

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS POR
MÉTODOS NUMÉRICOS”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

CECILIA TORRES QUIROZ

ASESOR

MSc. CARLOS HUAMAN EGOAVIL

LIMA- PERÚ

2018

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Torres Quiroz, Cecilia

ctorresq@uni.pe / ce.torres.q@hotmail.com

948196166 – 2595129

DEDICATORIA

La realización de esta tesis se la dedico a mis padres, por su apoyo y amor incondicional, por enseñarme a ser perseverante para lograr mis objetivos y por enseñarme el valor de la honestidad.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres, por su infinito apoyo en el tiempo de realización de esta investigación, a César Malca, quien siempre estuvo a mi lado apoyándome y a mi asesor por su dedicación y soporte.

ÍNDICE

ÍNDICE	1
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	6
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE SIGLAS	12
LISTA DE SIMBOLOS	13
1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	16
1.1 ANTECEDENTES	17
1.2 CASOS HISTÓRICOS – CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE SUELO REFORZADO.....	21
1.3 NORMATIVA EN EL DISEÑO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS.....	25
1.4 SOFTWARE EMPLEADO EN LA PRESENTE INVESTIGACIÓN.....	26
1.4.1 MSEW V3.0 – ADAMA ENGINEERING	26
1.4.2 FLAC V 7.0 – ITASCA CONSULTING.....	26
1.4.3 SLIDE - ROCSCIENCE.....	27
1.4.4 SEISMO SIGNAL Y SEISMO MATCH - SEISMO SOFT	27
2 CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	28
2.1 SISTEMA DE SUELO REFORZADO	28
2.1.1 Consideraciones de diseño de los MSR	29
2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO	33
2.2.1 Análisis de estabilidad externa.....	33
2.2.2 Análisis de estabilidad interna.....	33
2.2.3 Factores de seguridad.....	35
2.3 DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES	35
2.3.1 Método de Newmark convencional (1965)	35
2.3.2 Método de desplazamientos permanentes Bray y Travorou (2007) ..	37
2.4 ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO	39
2.4.1 Fuentes sismogénicas.....	39
2.4.2 Atenuación de las ondas sísmicas.....	40
2.4.3 Clasificación del sitio para diseño sísmico	40

2.4.4	Espectro de peligro sísmico uniforme o espectro objetivo	40
2.4.5	Información acelerográfica	41
2.5	ANÁLISIS GLOBAL POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE	42
2.5.1	Método de equilibrio límite	42
2.5.2	Método de Spencer	43
2.6	TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS PARA LA OBTENCIÓN DEL ACELEROGRAMA SINTÉTICO	45
2.6.1	Corrección de acelerogramas	45
2.6.2	Generación del acelerograma por el método del ajuste espectral.....	48
2.7	ANÁLISIS DINÁMICO	49
2.7.1	Amortiguamiento	50
2.7.2	Modelo de falla o modelo constitutivo Mohr Coulomb.....	58
2.7.3	Elemento de refuerzo	67
2.7.4	Interfase entre materiales	76
3	CAPÍTULO III: DISEÑO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS	77
3.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	77
3.2	DISEÑO DE MUROS DE SUELO REFORZADO	77
3.2.1	Parámetros geotécnicos para el perfil de suelo	78
3.2.2	Material de refuerzo	82
3.2.3	Cargas nominales.....	84
3.3	VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD UTILIZANDO EL PROGRAMA MSEW v3.0	84
3.3.1	Resultados del análisis de estabilidad externa.....	85
3.3.2	Resultados de estabilidad interna (condición estática)	86
3.3.1	Verificación de estabilidad interna – Resistencia a la tracción del refuerzo	95
3.3.2	Verificación de estabilidad interna – Resistencia al arrancamiento del elemento de refuerzo	96
3.3.3	Verificación de estabilidad interna – Resistencia al deslizamiento entre capas	97
3.4	ESQUEMA FINAL DE MURO DE SUELO REFORZADO	101
3.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL MSR	102
3.5.1	Resultados del análisis de estabilidad global	102
3.6	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PERMANENTES.....	106
3.7	CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	108
4	CAPÍTULO IV: MOVIMIENTO SÍSMICO EN LA BASE DEL MODELO	110
4.1	ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA ZONA DE ESTUDIO.....	110

