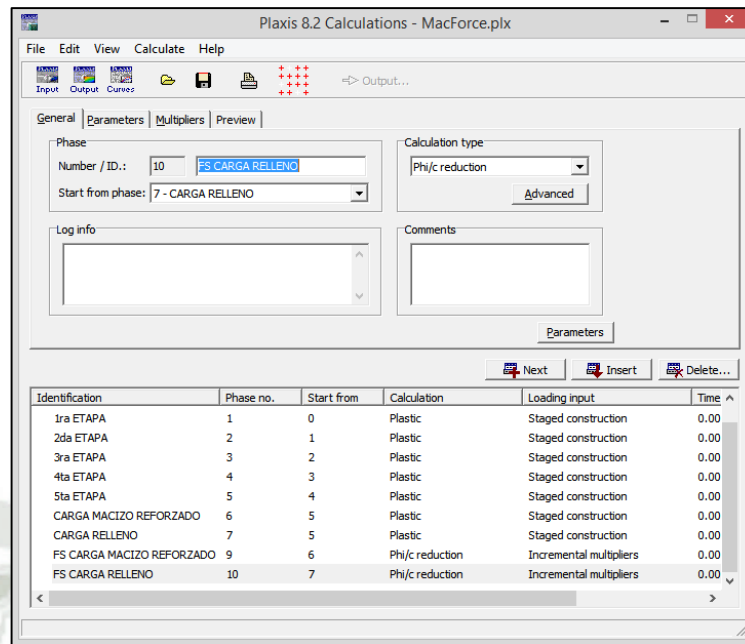


Figura 6-45. – Ventana de inicio para los cálculos

En éste caso en particular se han realizado cinco etapas de construcción debido a la configuración de los paneles prefabricados. De igual forma es posible utilizar diferentes posiciones de carga para definir la más crítica.

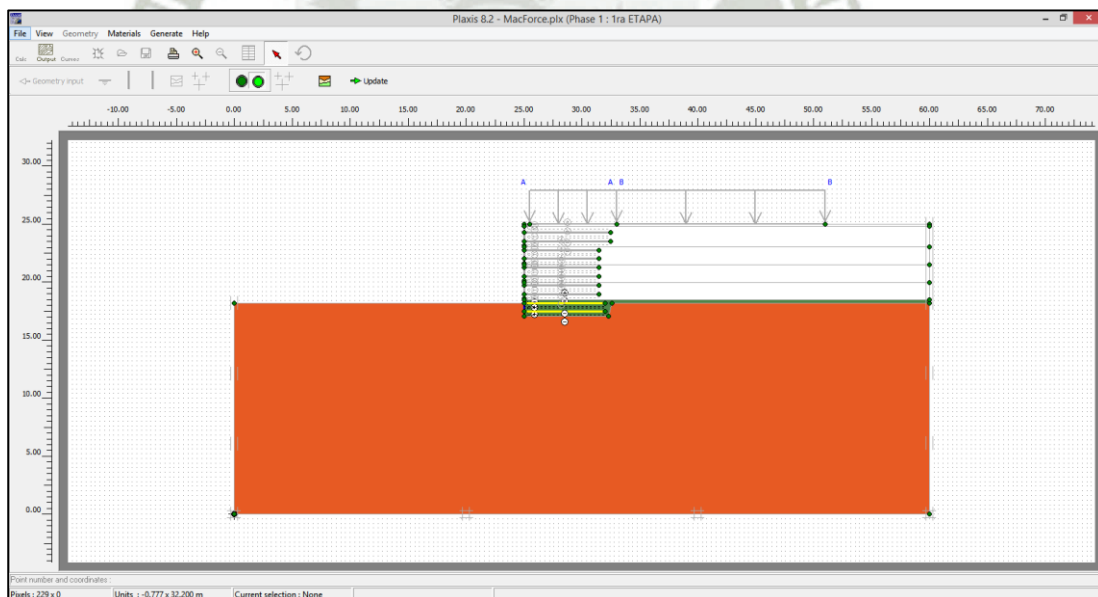


Figura 6-46. – Análisis de la primera etapa de construcción

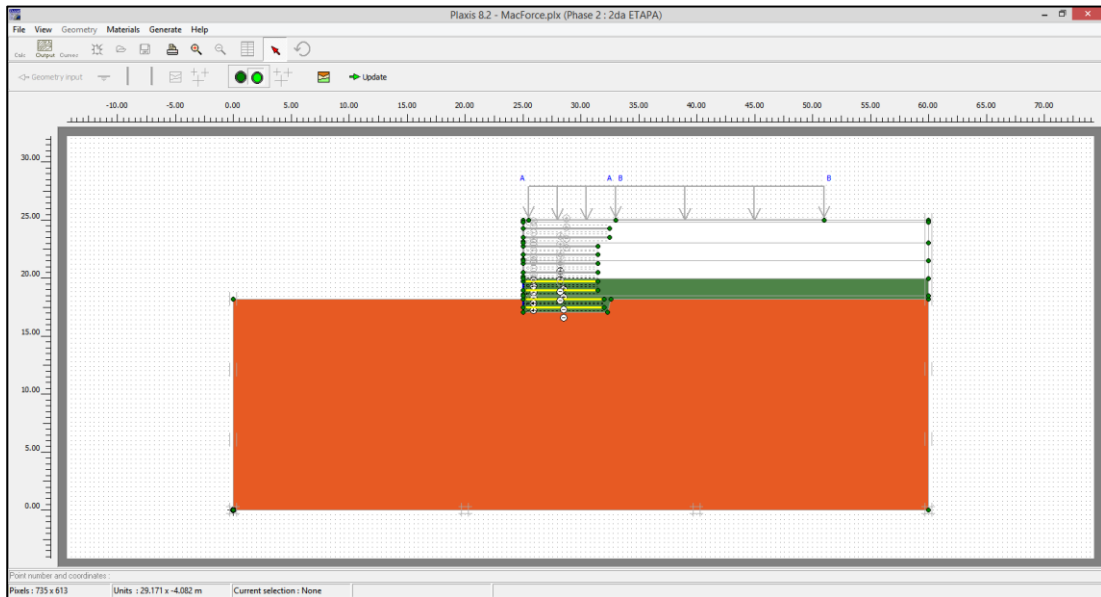


Figura 6-47. – Análisis de la segunda etapa de construcción

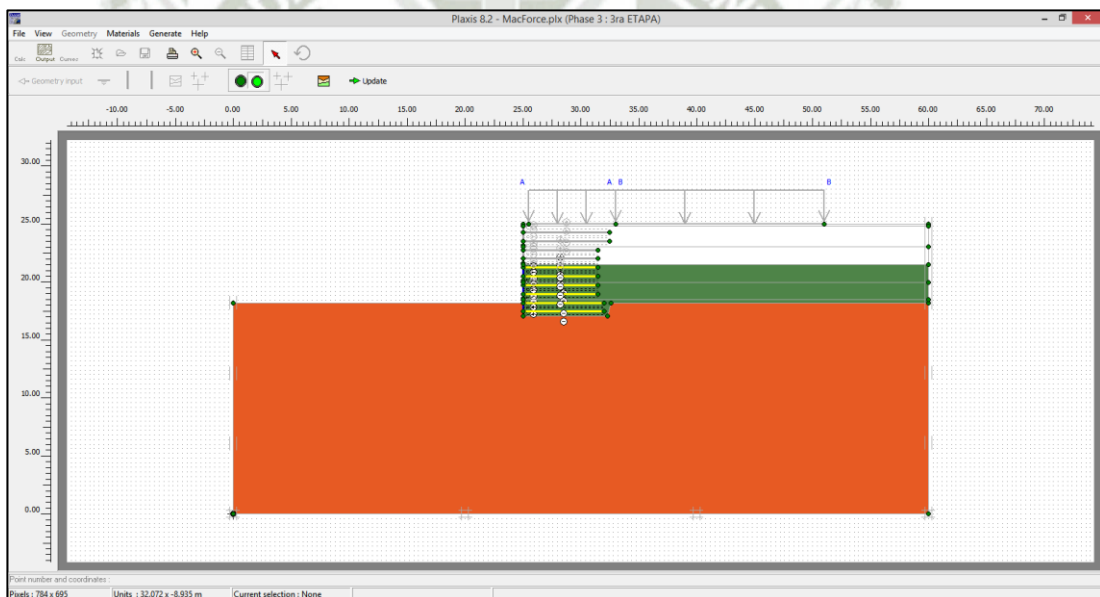


Figura 6-48. – Análisis de la tercera etapa de construcción

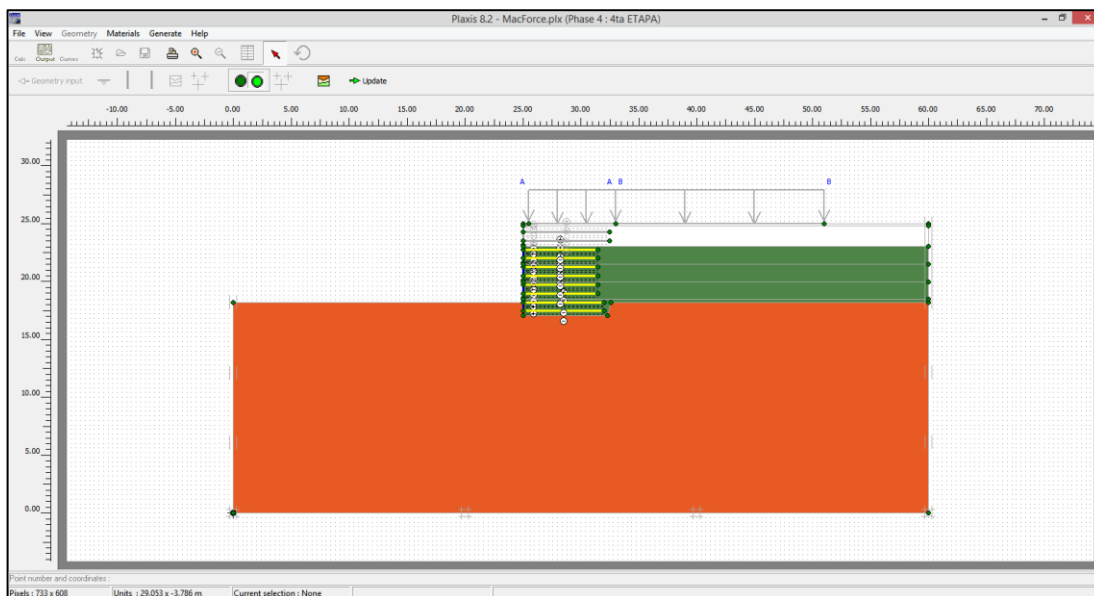


Figura 6-49. – Análisis de la cuarta etapa de construcción

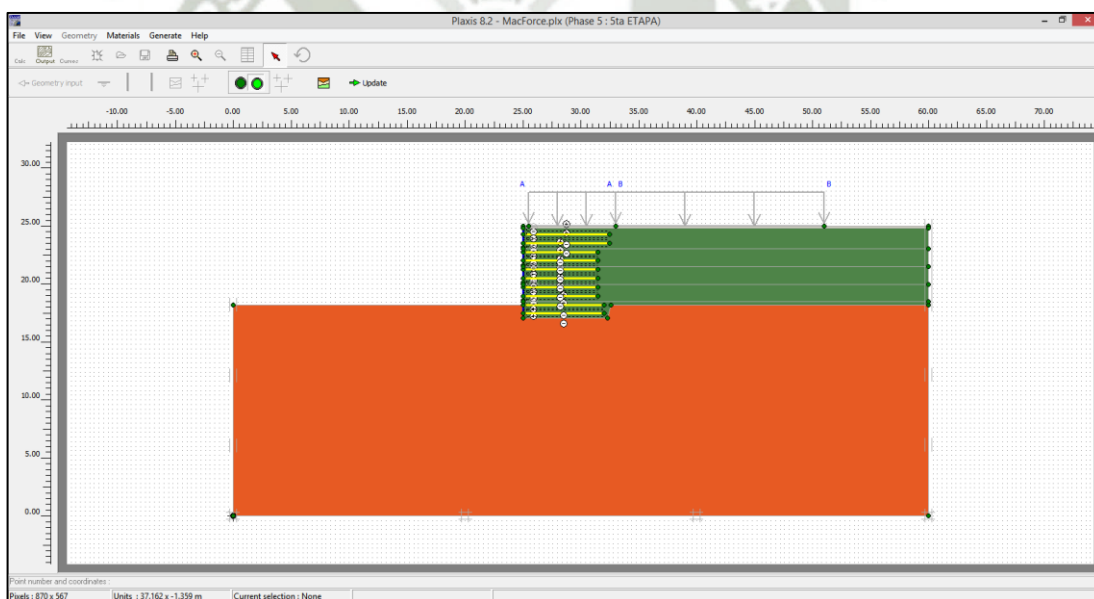


Figura 6-50. – Análisis de la quinta etapa de construcción

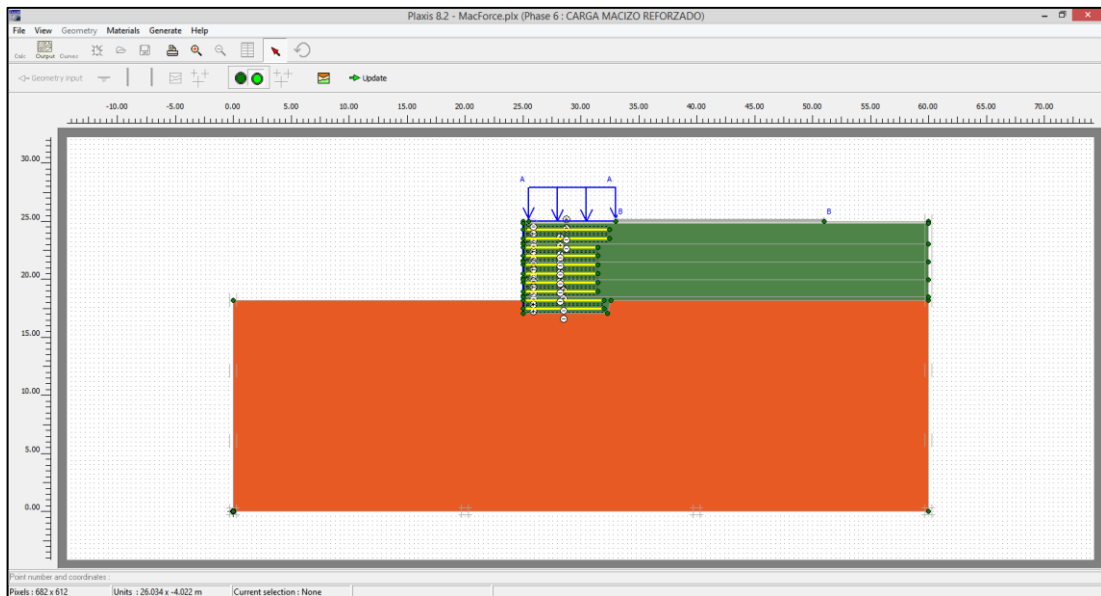


Figura 6-51. – Análisis del muro con el macizo reforzado cargado

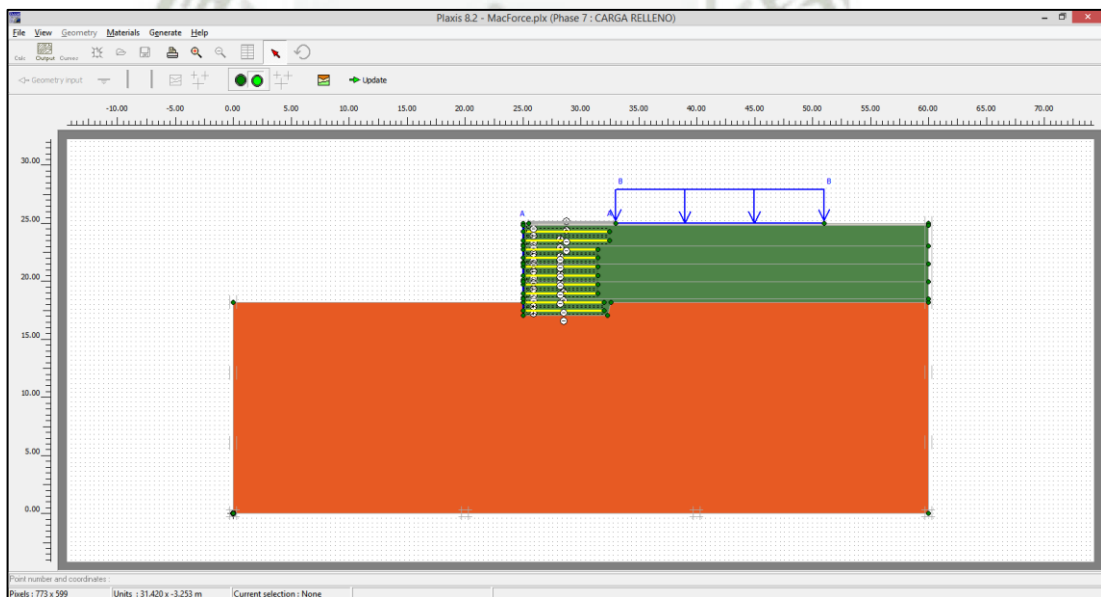


Figura 6-52. – Análisis del muro con el relleno retenido cargado

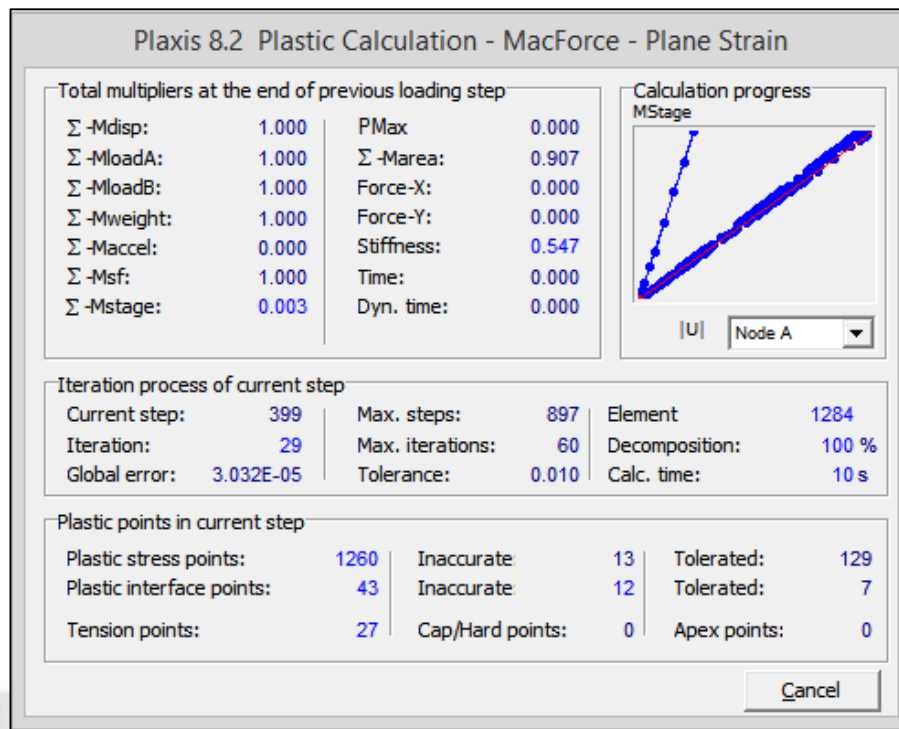


Figura 6-53. – Proceso del cálculo

El programa empezará a calcular paso a paso todo lo que hemos definido anteriormente, el tiempo que se demora el cálculo depende de la densidad del enmallado y de la complejidad del problema.

Una vez culminado el cálculo podemos verificar los asentamientos y desplazamientos finales en la etapa que veamos por conveniente.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00
✓ 1ra ETAPA	1	0	Plastic	Staged construction	0.00
✓ 2da ETAPA	2	1	Plastic	Staged construction	0.00
✓ 3ra ETAPA	3	2	Plastic	Staged construction	0.00
✓ 4ta ETAPA	4	3	Plastic	Staged construction	0.00
✓ 5ta ETAPA	5	4	Plastic	Staged construction	0.00
✓ CARGA MACIZO REFORZADO	6	5	Plastic	Staged construction	0.00
✓ CARGA RELLENO	7	5	Plastic	Staged construction	0.00
✓ FS CARGA MACIZO REFORZADO	9	6	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00

Figura 6-54. – Finalización del análisis por etapas de construcción

En el caso de tener el muro cargado en el macizo reforzado se tendrían los siguientes desplazamientos tanto en X como en Y.

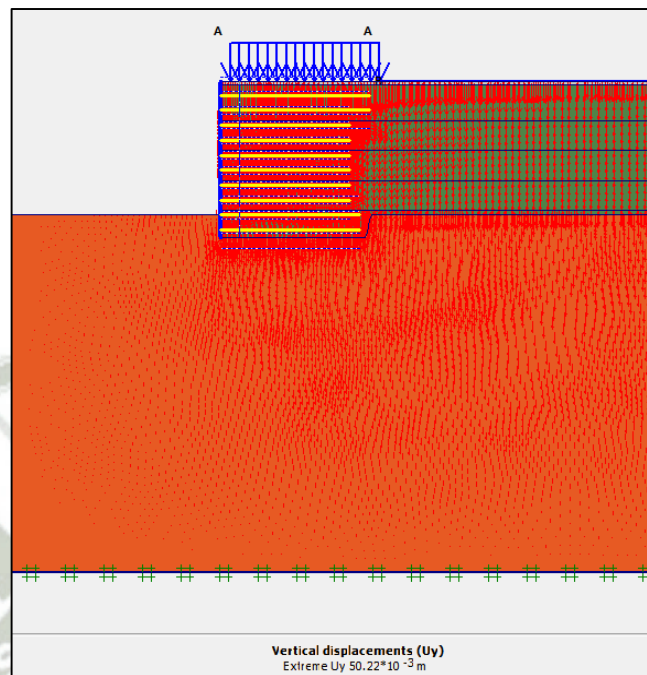


Figura 6-55. – Desplazamiento Vertical Plaxis 8.2

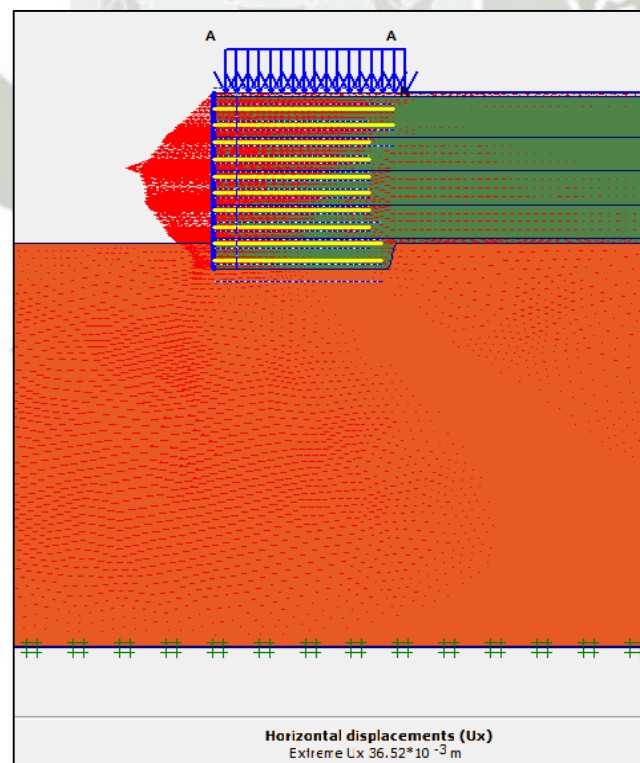


Figura 6-56. – Desplazamiento Horizontal Plaxis 8.2

En el caso de tener el muro cargado en la parte posterior al macizo reforzado se tendrían los siguientes desplazamientos tanto en X como en Y.

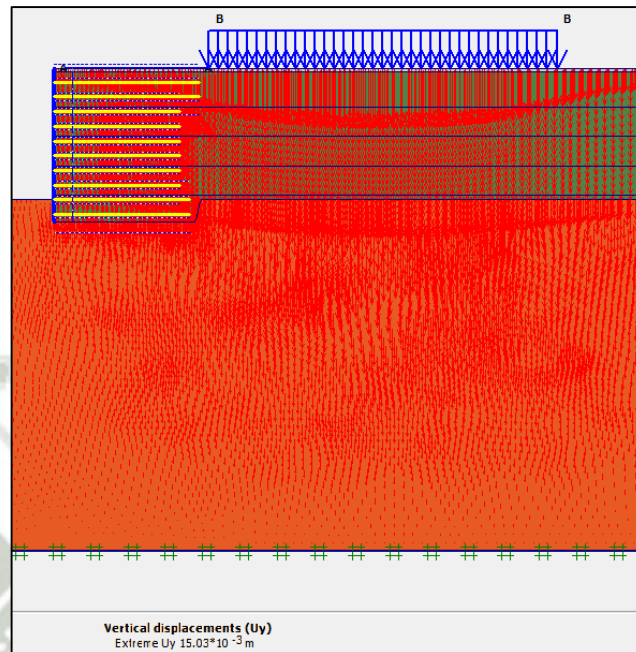


Figura 6-57. – Desplazamiento Vertical Plaxis 8.2

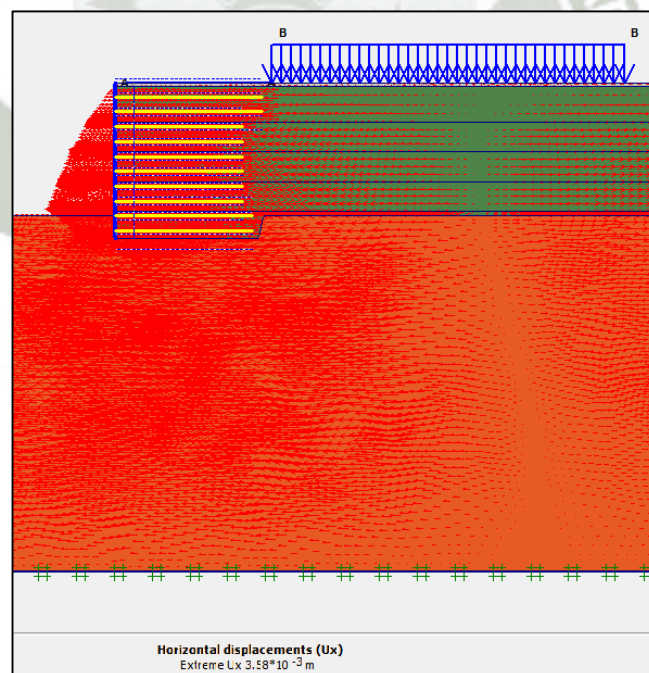


Figura 6-58. – Desplazamiento Horizontal Plaxis 8.2

Por lo tanto tendríamos los siguientes desplazamientos críticos:

$$U_x = 36.52 \text{ mm}$$

$$U_y = 50.22 \text{ mm}$$

En cuanto al desplazamiento vertical en relación a la altura tendríamos un asentamiento de 1/158, el cual es aceptable para éste tipo de sistema de suelo reforzado ya que el asentamiento no debe ser mayor a 1/100.

Con respecto al desplazamiento lateral debemos tener en consideración que el valor calculado es únicamente referencial y debe tomarse con cuidado. En la norma FHWA-NHI-10-024 se muestra un gráfico con el que se puede aproximar desplazamientos laterales durante la construcción, en realidad no existe un método exacto que determine con precisión estos desplazamientos ya que depende de muchas variables.

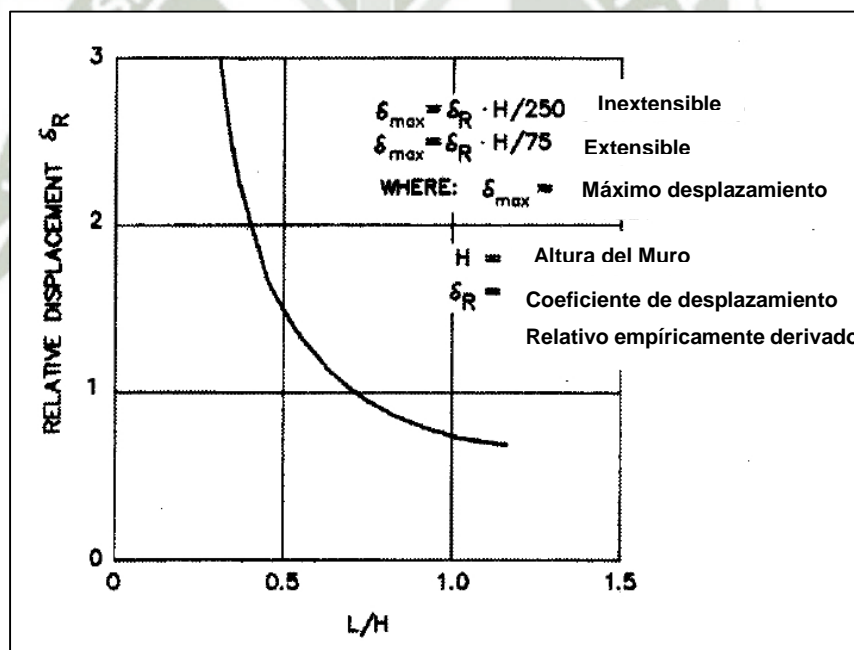


Figura 6-59. – Gráfico para determinar desplazamientos laterales durante la construcción (FHWA-NHI-10-024, 2009)

En esta figura 6-70 se puede determinar un posible desplazamiento lateral en base a la altura del muro y a la longitud del refuerzo.

Si utilizamos como referencia éste cálculo y lo aplicamos a nuestro caso en particular tendríamos los siguientes resultados.

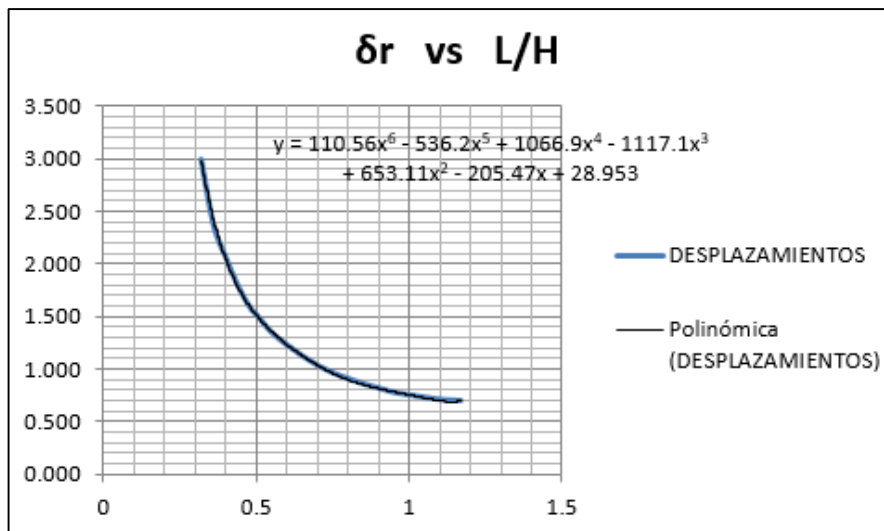


Figura 6-60. – Gráfico para determinar desplazamientos laterales durante la construcción (Modificado, FHWA-NHI-10-024, 2009)

Por lo tanto:

H	7.94 m
Factor	0.88
L	7.00 m
L/H	0.88
δr	0.824
δ_{max}	8.73 cm

El desplazamiento lateral máximo permisible sería de 8.73 cm. El desplazamiento lateral calculado es de 3.65 cm por lo que teóricamente no habría ningún problema.

Es importante resaltar que éste cálculo es únicamente referencial, el alineamiento del muro debe ser controlado topográficamente para garantizar la verticalidad, de igual forma la compactación a dos metros de la cara del muro debe ser con equipo liviano para disminuir posibles desplazamientos laterales.

6.4. Diseño de los Elementos del Paramento Frontal

Los sistemas de suelo mecánicamente estabilizado de paneles segmentados tienen como paramento frontal paneles prefabricados de concreto armado, el espesor mínimo de estos paneles está normado y debe respetarse.

El refuerzo de acero de los paneles es únicamente por temperatura y en casos muy especiales debe verificarse el refuerzo por flexión, pero esto es muy inusual ya que existen muros de treinta metros de altura con refuerzo por temperatura en donde no se han presentado problemas en las placas.

Los paneles prefabricados no cumplen ninguna función estructural en el sistema, su función principal es proteger el macizo reforzado.

Las empresas que promueven éste tipo de sistemas ya manejan sus propias configuraciones de paneles, variando el espesor, resistencia del concreto, refuerzo de acero, etc.

En éste caso en particular se utilizan placas de 14.50 cm de espesor con una resistencia del concreto a la compresión de 350 Kg/cm². El diámetro del acero por temperatura es de 12 mm, teniendo un espaciamiento horizontal de 35 cm y un espaciamiento vertical de 30 cm.

Asimismo, los apoyos EPDM que se utilizan se encuentran normados y los fabricantes deben proveerlos, todos los materiales deben tener un certificado de calidad que garantice y respalde el sistema de contención.

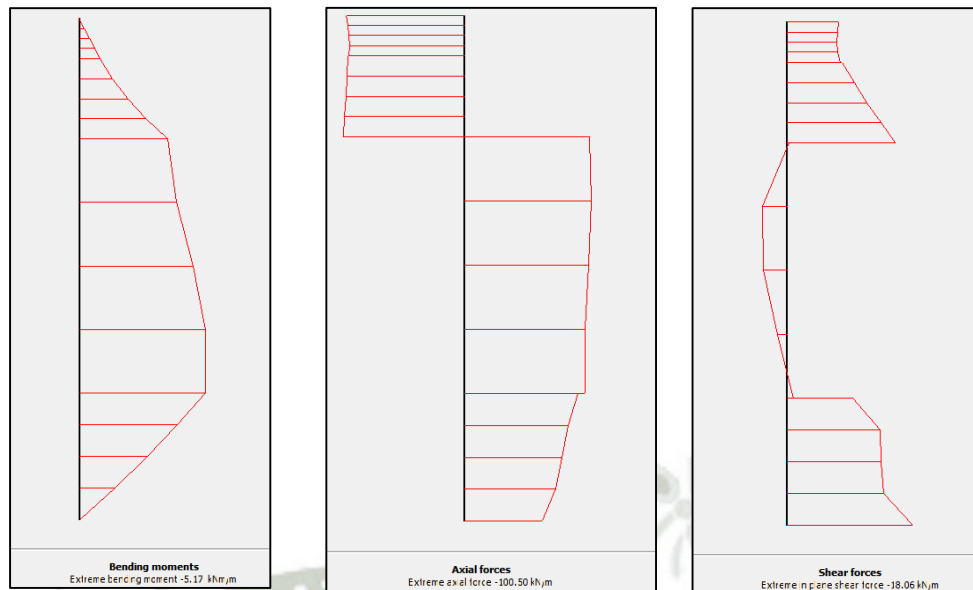
6.4.1. Modelamiento del Panel Prefabricado

A continuación se presenta una posible alternativa para verificar que el panel prefabricado se encuentra diseñado correctamente.

Como se comentó anteriormente Plaxis 8.2 es un programa de elementos finitos en el cual se pueden ingresar elementos tipo "Plate" para los cuales el programa pide una serie de datos como la rigidez axial, rigidez flexural, etc.

Estos datos nos permiten obtener las fuerzas que actúan en estos elementos, se puede obtener un diagrama de momentos flectores y un diagrama de fuerza normal.

A continuación se muestra un gráfico en donde se aprecian los diferentes diagramas de fuerzas de la placa más esforzada.



Momentos Flectores

Fuerzas Axiales

Fuerzas Cortantes

Figura 6-61. – Diagramas de Momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales del panel prefabricado

Momento Flector = -5.17 KN/m

Fuerza Axial = -100.50 KN

Fuerza Cortante = -18.06 KN/m

Por lo tanto en teoría, sería posible diseñar las placas en base a estos diagramas, pero se debe verificar cuidadosamente los datos de los elementos “Plate” correspondientes al panel prefabricado.

6.5. Sistema de Drenaje del Muro

El sistema de drenaje en un muro de contención tiene mucha importancia, especialmente en un sistema de suelo mecánicamente estabilizado de paneles segmentados. Existen dos formas de drenaje interno del muro, el primero se encuentra por detrás del paramento frontal y el segundo por detrás del relleno estructural.

El drenaje que se encuentra detrás del paramento frontal está constituido por piedra chancada separada del relleno estructural mediante un geotextil, comúnmente el espesor de esta columna de grava debe ser de 30 cm como mínimo. Las juntas entre placas deben taparse con un geotextil clase 2.

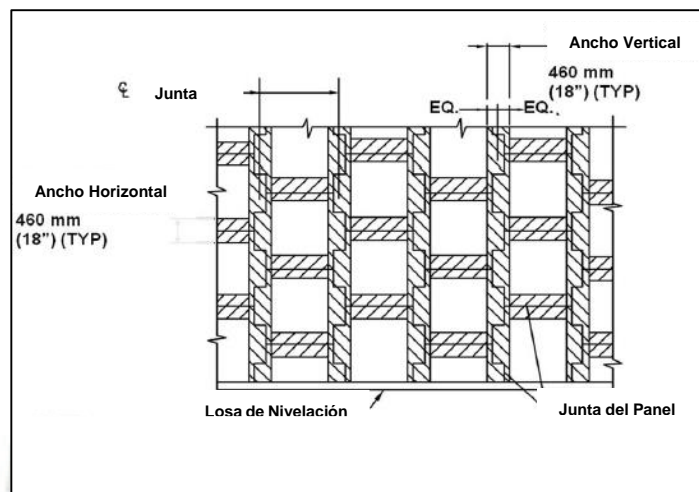


Figura 6-62. – Geotextil en las juntas entre paneles segmentados (FHWA-NHI-10-024, 2009)

En cuanto al drenaje posterior al relleno estructural, puede estar conformado por un geocompuesto drenante o por piedra chancada envuelta en geotextil.



Figura 6-63. – Drenaje en el trasdós del muro mediante piedra chancada envuelta en geotextil no tejido



Figura 6-64. – Drenaje en el trasdós del muro mediante geocompuesto drenante

La función del drenaje frontal es evacuar las aguas que se infiltran de la superficie, por el contrario, la función del drenaje que se encuentra en el trasdós del muro es evacuar las posibles aguas subterráneas.

Como parte del sistema de drenaje se deben considerar las tuberías colectoras tanto en el trasdós como en la parte frontal del muro, adicionalmente deben existir salidas de drenaje que lleven el agua colectada del trasdós y del frente hacia afuera del muro.

Para determinar el flujo en el sistema podemos hacer uso de la ley de Darcy:

$$q = kiA \quad (\text{Ecuación 104.0})$$

En donde:

q = Tasa de infiltración

k = Permeabilidad efectiva del relleno retenido

i = Gradiente hidráulico promedio del relleno retenido

A = Área del suelo normal a la dirección del flujo

La capacidad del geocompuesto drenante está dada por:

$$q = \lambda i B \quad (\text{Ecuación 105.0})$$

En donde:

q = Tasa de infiltración

λ = Transmisividad del geocompuesto drenante

i = Gradiente hidráulico promedio del relleno retenido

B = Ancho del geocompuesto drenante

Las transmisividad del geocompuesto drenante se puede encontrar en la especificación técnica del producto.

La capacidad de flujo de la tubería de drenaje se puede determinar de la siguiente manera:

$$q = \frac{0.463}{n} d^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 106.0})$$

En donde:

q = Tasa de flujo (cfs)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

d = Diámetro de la tubería (pies)

S = Pendiente de la línea de energía (pies/pies)

En cuanto a las tuberías de salida de drenaje se deben tener las siguientes consideraciones:

- La pendiente de la tubería de salida debe ser por lo menos de 2% (Pendiente transversal) por constructabilidad y para asegurar la salida del flujo.

- El espaciamiento entre tuberías de salida por lo general se calcula en base a la capacidad de flujo del sistema, alternativamente el espaciamiento debe estar entre 6 m y 15 m como máximo.
- Las tuberías de salidas por lo general son rígidas, las más idóneas son las tuberías de HDPE.



Figura 6-65. – Salida de drenaje

6.6. Interpretación de Resultados

Los factores de seguridad obtenidos en los análisis de los muros de contención se encuentran detallados en los anexos, naturalmente todos cumplen con las recomendaciones mínimas.

Se ha realizado tanto un análisis estático como pseudoestático debido a que el proyecto se encuentra en una zona altamente sísmica.

A continuación un listado de los análisis de estabilidad realizados mediante el programa MSEW (3.0):

- Estabilidad Externa
 - Análisis de estabilidad frente al deslizamiento
 - Análisis de estabilidad frente al volteo
 - Análisis de capacidad portante del terreno
 - Análisis de estabilidad global

- Estabilidad Interna
 - Análisis frente al arrancamiento del refuerzo
 - Análisis frente a la resistencia del refuerzo
 - Análisis frente a la resistencia de las conexiones

Asimismo, se ha realizado un análisis por serviciabilidad para conocer de mejor manera el comportamiento del muro frente a las deformaciones generadas por las cargas.

Los desplazamientos verticales y horizontales cumplen con las recomendaciones establecidas por las normativas internacionales, en el acápite 6.3.1 se han verificado los asentamientos del sistema de suelo reforzado.

6.7. Proceso Constructivo

La construcción de un sistema de suelo reforzado es bastante simple, pero se deben tener varias consideraciones importantes para asegurar el buen funcionamiento del mismo.

Primero que todo se debe asegurar de que tiene la última versión de planos aprobados para la construcción.

De igual forma, se debe realizar un levantamiento topográfico para verificar que la realidad se asemeja a lo indicado en los planos, de lo contrario se deberán realizar rediseños de las estructuras.

Se debe tener claro todas las partes en que consiste un sistema de suelo reforzado de paneles segmentados, dentro de estas tenemos: Relleno estructural, solera de concreto, paneles de concreto prefabricados, accesorios para la formación de juntas entre paneles, refuerzo polimérico, sistema de conexión con los paneles y el sistema de fijación posterior.

6.7.1. Preparación de la Subrasante

La preparación de la subrasante contempla dos etapas en general, una de ellas es la excavación y la otra es el sistema de drenaje.

Se debe excavar el sitio de acuerdo a la anchura y a la profundidad que se muestra en los planos aprobados para la construcción, es importante verificar que las propiedades mecánicas del suelo de fundación son las que se han utilizado para el diseño, de lo contrario se debe realizar un rediseño o mejorar el suelo de fundación.

Las características mecánicas del suelo de fundación tendrán gran influencia en la estabilidad global del muro y en la capacidad portante del mismo.

Una vez finalizada la excavación de acuerdo a las indicaciones del plano se debe instalar el sistema de drenaje (Figura 6-77), actualmente se utilizan geocompuestos drenantes por detrás del muro para proteger el relleno estructural del agua y evitar empujes hidrostáticos.

Los geocompuestos drenantes están conformados por dos capas de geotextil de bajo gramaje y una geomanta entre ellos para permitir el rápido flujo de agua. El geocompuesto evacua todas las aguas a través de una tubería de salida.

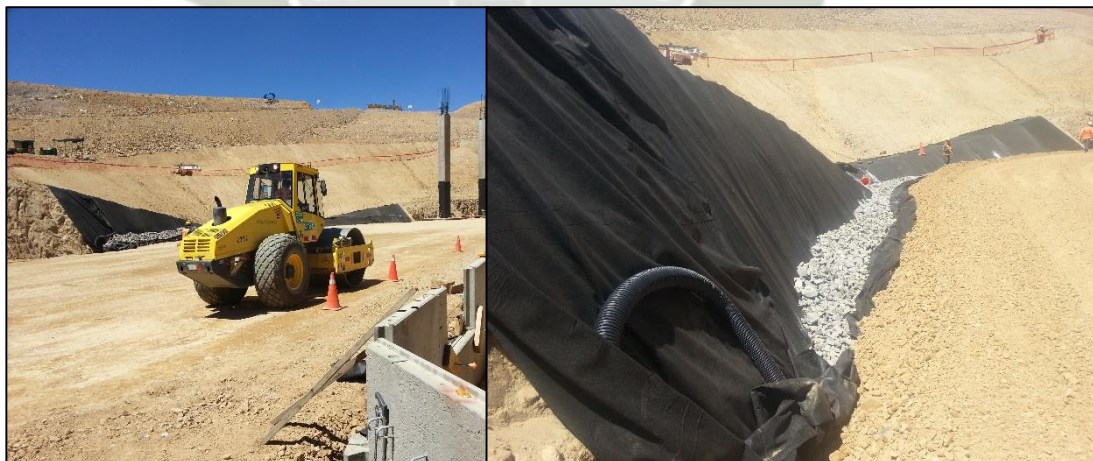


Figura 6-66. – Terreno perfilado y drenaje posterior de acuerdo a los planos de construcción

6.7.2. Construcción de la Losa de Nivelación

Una vez terminado el perfilado del terreno de acuerdo a los planos de construcción se procede a construir la losa de nivelación o solera de concreto. La resistencia a compresión del concreto debe ser de 150 Kgf/cm².

El espesor debe ser de al menos 15 cm y el ancho debe ser de 35 cm. El concreto debe curarse por lo menos cuatro días o llegar hasta una resistencia del 80% de la resistencia final.

Se debe llevar un control estricto de la losa de nivelación cada 5 m y no se debe aceptar más de ± 5.0 mm de tolerancia. El cuidado debe ser minucioso ya que sobre esta losa se van a instalar todos los paneles prefabricados.

Una vez construida la losa de nivelación (Figura 6-78) se debe marcar el alineamiento del muro. En algunos casos se construye una losa de nivelación con un diente en la parte frontal para que la placa tenga un tope y no sea necesario el trazado del alineamiento del muro.

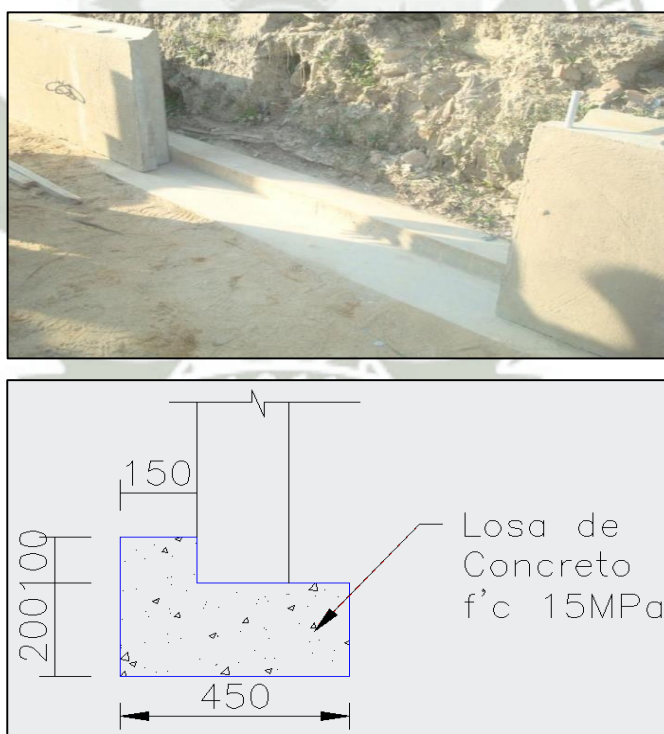


Figura 6-67. – Losa de nivelación

6.7.3. Colocación de la Primera Fila de Paneles sobre la Losa de Nivelación

Una vez finalizada la construcción de la losa de nivelación se procede a instalar la primera fila de paneles prefabricados. La instalación de las placas se realiza con una grúa pequeña (Figura 6-79).

Las placas tienen sistemas de izaje diferentes, los accesorios para el izaje los debe brindar el proveedor de los materiales del sistema. De igual forma se debe tener cuidado en colocar la placa adecuada de acuerdo a la nomenclatura indicada en los planos de construcción.



Figura 6-68. – Izaje del panel prefabricado

Mientras se instala la primera fila de paneles se debe verificar que se encuentren alineadas tanto verticalmente como horizontalmente.



Figura 6-69. – Nivelado entre paneles prefabricados

Verificado el alineamiento del muro (Figura 6-80) se procede a colocar geotextil en las juntas de los paneles, esto evita que se pierda material una vez que el muro se encuentre en servicio.



Figura 6-70. – Colocación de geotextil en las juntas entre paneles

El geotextil puede adherirse momentáneamente al panel de concreto con cola sintética, se utiliza un geotextil clase 2 (Figura 6-81) para realizar esta operación. En cualquiera de los casos se debe utilizar el geotextil para tapar las juntas, si no existe una columna de grava en el frente el geotextil evita que se pierda material granular de relleno y si existe la columna de grava el geotextil evita que las piedras ingresen a las ranuras y retrasen la construcción del sistema.

6.7.4. Colocado y Compactado del Relleno Estructural hasta la primera capa de refuerzo

Finalizado el colocado del geotextil en las juntas se procede a realizar la operación de relleno y compactado del macizo reforzado. El relleno debe ser un material granular y debe cumplir los requerimientos del proyecto, todo relleno estructural debe tener cohesión cero y alcanzar por lo menos un ángulo de fricción interna de 30° , el índice de practicidad debe ser inferior a 6%.



Figura 6-71. – Colocación y nivelación del relleno estructural

El relleno debe compactarse en capas de 25 a 30 cm (Figura 6.82), la compactación a dos metros de la cara interior del muro debe realizarse mediante equipos de compactación liviana o manual, en lo posible se debe señalar dicha franja con conos u otro elemento preventivo.

Es importante asegurar que los equipos de compactación pesada no se acerquen a la cara del muro ya que pueden causar deformaciones excesivas en el paramento frontal (Figura 6-83).

Estas deformaciones no causan ningún problema estructural en el muro pero si causan problemas estéticos e incluso para los transeúntes o para las personas que puedan apreciar el muro puede parecer que la estructura colapsara en cualquier momento, siendo esto totalmente falso.



Figura 6-72. – Compactación del relleno estructural con equipo pesado



Figura 6-73. – Compactación del relleno estructural con equipo liviano

6.7.5. Colocación de la Primera Capa de Refuerzo

La colocación de la cinta polimérica se realiza una vez que se ha verificado el nivel de compactación del relleno estructural (95% del Proctor modificado).

El primer paso es marcar la longitud del refuerzo (Figura 6-85), esto se puede realizar mediante cal. Terminada esta operación se procede a colocar las “J” de acero corrugado en la marca realizada, estos elementos sirven para sostener la cinta en la parte posterior luego de que se tense.



Figura 6-74. – Marcas de cal indicando la longitud del refuerzo



Figura 6-75. – Colocación de “J” en la marca donde finaliza el refuerzo

Cuando se han colocado todas las “J” (Figura 6-86) en su posición se procede a colocar la cinta polimérica. Se debe iniciar con un empalme utilizando la “S” (Figura

6-87) de acero corrugado, éste elemento tiene la función de sujetar el empalme y evitar que se deslicen las cintas.



Figura 6-76. – Elemento de sujeción en empalmes “S”



Figura 6-77. – Empalme inicial de la cinta polimérica

El refuerzo polimérico se coloca en forma de zigzag pasando por las clavijas insertas en el panel prefabricado. El tipo de refuerzo a utilizar se puede apreciar en los planos aprobados para construcción.



Figura 6-78. – Colocación del refuerzo pasando por los pasadores que se encuentran sujetos en las clavijas

Los empalmes (Figura 6-88 y 6-90) que se realicen a lo largo de la colocación de la cinta deben realizarse únicamente en el lado en donde se encuentran las “J” (Figura 6-86), éste debe ser de dos metros y debe estar sujeto con los elementos “S” (Figura 6-87).



Figura 6-79. – Empalme en la parte final del refuerzo

Para garantizar el buen funcionamiento del sistema se debe tensar el refuerzo, el tensado puede ser manual entre varias personas o también es posible utilizar otros elementos y algunos métodos más efectivos.

Por ejemplo cabe mencionar que en algunos casos se ha realizado el tensado utilizando una sección de madera de longitud variable como palanca para asegurar el tensado, con ayuda de tres personas más para poder jalar la cinta se logra un excelente colocación final.



Figura 6-80. – Tensado de la cinta mediante una sección cuadrada de madera de longitud variable

Como se aprecia en la figura 6-91, uno de los peones tensa la cinta con una madera mientras que otro peón jala lo que se ha logrado tensar y lo pasa por la clavija.

A su vez otro peón debe pasar todo lo que se ha estirado por una barra de acero corrugado que se pasa a través de las “J” (Figura 6-91) para luego martillarlas y asegurar que la cinta no ceda.

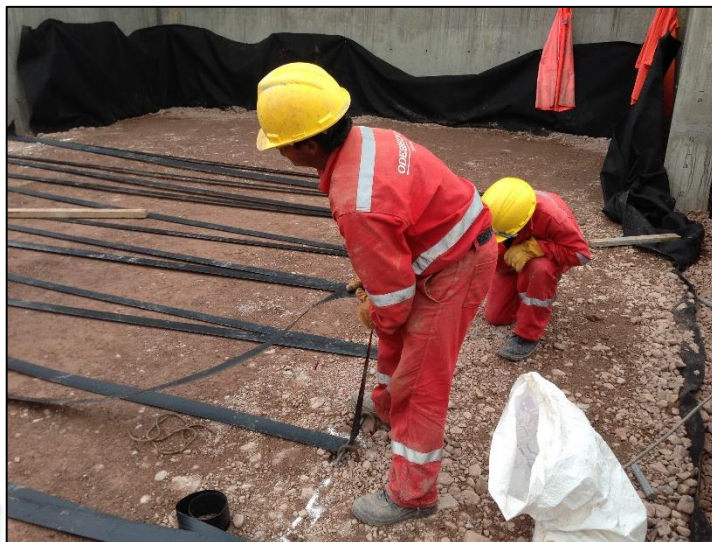


Figura 6-81. – Tensado de la cinta en la barra de acero corrugado que es asegurada por las “J”



Figura 6-82. – Cintas poliméricas colocadas

Al finalizar el tensado del refuerzo polimérico se procede a rellenar con material granular la siguiente capa y los procedimientos se repiten. En lo posible se debe evitar que los equipos pesados transiten directamente por encima del refuerzo.



6.8. Presupuesto Referencial

PRESUPUESTO REFERENCIAL MURO DE SUELO REFORZADO MACFORCE

Item	Descripción	Unid	Metrado	Precio Unitario	Parcial (US\$)	Subtotal (US\$)	Total (US\$)
Obra: MURO DE SUELO REFORZADO DE PANELES SEGMENTADOS - PLANTA DE CAL CALQUIPA Cliente: CALQUIPA S.A.C Proyecto : PR-PE-SN-14 Ubicación: AREQUIPA Fecha: ---/---/--- Tipo de Cambio: S/. 2,85 Área Frontal del Muro: 1132,00 m ²							
Movimiento de Tierras							
1.00	Relleno Compactado con Material Propio	m ³	8.745,00	12,12	106.025,99		
1.02	Suministro y Colocación de Grava para Drenaje Frontal	m ³	458,50	18,04	8.270,20	114.296,19	
Concreto Simple							
2.00	Encofrado, Habilitación y Desencofrado de Losa de Nivelación	m ²	106,68	8,94	954,09		
2.01	Concreto y Curado de Losa de Nivelación f'c = 150 Kg/cm ²	m ³	20,07	158,20	3.175,03	4.129,12	
Paneles Segmentados							
3.00	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MA7L (aprox. 1,52 x 1,52 x 0,145)	und	9,00	155,80	1.402,18		
3.01	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MA6L (aprox. 1,52 x 1,52 x 0,145)	und	100,00	147,80	14.779,83		
3.02	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MA5L (aprox. 1,52 x 1,52 x 0,145)	und	87,00	138,80	12.075,45		
3.03	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MA4L (aprox. 1,52 x 1,52 x 0,145)	und	154,00	129,80	19.988,94		
3.04	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MB2L (aprox. 1,52 x 0,76 x 0,145)	und	18,00	78,11	1.405,90		
3.05	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MB3L (aprox. 1,52 x 0,76 x 0,145)	und	38,00	75,11	2.854,02		
3.06	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MC4L (aprox. 1,52 x 1,10 x 0,145)	und	60,00	109,64	6.578,15		
3.07	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MF7L (aprox. 1,52 x 1,86 x 0,145)	und	48,00	169,46	8.134,16		
3.08	Fabricación de Panel Segmentado Tipo MF8L (aprox. 1,52 x 1,86 x 0,145)	und	8,00	178,46	1.427,69	68.646,32	
Suministro e Instalación de Paneles y Cintas Paraweb							
4.00	lajaje de paneles segmentados	und	522,00	10,25	5.350,71		
4.01	Suministro e Instalación del Geotextil no tejido clase II	m ²	2.497,00	2,12	5.293,64		
4.02	Suministro e Instalación Cinta Polimérica de Refuerzo de 30KN	ml	32.081,00	1,41	45.234,21		
4.03	Suministro e Instalación del Geocompuesto para Drenaje	m ²	965,00	8,02	7.739,30		
4.04	Suministro e Instalación de la Tubería perforada flexible de HDPE 4"	ml	350,40	4,78	1.674,91		
4.05	Suministro e Instalación de la Tubería rígida de HDPE 4"	ml	127,12	4,78	607,63	65.900,40	
4.06							
Costo Directo (US\$)							252.972,03
Área del Muro (m²)							1.132,00
Costo del Muro x m²							223,47

CAPITULO VII. Conclusiones y Recomendaciones

7.1. Conclusiones

La metodología de diseño LRFD aplicada al diseño de los muros de contención del echadero de tolvas y rampa de acceso tiene como fundamento amplificar las cargas con factores que varían de acuerdo al tipo de carga (carga muerta, carga viva, entre otras), y reducir las propiedades mecánicas de los materiales que componen la estructura, es decir, el refuerzo polimérico. De igual forma toma los casos más críticos para el análisis de estabilidad externa ya que la estructura se analiza por combinaciones de cargas (Resistencia I y Resistencia II) y finalmente se comparan los valores mínimos de resistencia con los valores máximos de cargas actuantes.

El método de equilibrio límite abarca todos los posibles casos que se puedan presentar, tanto geométricos como de cargas actuantes, por lo que muchos programas optan por desarrollar ésta metodología. Sin embargo el programa MSEW (3.0), utilizado para el análisis y diseño de los muros de suelo reforzado de la planta de cal - Calquiipa, funciona únicamente con la teoría de Coulomb, limitando a que el relleno retenido sea granular. Por lo tanto, éste programa no tiene mayor complejidad en lo que se refiere al cálculo de empujes de suelo, cuando se utiliza la teoría de equilibrio límite se pueden obtener resultados más exactos.

El modelamiento en elementos finitos de un sistema de suelo reforzado debe realizarse cuidadosamente al igual que la interpretación de resultados, se debe tener un fundamento teórico previo al uso de un programa de elementos finitos, por lo que en el presente trabajo de investigación se realizó una introducción al mismo para poder aplicarlo en el análisis de los muros de contención de la planta de cal - Calquiipa.

Se realizaron los ensayos de mecánica de suelos correspondientes al material del lugar del proyecto en donde se planteó la solución con suelo reforzado. Se obtuvieron las propiedades mecánicas tanto del terreno natural como del relleno estructural para poder desarrollar sin ningún problema el análisis y diseño de la estructura.

Los ensayos realizados en el refuerzo polimérico no fueron los más apropiados, debido al equipo que se utilizó para realizar las pruebas. Las mordazas no son las adecuadas para ensayar éste tipo de geosintético, ya que la cinta debe ser ensayada

íntegramente con mordazas anchas o rodillos puesto que así se garantiza que la resistencia y los resultados sean reales, puedan ser verificados y utilizados en el análisis de un sistema de suelo reforzado.

Las cintas poliméricas se componen de poliéster y polietileno de alta densidad, el poliéster es el material resistente y el polietileno es el recubrimiento que lo protege. Debido a ésta configuración, fue complicado hacer que en el ensayo a tracción el poliéster trabaje, ya que en todas las pruebas éste resbaló internamente y no se alcanzó la resistencia según especificación técnica de dicho material.

Debido a que no se logró realizar el ensayo en la cinta polimérica adecuadamente y por lo tanto, no se pudo determinar el módulo de elasticidad del material compuesto, se realizó un cálculo exacto del área de poliéster en la sección transversal de la cinta mediante la ayuda de AutoCAD y ya que el módulo de elasticidad del poliéster de alta tenacidad es conocido, se pudo calcular la rigidez axial.

Se planteó una solución en suelo mecánicamente estabilizado de paneles segmentados para el echadero de tolvas y rampa de acceso debido a la rapidez constructiva, puesta en servicio inmediata y menor costo en comparación con soluciones convencionales. Actualmente las soluciones en concreto armado o concreto ciclópeo han quedado totalmente desplazadas en la mayoría de los casos.

El sistema de drenaje del muro de suelo reforzado de la planta de cal tiene una función muy importante, el drenaje frontal cumple la función de captar cualquier infiltración superficial y evacuarla rápidamente a través de la columna de grava y del sistema de tuberías, mientras que el drenaje posterior cumple la función de captar cualquier infiltración que se encuentre en el trasdós del muro y evacuar rápidamente mediante el geocompuesto drenante y el sistema de tuberías.

El macizo reforzado en el sistema de contención del echadero de tolvas y rampa de acceso siempre debe ser protegido del agua, esto debido a que podría causar la saturación del mismo y por lo tanto esfuerzos que no se han considerado en el diseño, asimismo, las propiedades mecánicas del relleno estructural podrían modificarse causando el colapso del muro, es por ese motivo que las normas recomiendan utilizar únicamente rellenos granulares ya que sus propiedades no se modifican al saturarse, a diferencia de suelos cohesivos.

Los análisis se realizaron en el programa MSEW (3.0), el cual es el programa más comercial a nivel mundial debido a que se sustenta con las normas internacionales más reconocidas como la AASHTO. Asimismo, se realizó un modelamiento del muro en el programa Plaxis 8.2, éste programa de elementos finitos nos permite conocer los posibles desplazamientos y asentamientos que tendrá el muro, éste análisis se conoce como análisis por serviciabilidad.

El desplazamiento y asentamiento calculado fue satisfactorio al compararlo con lo establecido por la norma AASHTO, al igual que todos CDR (Capacity Demand Ratio) obtenidos en el análisis de estabilidad interna y externa de los muros de contención del echadero de tolvas de la planta de cal - Calquipa.



7.2. Recomendaciones

Es importante conocer a profundidad el fundamento teórico de análisis de un sistema de suelo mecánicamente estabilizado para poder utilizar un software de diseño, de igual forma se deben conocer las metodologías de cálculo que utiliza el programa para determinar el empuje de suelo, de ésta manera podemos conocer las limitaciones del programa y podremos interpretar los resultados correctamente.

Los ensayos de mecánica de suelos se deben realizar correctamente para que el análisis sea lo más cercano a la realidad, aunque se manejen factores de seguridad es importante tener certeza de valores como el ángulo de fricción, peso unitario y cohesión.

En el caso de un sistema de suelo reforzado es importante tener cuidado en el control de compactación del relleno, la verificación de densidad en campo debe realizarse en cada capa de suelo compactado y por ningún motivo debe ser menor al 95% del Proctor modificado.

El control topográfico en campo al momento de la construcción es muy importante, principalmente para mantener la verticalidad del muro. Si no se realiza un correcto control topográfico se pueden presentar deformaciones horizontales las cuales pueden ser percibidas visualmente.

Para poder realizar investigaciones sobre geosintéticos es importante tener los equipos adecuados, existen equipos específicos para ensayar diferentes tipos de materiales, por lo que sería importante tener en cuenta la implementación de un laboratorio destinado únicamente a la realización de ensayos en geosintéticos, las investigaciones que se pueden realizar en el campo de la ingeniería de geosintéticos son muy amplias y necesarias en la actualidad, incluso es posible realizar pruebas a escala real con diferente instrumentación para comprobar las que las hipótesis asumidas son correctas o se asemejan a la realidad.

Referencias Bibliográficas

- Berg R. R., Christopher B. R, Samtani N. C, FHWA – NHI – 10 – 024, Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I, 2009, National Highway Institute, 5ta edición, USA, 332 p.
- Berg R. R, Christopher B. R, Samtani N. C, FHWA – NHI – 10 – 025, Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II, 2009, National Highway Institute, 5ta edición, USA, 404 p.
- Elias V, Christopher B. R, Berg R. R, FHWA – NHI – 00 – 043, Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines, 2001, National Highway Institute, USA, 418 p.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2010, 5ta Edition, USA, 1635 p.
- Vankavelarr D. P, Leshchinsky D, Inspection Guidelines for Construction and Post-Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls, 2002, Delaware Center of Transportarion, USA, 49 p.
- Daniele M. O, Paulo E. O. R, Petrucio S. J., Victor G. Ch., Criterios Generales para Proyecto, Especificación y Aplicación de Geosintéticos, 2010, Maccaferri do Brasil Ltda, Brasil, 321 p.
- Christina V, Leshchinsky D, FHWA RD-03-048, Effects of Geosynthetic Reinforcement Spacing on the Performance of Mechanically Stabilized Earth Walls, National Highway Institute, 2003, USA, 230 p.
- Victor E, FHWA-RD-89-186, Durability/Corrosion of Soil Reinforced Structures, 1990, National Highway Institute, USA, 176 p.
- Michael A, Jennifer N, Tom S, Jonathan W, Warren S, Joseph H, FHWA-HRT-11-026, Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Interim Implementation Guide, 2012, National Highway Institute, USA, 176 p.

- Robert D, Christopher B, Ryan R, FHWA HI-95-038, Geosynthetic Design and Construction Guidelines, 1998, National Highway Institute, USA, 484 p.
- Tahsina M., Failure Analysis of a Mechanically Stabilized Earth Wall Using Finite Element Program Plaxis, 2009, University of Texas at Arlington in Partial Fulfillment, USA, 177 p.
- Pérsio L. A. B., Manual Técnico, Obras de Contención, Maccaferri do Brasil Ltda, 1ra Edición, Brasil, 219 p.
- David M. P, Lidija Z, Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering, Theory, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Published by Thomas Telford, 1ra Edición, 1999, London, 458 p.
- David M. P, Lidija Z, Trevor I. A, Kevin A, Kevin, G. H, Nebojsa K, Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering, Application, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Published by Thomas Telford, 1ra Edición, 1999, London, 448 p.
- Damians I. P, Bathurst R. J, Josa A, Lloret A, Albuquerque P. J. R, Vertical – Facing Loads in Steel – Reinforced Soils Walls; R.J. Bathurst, Paper 14 p.
- Abdulrahman Alhabshi, Finite Element Based Design Procedures for MSE/Soil-Nail Hybrid Retaining Wall Systems, 2006, Texas Tech University, USA, 317 p.





A1.1 Panel Fotográfico

Ensayos de Suelos



Figura A1.1 Excavación de Calicata



Figura A1.2 Profundidad de Calicata



Figura A1.3 Ensayo del Cono de Arena



Figura A1.4 Ensayo del Proctor Modificado



Figura A1.5 Muestra para Proctor Modificado



Figura A1.6 Compactación del Material en el Molde

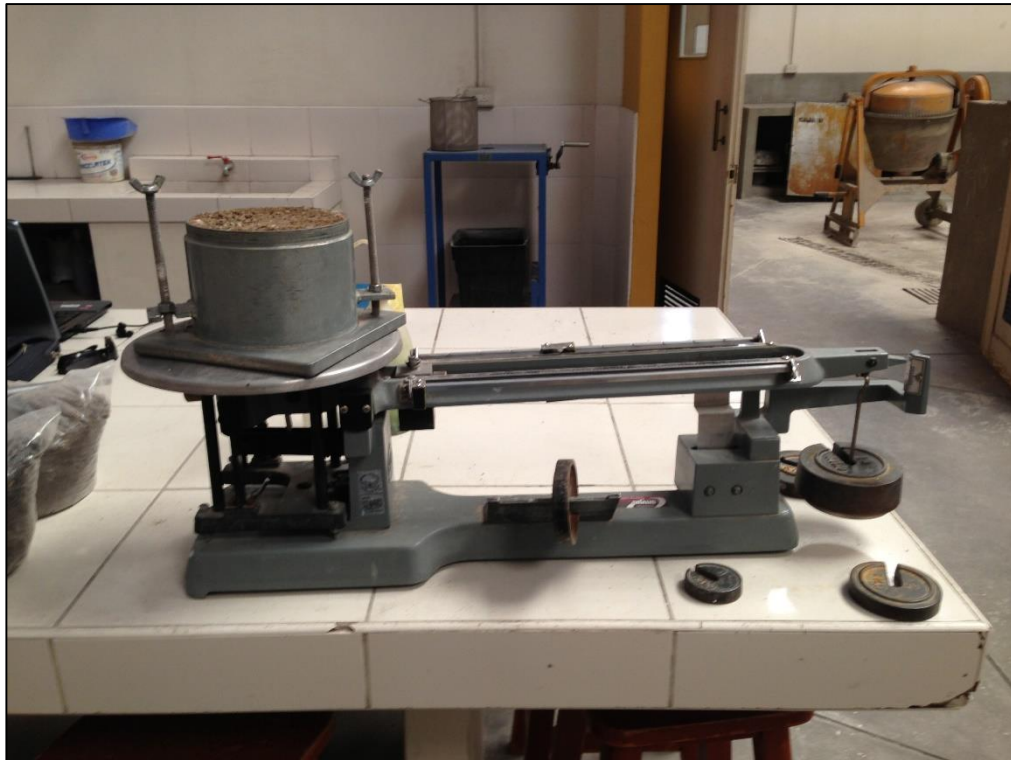


Figura A1.7 Peso del Molde para Proctor Modificado



Figura A1.8 Muestras para el Ensayo de Parafina



Figura A1.9 Ensayo de Parafina



Figura A1.10 Muestra de Suelo para el Ensayo de Corte Directo



Figura A1.11 Muestra Preparada para el Ensayo de Corte Directo



Figura A1.12 Ensayo de Corte Directo



Figura A1.13 Ensayo de Granulometría



Figura A1.14 Ensayo de Límite Líquido



Figura A1.15 Peso Unitario Mínimo



Figura A1.16 Peso Unitario Máximo



Figura A1.17 Muestras de Límite Plástico



Figura A1.18 Ensayo de Gravedad Específica

Ensayo de Tracción en Refuerzo Polimérico

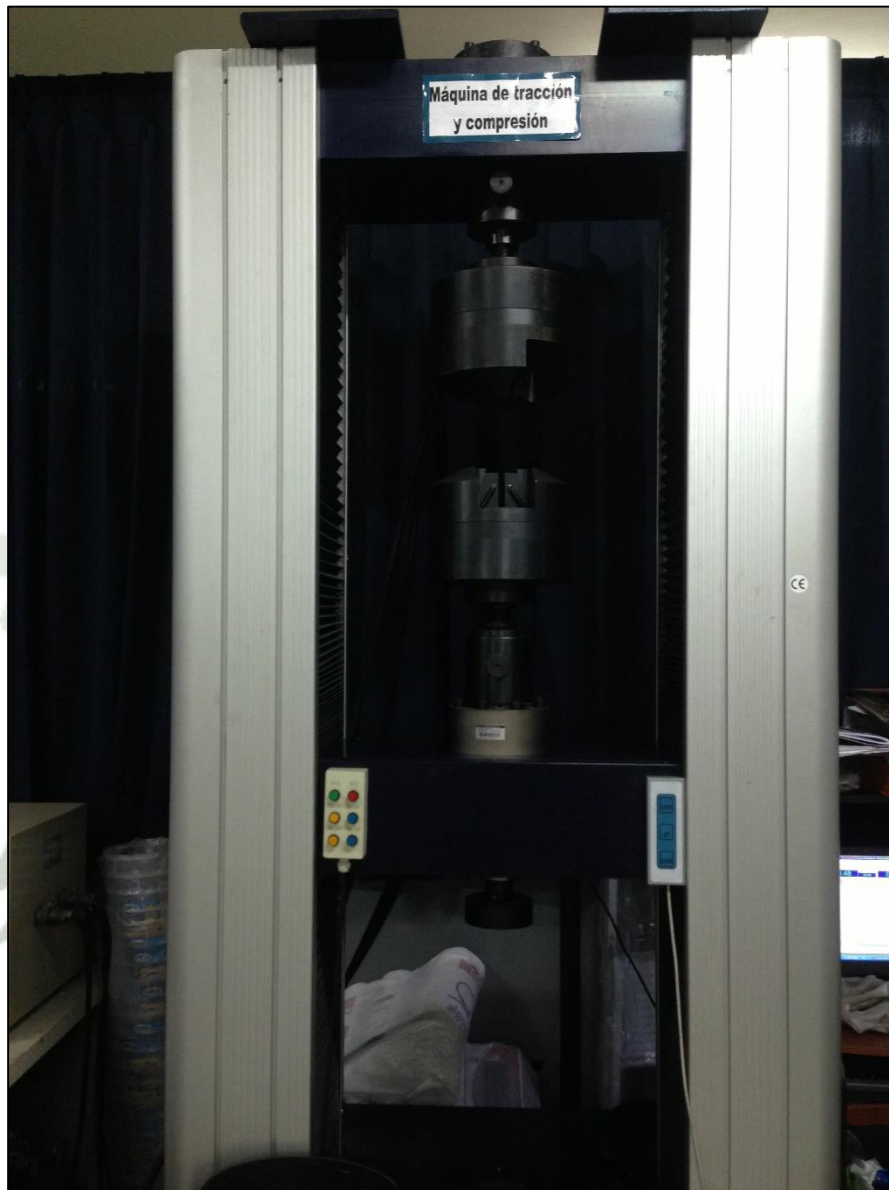


Figura A1.19 Equipo de Ensayos a Tracción y Compresión del Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería Mecánica, Mecánica Eléctrica y Mecatrónica



Figura A1.20 Cinta Polimérica de 30 KN ensayada a Tracción



Figura A1.21 Cinta Polimérica de 30 KN ensayada a Tracción



Figura A1.22 Probeta Normalizada de Cinta Polimérica de 30 KN ensayada a Tracción



Figura A1.23 Cinta Polimérica de 50 KN ensayada a Tracción



Figura A1.24 Cinta Polimérica de 50 KN ensayada a Tracción



Figura A1.25 Probeta Normalizada de Cinta Polimérica de 50 KN ensayada a Tracción




Figura A1.26 Probeta Normalizada de Cinta Polimérica de 75 KN ensayada a Tracción



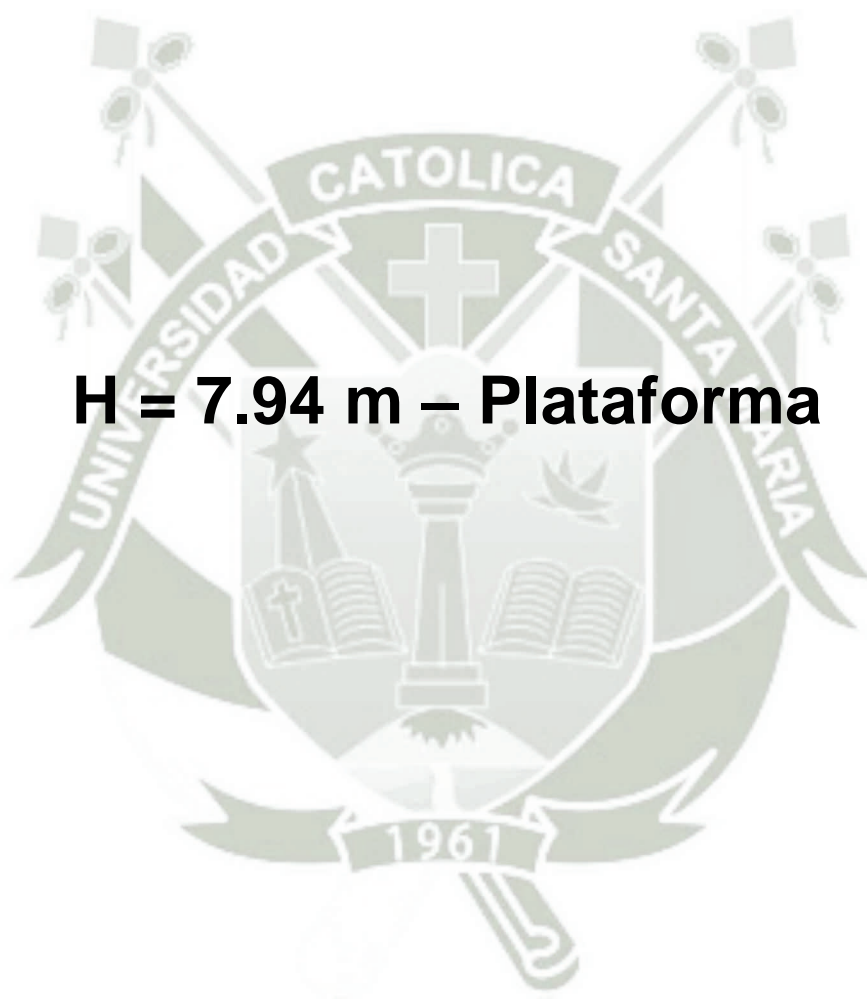
Figura A1.27 Probeta Normalizada de Cinta Polimérica de 75 KN ensayada a Tracción





**Memorias de Cálculo del Sistema de Suelo Reforzado de
Paneles Segmentados**

H = 7.94 m – Plataforma



AASHTO 2005 (LRFD) Muro MacForce Plataforma de Maniobras

PROJECT IDENTIFICATION

Title: Muro MacForce Plataforma de Maniobras
Project Number: PR-PE-SN-13
Client: Calquipa S.A.C
Designer: Alonso Polar
Station Number:

Description:

Muro de Suelo Mecanicamente Estabilizado de Paneles Segmentados MacForce para plataforma de maniobras de la planta de cal Calquipa

Company's information:

Name: Maccaferri
Street: Av. Ejercito 705, Edificio El Peral Of. 805

Arequipa,
Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\TESIS\Tesis\ANÁLISIS MACFORCE\Diseño Plataforma Calq.....
.....quipa H = 7.94 m.BEN

Original date and time of creating this file: 24/12/2013

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.



H = 7.18 m – Rampa

AASHTO 2005 (LRFD) Muro MacForce Rampa de Acceso

PROJECT IDENTIFICATION

Title: Muro MacForce Rampa de Acceso
Project Number: PR-PE-SN-13
Client: Calquipa S.A.C
Designer: Alonso Polar
Station Number:

Description:

Muro de Suelo Mecanicamente Estabilizado de Paneles Segmentados MacForce para plataforma de maniobras de la planta de cal Calquipa

Company's information:

Name: Maccaferri
Street: Av. Ejercito 705, Edificio El Peral Of. 805

Arequipa,
Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\TESIS\Tesis\ANÁLISIS MACFORCE\Diseño Plataforma Calq.....
.....quipa H = 7.18 m.BEN

Original date and time of creating this file: 24/12/2013

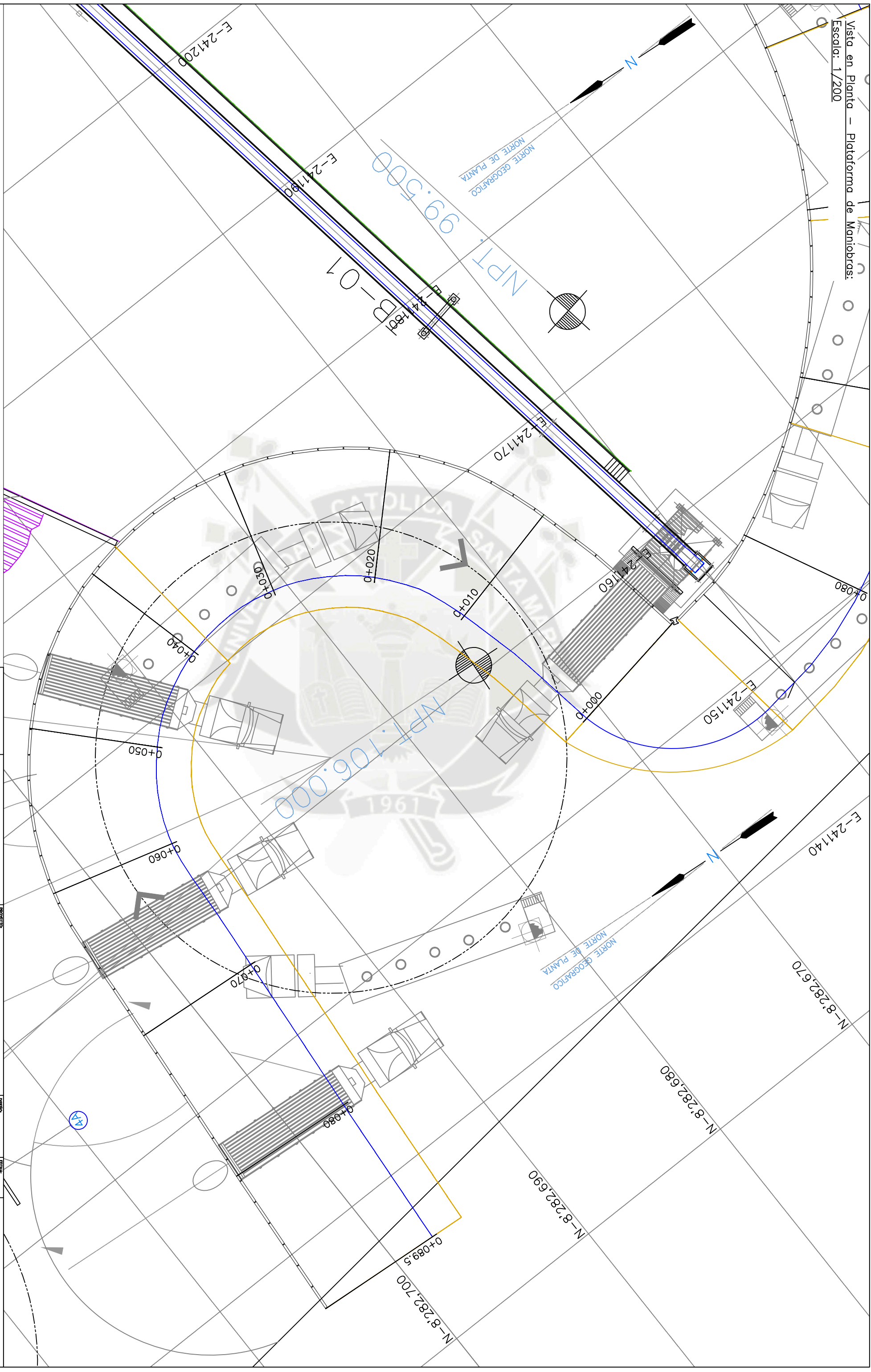
PROGRAM MODE:


ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.





Vista en Planta - Plataforma de Maniobras:
Escala: 1/200



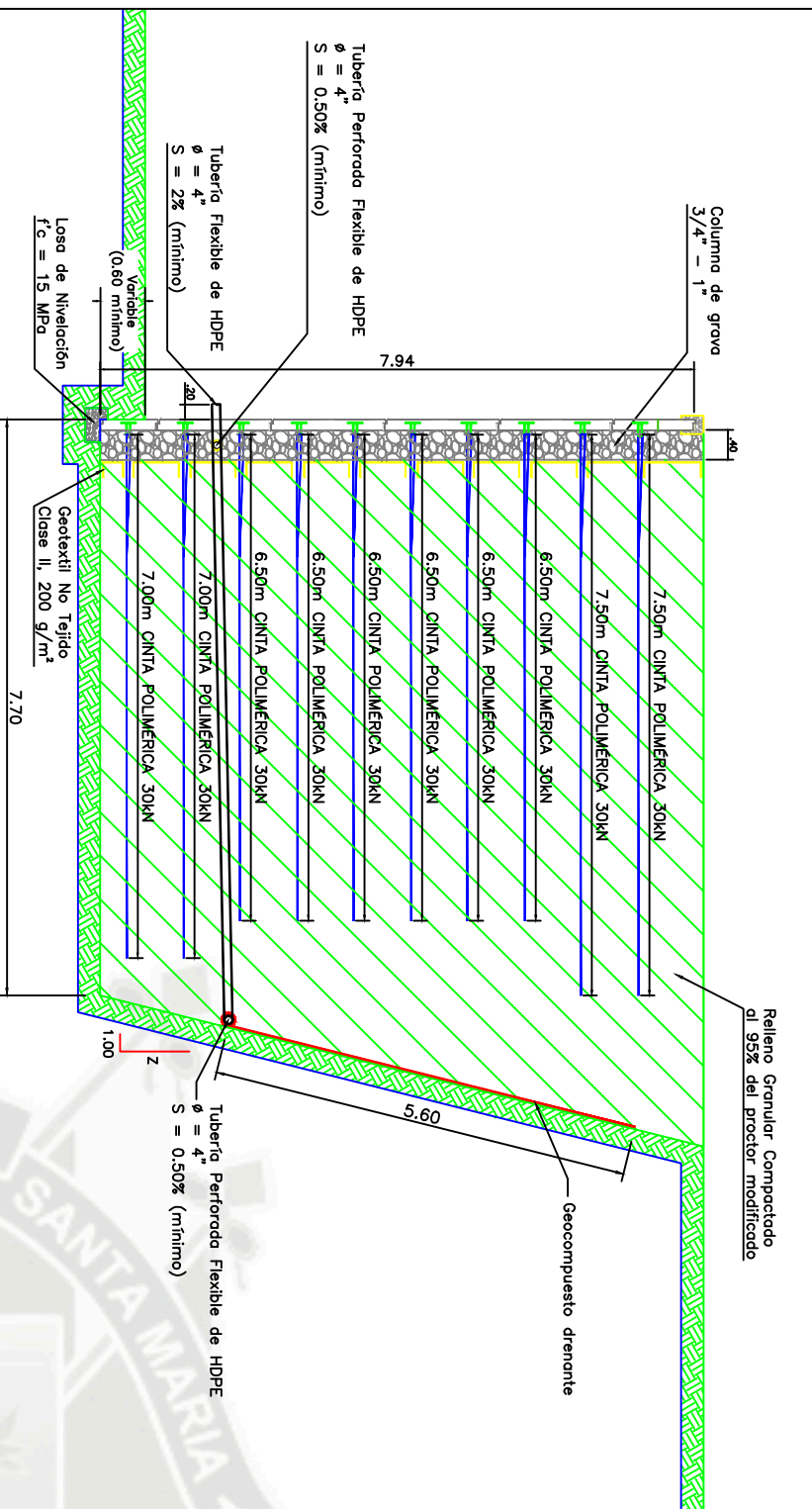
LENDNA:
 PROYECCION DE LA LONGITUD DEL REFUERZO
 PROYECCION DEL RELLENO ESTRUCTURAL SEGUN EL TALUD ASUMIDO DE H=1:V=4

CONFIDENCIAL		EMITIDO PARA CONSTRUCCION		PROYECTO		DISEÑO		REVISADO		N° DE PLANOS		FECHA		DISEÑO		FECHA		REVISADO		FECHA	
				NOMBRE DE LA OBRA: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				CLIENTE: CALQUIPA S.A.C.		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				DESCRIPCION: VISTA EN PLANTA - PLATAFORMA DE MANIOPRAS		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				AUTOR: A.P.M.		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				AUTOR: A.P.M.		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				AUTOR: A.P.M.		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				AUTOR: A.P.M.		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				AUTOR: A.P.M.		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	
				AUTOR: A.P.M.		PROYECTO: MANIOBRAS DE MANIOPRAS		AUTOR: A.P.M.		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14		FECHA: 29-08-14	

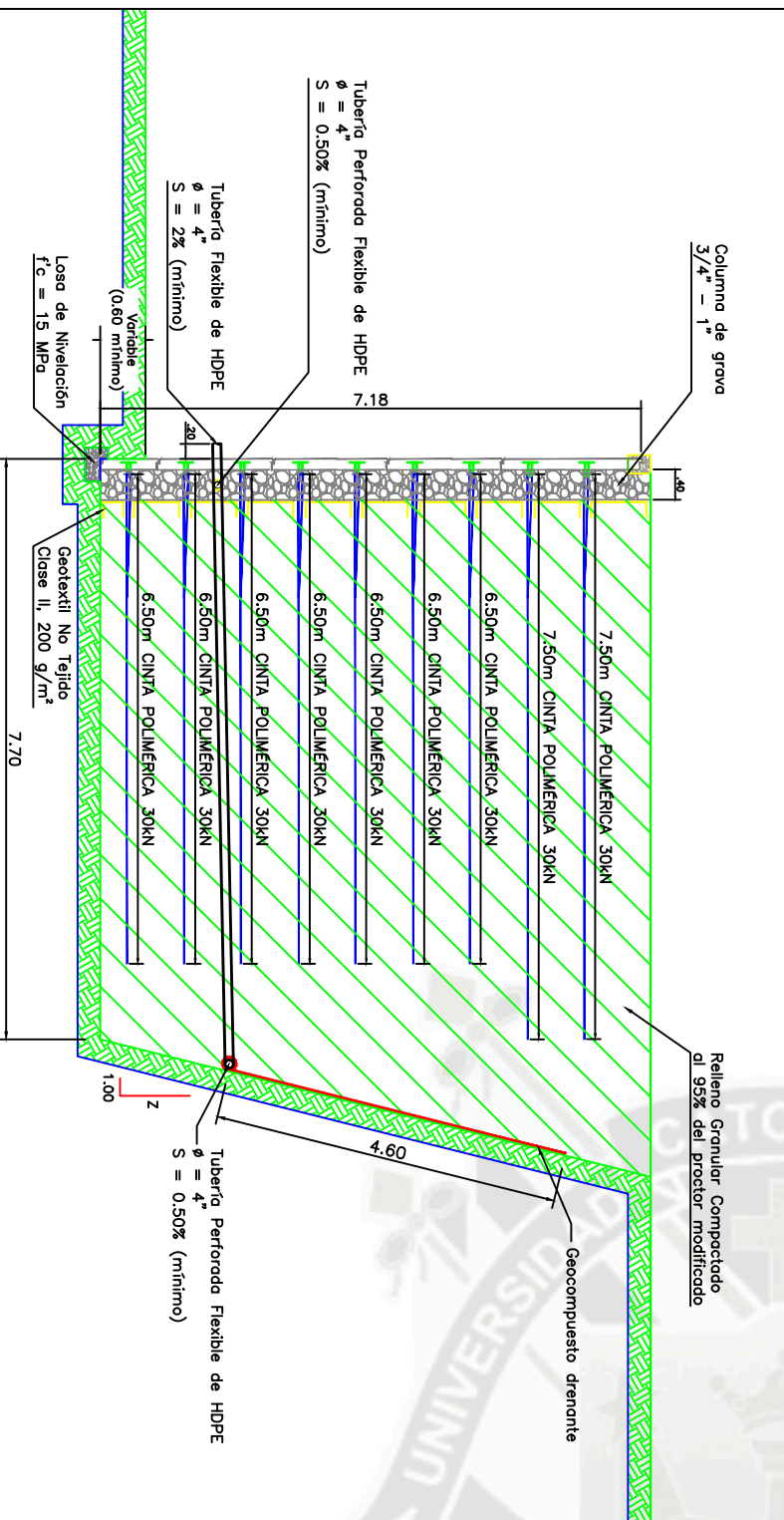


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
 URB. SAN JOSE S/A UNACOLO
 AREQUIPA - PERU
 TELEFONO +51 54 382038

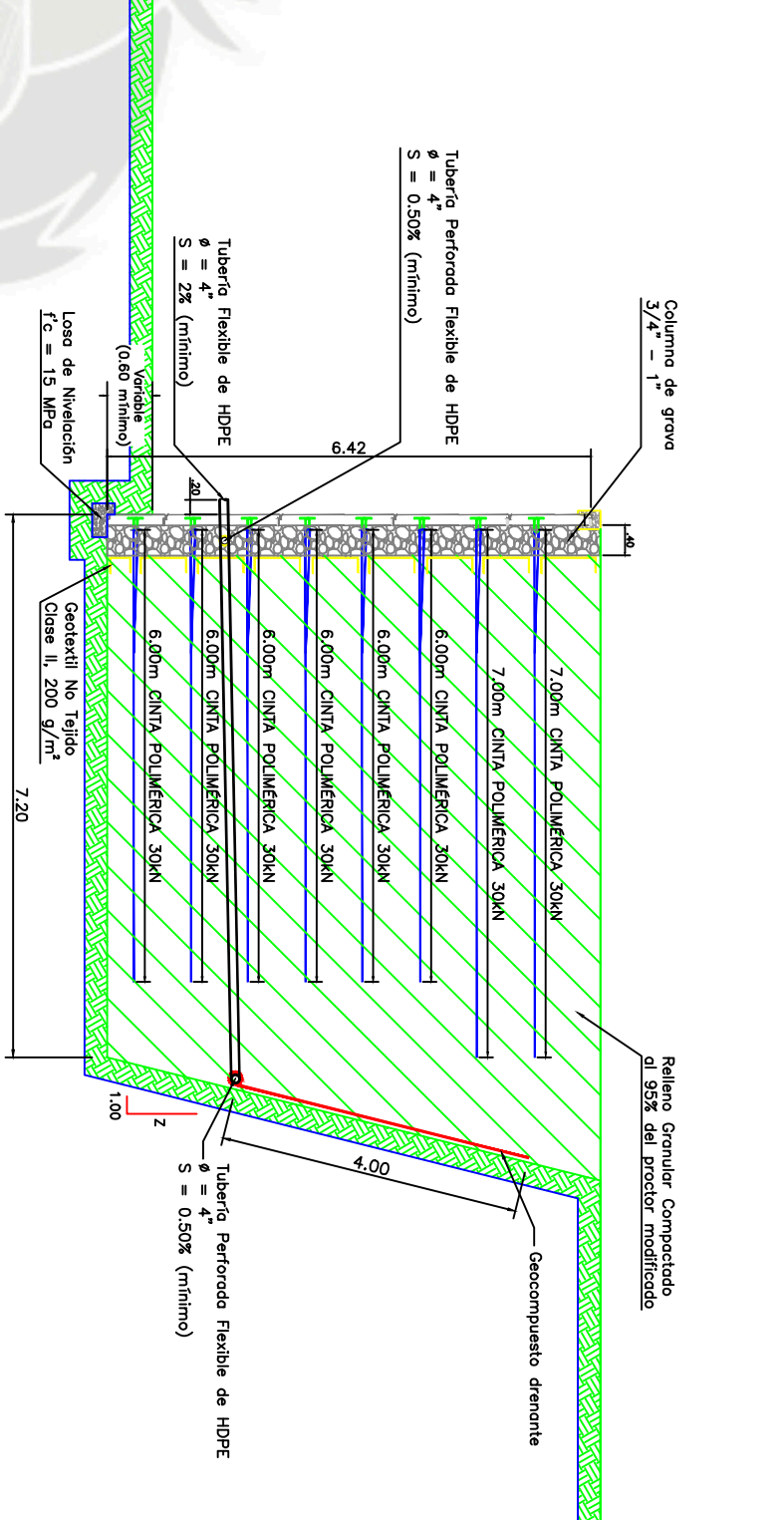
Sección Típica H = 7.94 m:
Escala: 1/100



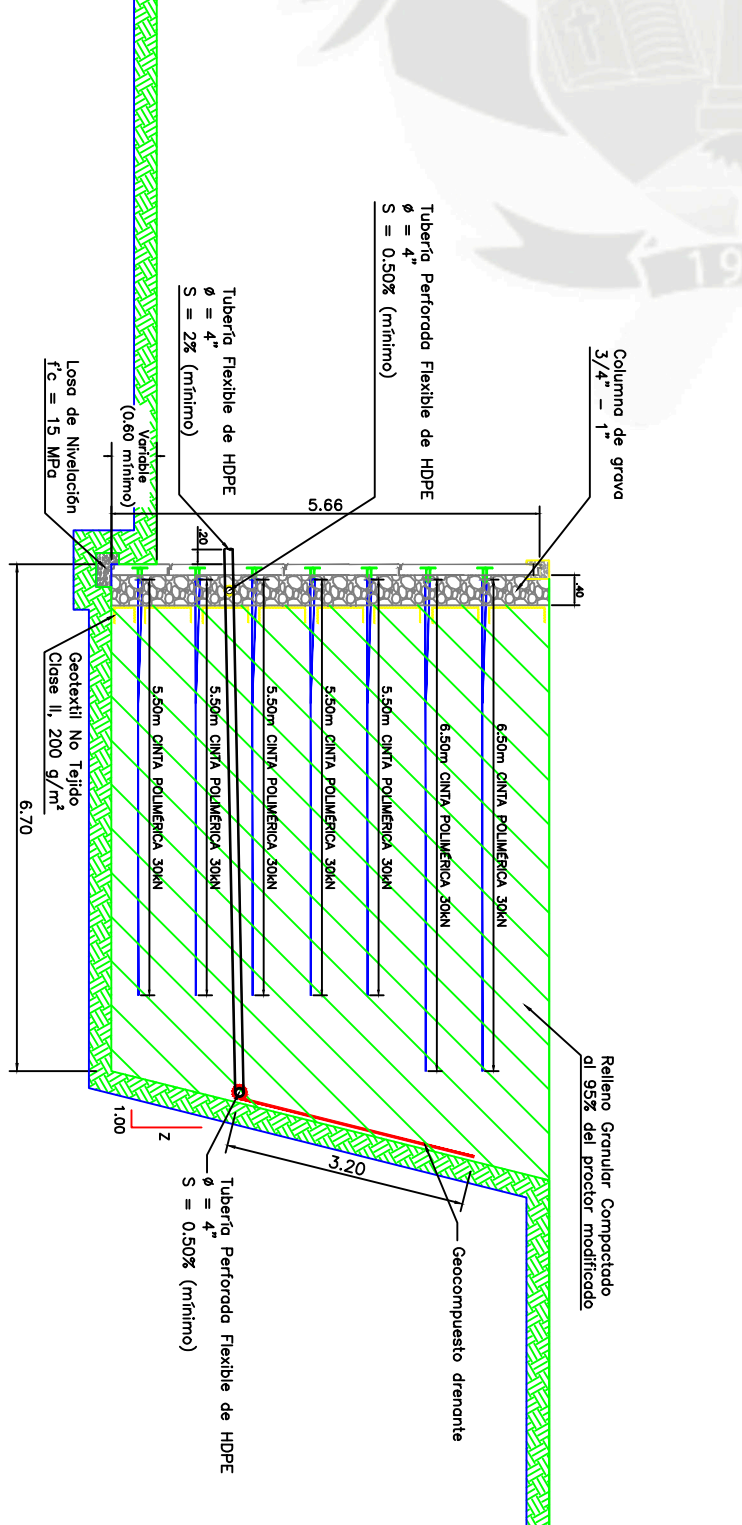
Vista Fronta Típica H = 7.18 m:
Escala: 1/100



Vista Fronta Típica H = 6.42 m:
Escala: 1/100



Vista Fronta Típica H = 5.66 m:
Escala: 1/100



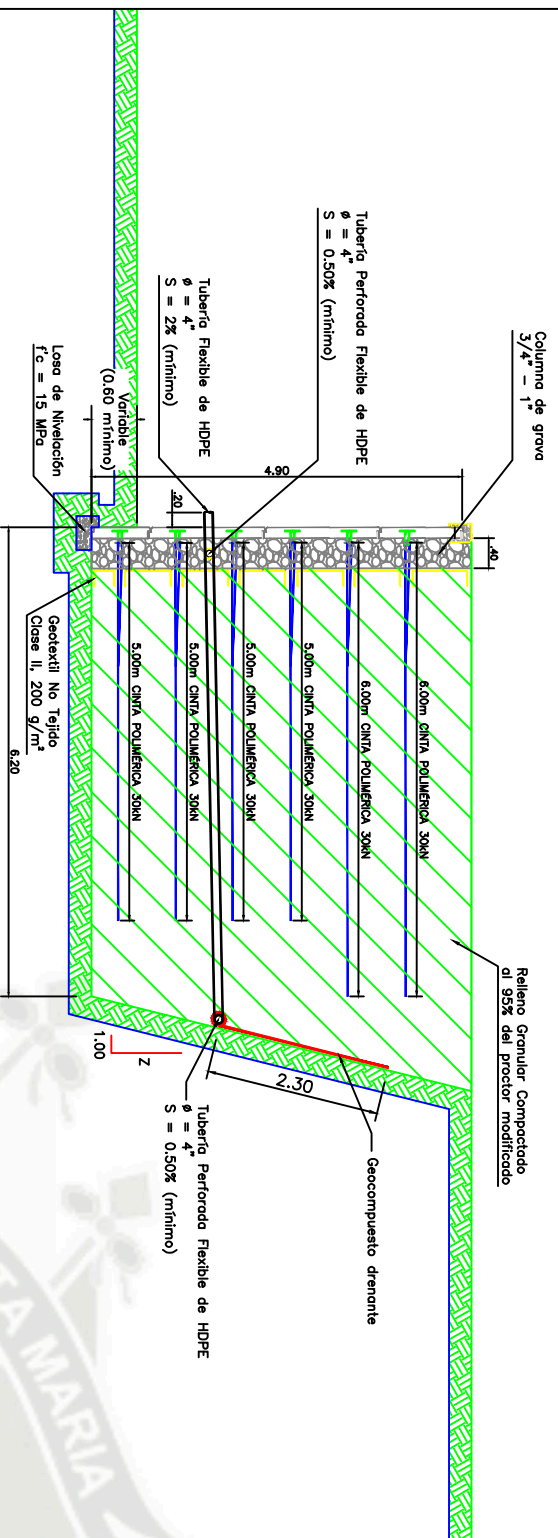
CONFIDENCIAL	EMITIDO PARA CONSTRUCCION		REVISOR		DISEÑO	
	ESTADO	FECHA	ESTADO	FECHA	ESTADO	FECHA
ESTE DISEÑO Y LA INFORMACION CONTENIDA EN EL MISMO SON LA PROPIEDAD DE LA EMPRESA Y LA QUE SE ENTREGA, AUTORIZACION ESTA AUTORIZACION, SIN OBLIGACION DE RESPONDER POR DAÑOS O PERJUICIOS QUE PUEDAN OCURRIR COMO CONSECUENCIA DEL USO DEL DISEÑO.			NOMBRE DE SUJETO REVISOR DE PLANOS SEGUROSIDAD PLANTA DE CAL CALQUIPA - RAMPA DE ACCESO Y PLATIFORMA DE MANOBRAS		NOMBRE DE SUJETO DISEÑO A.P.M.	
NOMBRE DE SUJETO EMITENTE CALQUIPA S.A.C.			NOMBRE DE SUJETO DISEÑO A.P.M.		FECHA 29-08-14	
NOMBRE DE SUJETO DISEÑO A.P.M.			NOMBRE DE SUJETO REVISOR A.P.M.		FECHA 29-08-14	
NOMBRE DE SUJETO DISEÑO A.P.M.			NOMBRE DE SUJETO REVISOR A.P.M.		FECHA 29-08-14	
NOMBRE DE SUJETO DISEÑO A.P.M.			NOMBRE DE SUJETO REVISOR A.P.M.		FECHA 29-08-14	
NOMBRE DE SUJETO DISEÑO A.P.M.			NOMBRE DE SUJETO REVISOR A.P.M.		FECHA 29-08-14	
NOMBRE DE SUJETO DISEÑO A.P.M.			NOMBRE DE SUJETO REVISOR A.P.M.		FECHA 29-08-14	



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

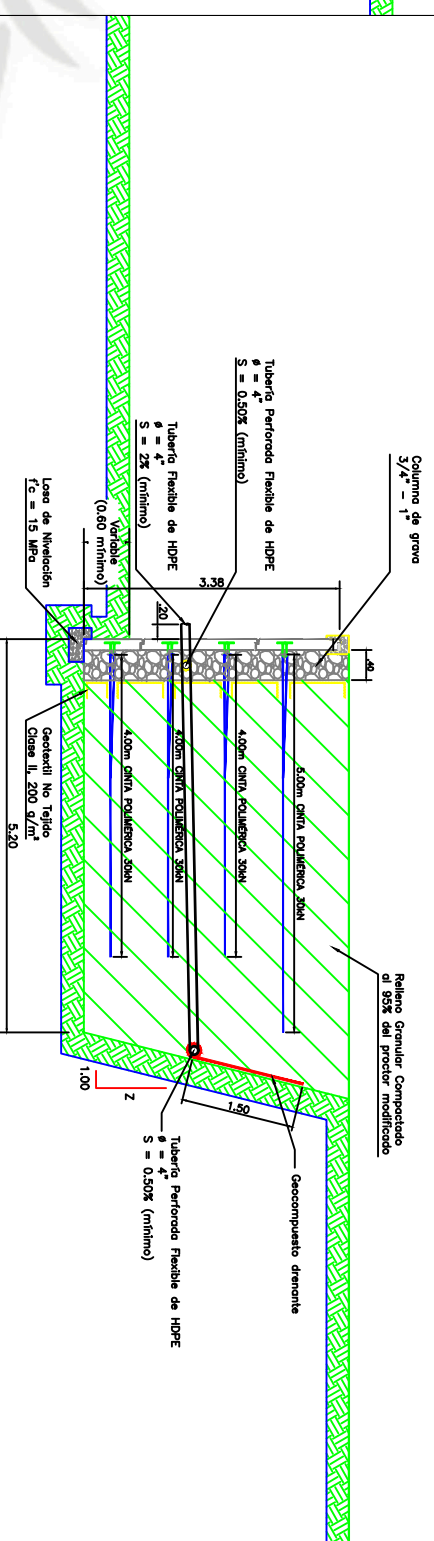
Vista Fronta Típica H = 4.90 m:

Escala: 1/100



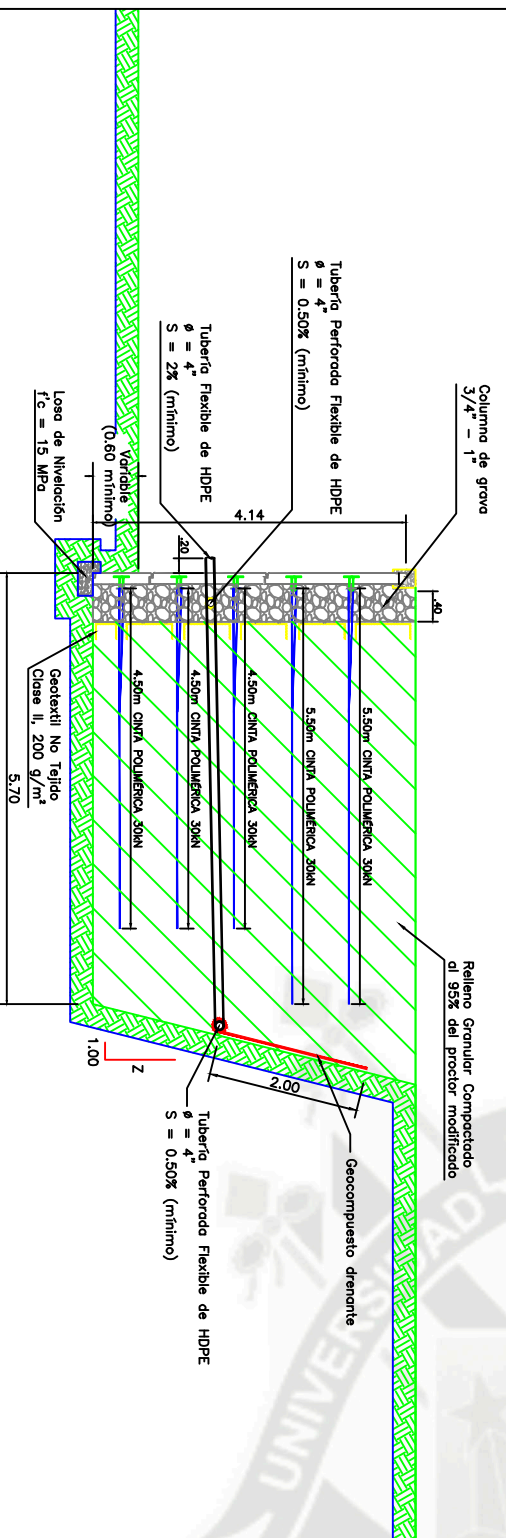
Vista Fronta Típica H = 3.38 m:

Escala: 1/100



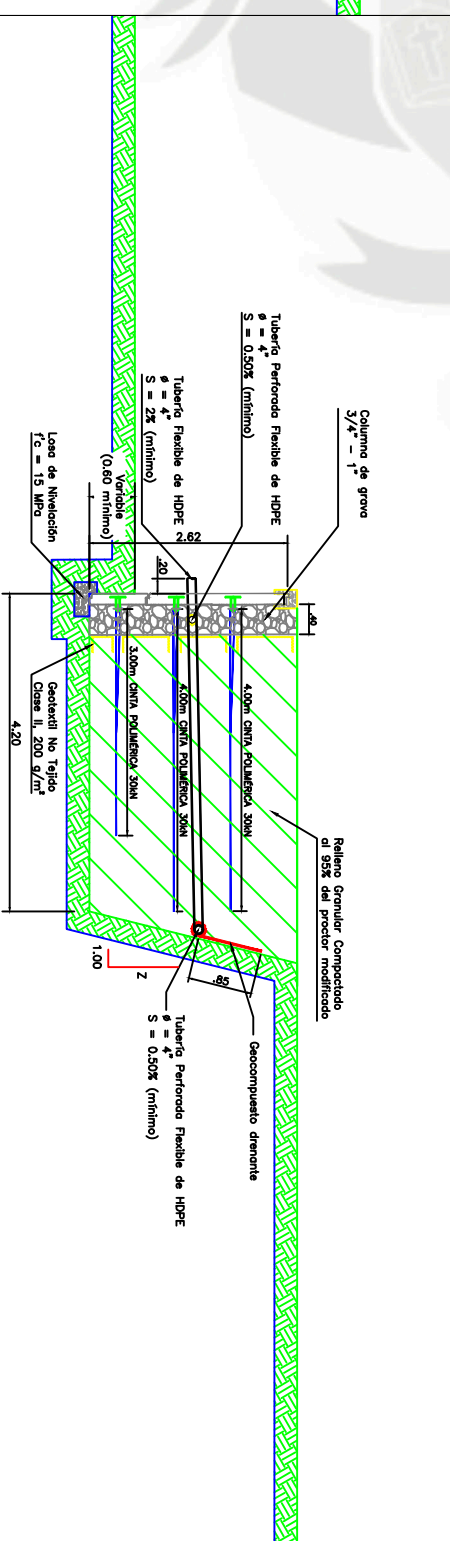
Vista Fronta Típica H = 4.14 m:

Escala: 1/100



Vista Fronta Típica H = 2.62 m:

Escala: 1/100



CONFIDENCIAL

EMITIDO PARA CONSTRUCCION

RESERVA DE DERECHOS
 NOMBRE DE SUELO PREPARADO DE PANTERAS SEGURITARIAS PLANTA DE CAL
 CALQUIPA - RAMPA DE ACCESO Y PLATAFORMA DE MANOBRAS

CLIENTE: CALQUIPA S.A.C.
 PLAN: SECCIONES TÍPICAS

DISEÑO: A.P.M.
 REVISADO: A.P.M.
 FECHA: 28-08-14

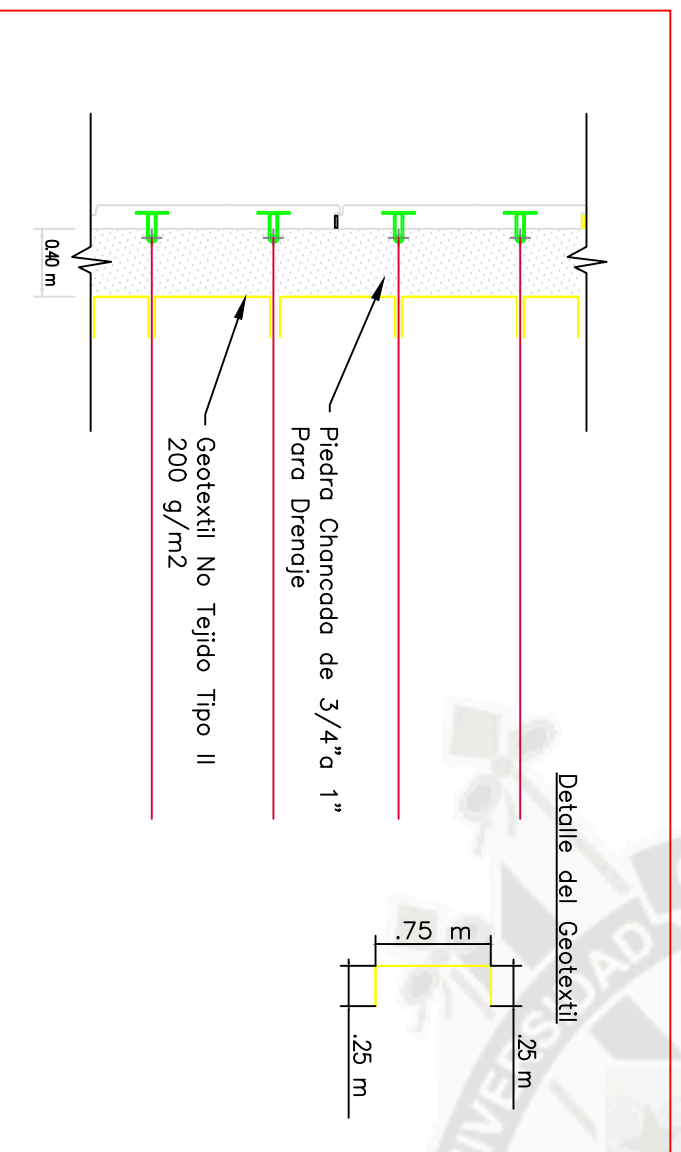
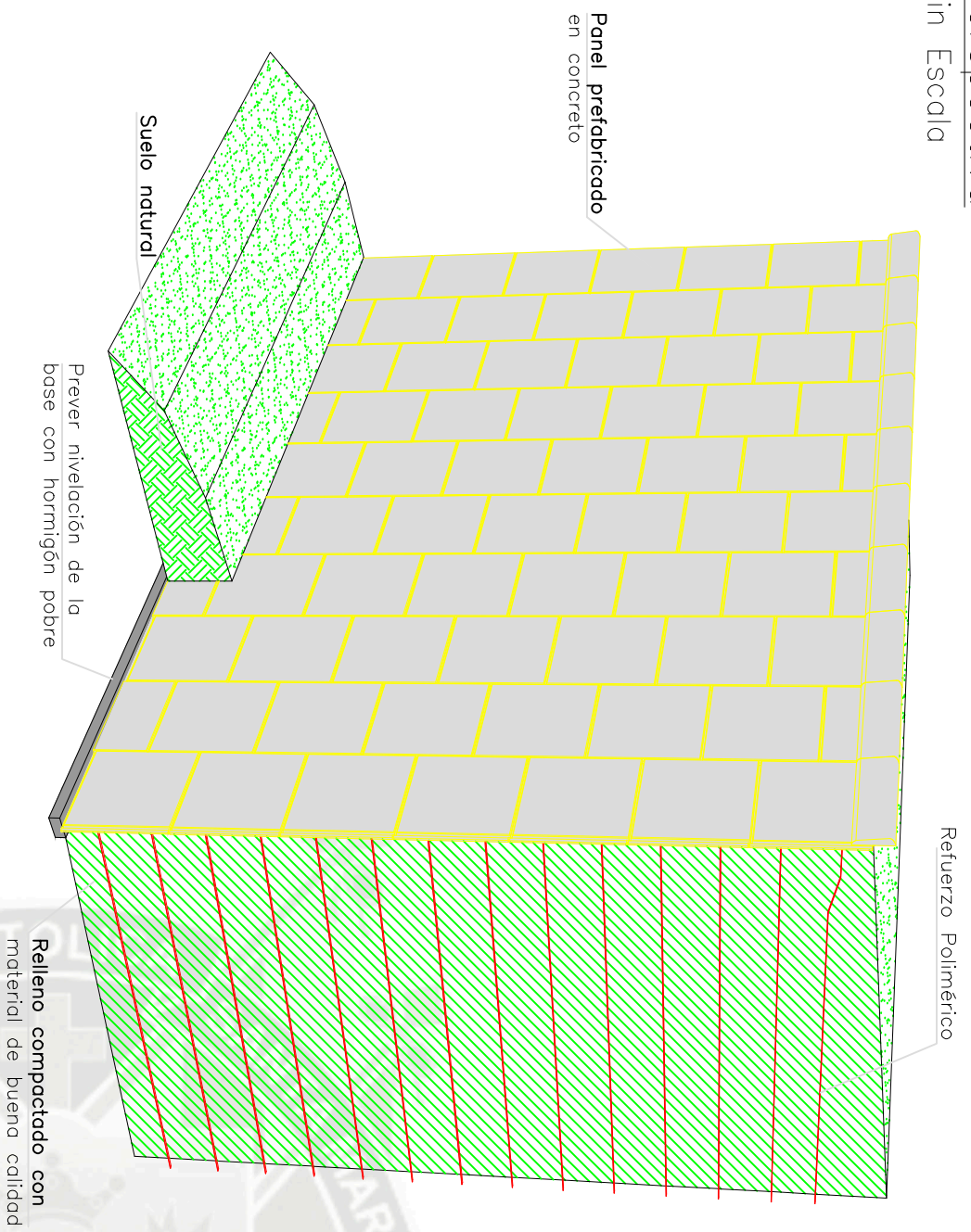
ESTUDIO Y AUTORIZACION	REVISADO	FECHA	ESTUDIO	FECHA
LA SUELO PARA QUE SE ENTRENCA AUTORIZACION ESTA PROYECTO DIBUJO CONTIENE EN ESTE PLANO EXCLUSIVA DEL USUARIO EN POR NINGUN OTRA FORMA.	REVISADO	FECHA	ESTUDIO	FECHA
EMISION	FECHA	CAD	DISEÑO	REVISADO
	7/0			0



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

UBB. SAN JOSÉ S/N UMACOLO
 AREQUIPA - PERU
 CENTRAL TELEFONICA +51 54 382038

Perspectiva
Sin Escala

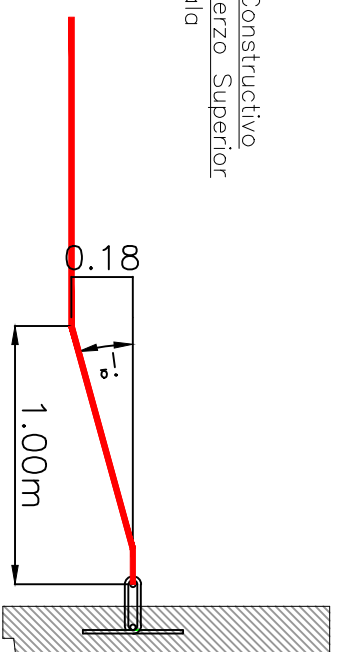


Especificación

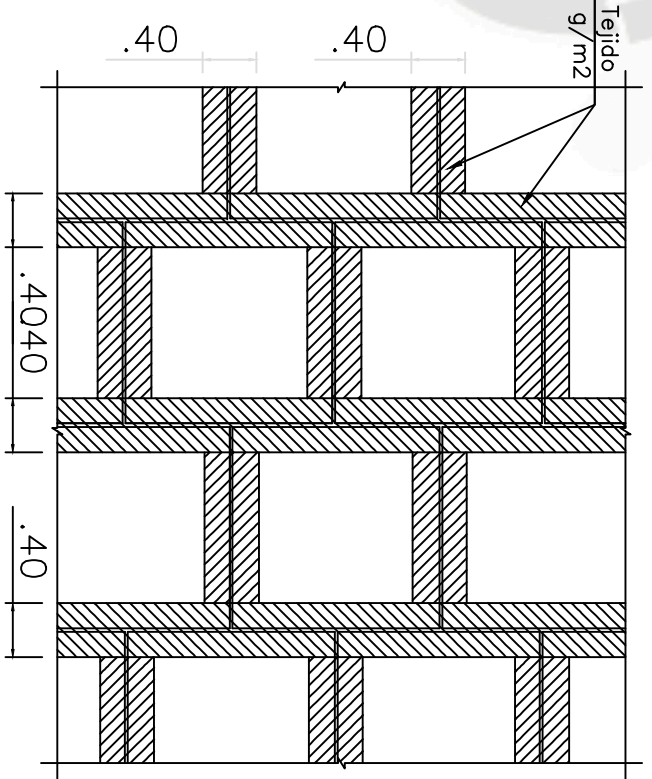
Las cintas Poliméricas son refuerzos de alta resistencia a la tensión, compuestas por un conjunto de hilos de políester encapsulados por un revestimiento de polietileno de superficie rugosa, que garantiza el alto nivel de integración con el suelo y la elevada resistencia a los daños de instalación, ataques químicos, biológicos y ambientales. Las cintas Poliméricas son especialmente indicadas para la estabilización de estructuras de contención en muros de suelos reforzados.

Tipo	Resistencia (kN)	Elongación	Resistencia de Diseño/Tallow = Tultima / FR		
			Ci	Rc	Suelo I (GW) / Suelo II (SW) / Suelo III (SM)
Cinta Tipo I	30	12%	0.80	0.22	20.01 / 20.21 / 20.41
					0.33 / 0.44

Detalle Constructivo del Refuerzo Superior Sin Escala



Geotextil no Tejido Clase II 200 g/m²



Protección de la Junta del lado interno del Panel Sin Escala

CONFIDENCIAL		EMITIDO PARA CONSTRUCCION		REVISOR: INGENIERO DE SUELO RESPONSABLE DE PLANES SEGURITARIOS PLANTA DE CAL CALQUIPA - RAMPA DE ACCESO Y PLATAFORMA DE MANOBRAS		DISEÑO: A.P.M		FECHA: 29-08-14	
ESTUDIO Y AUTORIZACION DE LA OBRA PARA QUE SE ENTREGUE LA AUTORIZACION EN SU MOMENTO, DADO QUE LOS DISEÑOS EN ESTE PLANO SON EXCLUSIVOS DEL USUARIO SIN PODER SER REUTILIZADOS PARA NINGUN OTRA OBRA.				DISEÑO: PLANES ESTACIONACIONES Y DETALLES		REVISOR: A.P.M		FECHA: 29-08-14	
		AUTORIZACION		AUTORIZACION		AUTORIZACION		AUTORIZACION	
		FECHA		FECHA		FECHA		FECHA	
		CAD		CAD		CAD		CAD	
		DISEÑO		DISEÑO		DISEÑO		DISEÑO	
		REVISADO		REVISADO		REVISADO		REVISADO	
		N° DE PLANOS		N° DE PLANOS		N° DE PLANOS		N° DE PLANOS	
		9/10		9/10		9/10		9/10	
		INDICADA		INDICADA		INDICADA		INDICADA	
		29-08-14		29-08-14		29-08-14		29-08-14	
		REV. N°		REV. N°		REV. N°		REV. N°	
		0		0		0		0	
		UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
		URB. SAN JOSE S/N UMACOLO AREQUIPA - PERU CENTRAL TELEFONO +51 54 382038		URB. SAN JOSE S/N UMACOLO AREQUIPA - PERU CENTRAL TELEFONO +51 54 382038		URB. SAN JOSE S/N UMACOLO AREQUIPA - PERU CENTRAL TELEFONO +51 54 382038		URB. SAN JOSE S/N UMACOLO AREQUIPA - PERU CENTRAL TELEFONO +51 54 382038	

NOTAS GENERALES:

- 1 – Las propiedades de resistencia y calidad del material de relleno, fundación y material a contener inciden directamente en la estabilidad de la estructura, siendo estos de fundamental importancia para el buen funcionamiento del sistema de contención.
- 2.– El tipo de panel y el número de conectores esta indicado en la vista frontal del muro, en la parte inferior izquierda de cada panel se pueden apreciar estos datos.
Ejemplo: MA4 es un panel del tipo "MA" con 4 conectores totales en el panel.

3.– El tipo de Cinta Polimérica de refuerzo utilizado se indica en cada Panel.

Ejemplo: Un panel que indica "4CP-30 L=6.50m" significa que en ese nivel tiene 4 Cintas Poliméricas de Tipo I y resistencia última de 30 KN con una longitud de 6.50m desde la cara posterior del panel de concreto.

4 – El relleno granular debe de cumplir con las siguientes características:

– Ser ejecutado con el 95% del proctor modificado en la humedad óptima, en capas de 30cm máximo, de manera que alcance los parámetros de resistencia considerados en el cálculo.

– No se usará un equipo pesado de compactación próximo a esta zona se utilizará equipos de compactación manual.

– Debe de estar libre de materiales orgánicos.

– El valor de PH del relleno debe de variar entre los rangos de $3 < PH < 9$.

5 – El procedimiento de construcción debe evitar la saturación y ahmoecamiento de agua en el relleno.

CRITERIOS DE DISEÑO:

6.– Los parámetros de diseño considerados para los análisis de estabilidad están descritos dentro de los reportes de las secciones consideradas para el diseño (parámetros de resistencia de los suelos, sobrecargas, aceleración sísmica, etc).

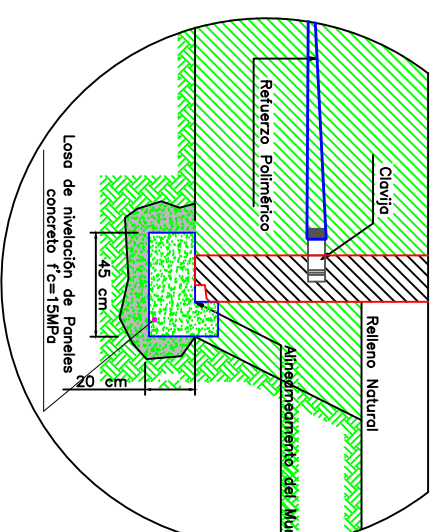
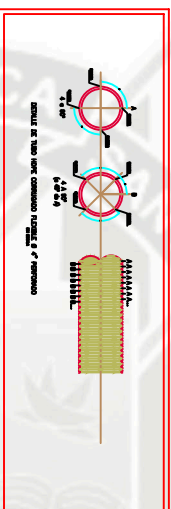
7 – El concreto utilizado en la fabricación de los bloques debe de presentar una resistencia de $f'c$ mayor o igual a 28MPa.

8 – La solera debera ser de concreto con $f'c$ de 15 MPa.

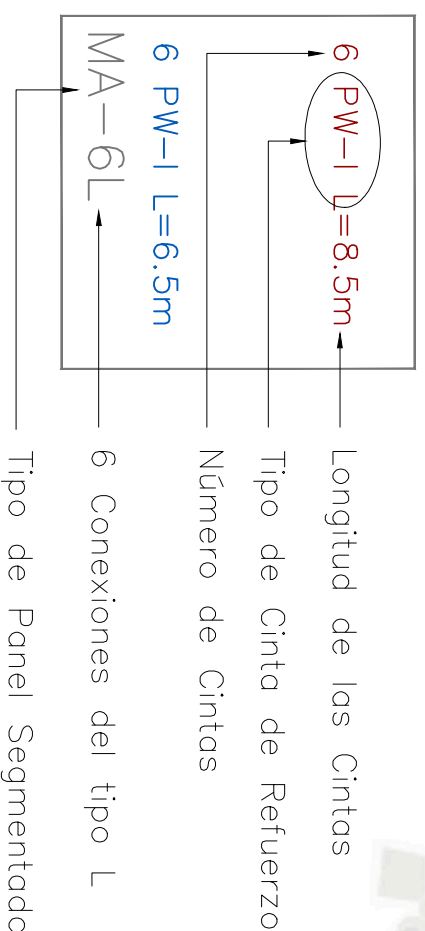
9 – Para la ejecución del muro de contención, deberá ser confirmado la correcta topografía del terreno natural para el diseño de la geometría y ubicación de la estructura.

10.– Las resistencias y características de las Cintas Poliméricas están descritas en las Especificaciones Técnicas las cuales han sido tomadas en cuenta para los análisis de estabilidad interno en cada uno de los muros de suelo reforzado.

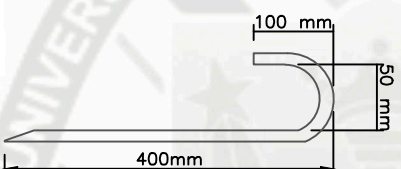
TUBERIA HDPE 100 mm		
Propiedades	Unidad	Valor
Díámetro nominal	mm(qui)	100 – 4"
Díámetro externo (D)	mm	120
Díámetro interno (d)	mm	100
Rigidez mínimo al 5% de Deflexión	KPa	210
Tipo de perforación		Ranura
Area abierta perforada	cm ² /m	50
Cantidad de perforaciones	und/m	244
Ancho de perforación	mm	1.3
Longitud de perforación	mm	16



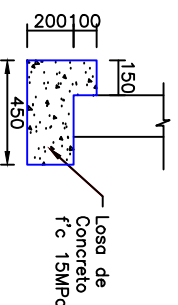
GEOTEXTIL CLASE II – 200 g/m ²		
Propiedades	Unidad	Valor
Resistencia a la Tirocción	N	711
Elongación a la Tirocción	%	>50
Resistencia al Punzamiento	N	400
Resistencia al Desgarro Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s-1	1.60
Tamaño de apertura aparente	mm	0.212



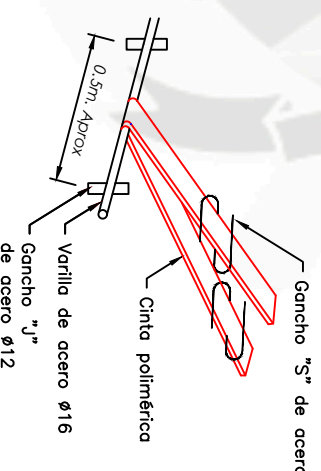
- Longitud de las Cintas
- Tipo de Cinta de Refuerzo
- Número de Cintas
- 6 Conexiones del tipo L
- Tipo de Panel Segmentado



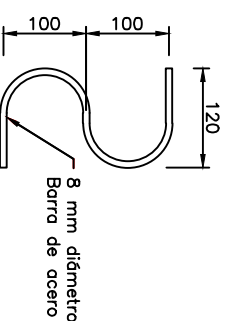
Gancho "J"



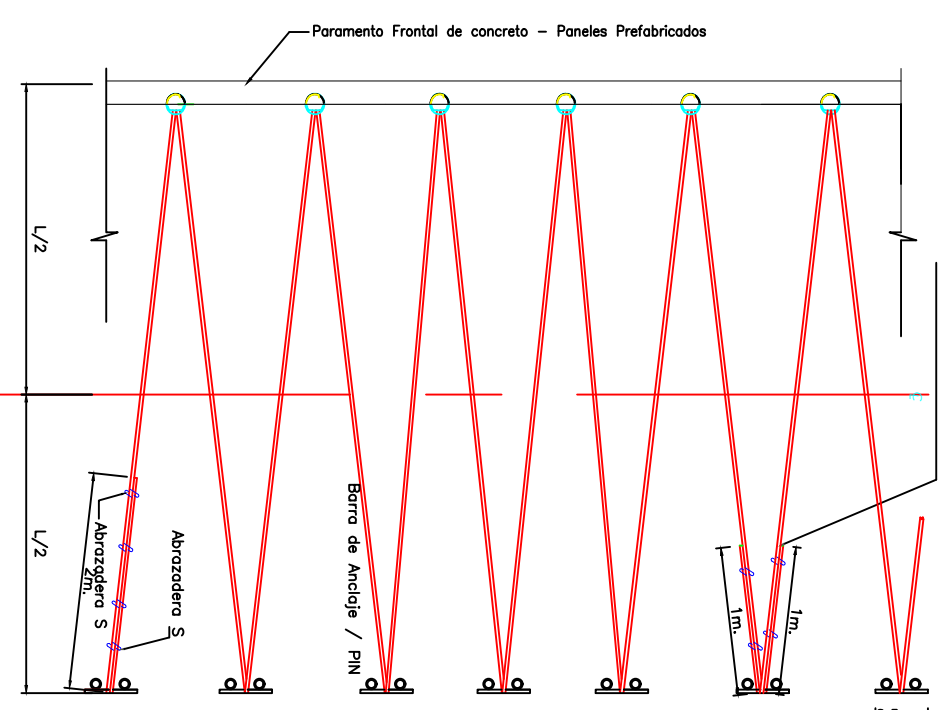
Losa de nivelación



Gancho "S" de acero

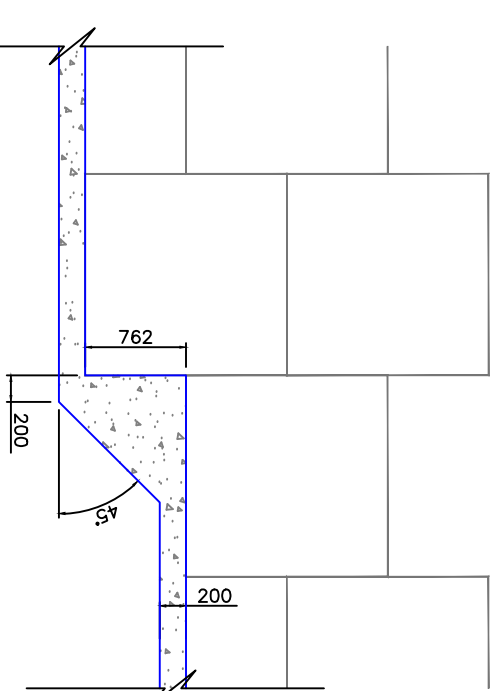


Ganchos de acero "S"



UNION DE CINTAS POLIMERICAS CON ABRAZADERAS (TRASLAPSE TOTAL 2.0 M.) EL TRASLAPSE DE LAS CINTAS DEBE OCURRIR EN LA MITAD POSTERIOR DE LA LONGITUD DEL REFUERZO

Detalle Sin Escala



CONFIDENCIAL	EMITIDO PARA CONSTRUCCION	REVISION:	DESIGNO:	FECHA:
ESTE DISEÑO Y SU EJECUCION SON LA RESPONSABILIDAD DEL INGENIERO QUE SE ENTREGA. LA AUTORIZACION PARA SU USO EN OTRAS OBRAS DEBE SER OTORGADA POR EL INGENIERO QUE ENTREGA ESTE DISEÑO. EL USUARIO DEBE ASEGURARSE DE QUE EL DISEÑO SE ADECUA A LAS NECESIDADES DEL PROYECTO Y DE QUE SE CUMPLEN LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO. EL INGENIERO QUE ENTREGA ESTE DISEÑO NO SE RESPONSABILIZA POR DAÑOS O PERJUICIOS QUE PUEDAN OCURRIR COMO CONSECUENCIA DEL USO DE ESTE DISEÑO.	CALOQUIA S.A.C	CALOQUIA S.A.C	A.P.M	28-08-14
	ESTRUCTURACIONES Y DETALLES	ESTRUCTURACIONES Y DETALLES	A.P.M	28-08-14
	REVISIONES	REVISIONES	A.P.M	28-08-14
	Nº DE PLANOS	Nº DE PLANOS	A.P.M	28-08-14
EMISION	FECHA	CAD	DESIGNO	REVISADO
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA				



UBI. SAN JOSÉ S/N UMACOLO
AREQUIPA - PERU
CENTRAL TELEFONIA +51 54 362038