4.1.1	Espectro de peligro uniforme	111
4.1.2	Selección de registros sísmicos.....	112
4.1.3	Registros sísmicos	113
4.2	TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS	118
4.3	ESPECTRO DE RESPUESTA COMO BASE DE LA OBTENCIÓN DEL ACELEROGRAMA SINTÉTICO	119
4.3.1	Espectro de respuesta	119
4.3.2	Acelerograma sintético para el modelo	121
4.4	MOVIMIENTO EN LA BASE DEL MODELO	125
4.4.1	Deconvolución del sismo.....	126
4.5	CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	127
5	CAPÍTULO V: MODELAMIENTO DINÁMICO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS UNIAXIALES.....	129
5.1	ANÁLISIS DINÁMICO EN FLAC POR EL MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS.....	129
5.1.1	Consideraciones para el modelo dinámico.....	129
5.1.2	Geometría del muro	129
5.1.3	Creación de malla.....	130
5.1.4	Propiedades de los materiales.....	131
5.1.5	Elemento de refuerzo	135
5.1.6	Propiedades de la interfase	140
5.1.7	Condiciones de contorno para análisis estático (esfuerzos iniciales). 140	
5.1.8	Condiciones de contorno para el análisis dinámico	141
5.1.9	Selección de las condiciones dinámicas	142
5.1.10	Amortiguamiento mecánico y respuesta del material.....	142
5.2	ANÁLISIS DINÁMICO Y RESULTADOS.....	145
5.2.1	Paso preliminar: Cálculo de estado inicial de esfuerzos	145
5.2.2	Análisis dinámico.....	147
5.3	RESULTADOS ENCONTRADOS POR OTROS AUTORES EN PROBLEMAS SEMEJANTES	157
6	CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	160
6.1	CONCLUSIONES.....	160
6.2	RECOMENDACIONES	167
	BIBLIOGRAFÍA	171

RESUMEN

Los muros de suelo reforzado son una alternativa de solución de la ingeniería geotécnica en la construcción de plataformas o vías en zonas accidentadas como los Andes Peruanos. El diseño de estos muros se basa principalmente en una verificación de su estabilidad interna y externa, y de la estabilidad a nivel global para condiciones estáticas y pseudoestáticas, empleando el método de equilibrio límite. Sin embargo, las verificaciones de estabilidad pseudoestática no proveen información alguna sobre las deformaciones en el muro causadas por la acción sísmica; por ello, es necesario realizar una verificación de estas deformaciones por métodos simplificados, o análisis numéricos como los métodos de elementos finitos o diferencias finitas en condiciones dinámicas, los cuales permiten evaluar el muro en términos de las deformaciones permanentes. En la presente tesis se abordan los conceptos de diseño de muros de suelo reforzado con geomallas, y la evaluación de las deformaciones permanentes causadas por un evento sísmico, por el método de diferencias finitas. Se presenta el análisis dinámico de muros de suelo reforzado por métodos numéricos, desde la conceptualización del modelo, selección de parámetros del suelo y del refuerzo, definición del movimiento sísmico en la base del modelo, y las consideraciones para llevar a cabo el análisis dinámico hasta concluir con la discusión de resultados. De los resultados encontrados tenemos que los MSR se comportan como bloque ante una condición dinámica, y que las tensiones generadas en los refuerzos están muy por debajo de la tensión última de diseño.

ABSTRACT

The mechanically stabilized earth (MSE) walls are an alternative to solve geotechnical engineering problems in the construction of embankments or roads in zones of complex relief such as in the Peruvian Andes. The design of this kind of structures is usually based on the verification of its internal and external stability, and the global stability under static and pseudo-static conditions through the limit equilibrium method. However, the pseudo static analysis does not provide any information about strains or displacements in the wall after a seismic event. Therefore, it is necessary to conduct analysis by simplified methods or numerical methods such as the finite elements or difference finites methods under dynamic conditions, which it allows to evaluate the response of the wall in terms of permanent displacements. This thesis reviews the concepts of design of reinforced soil walls with geogrids and the evaluation of permanent deformations by the finite differences method under dynamic conditions is addressed. The dynamic analysis of reinforced soil walls using numerical methods is presented, from the conceptualization of the model, selection of soil and reinforcement parameters, definition of the seismic movement at the base of the model, and considerations to carry out the dynamic analysis until concluding with the discussion of results. From the results we have found that the MSR behave as a block before a dynamic condition, and that the stresses generated in the reinforcements are well below the last design tension.

PRÓLOGO

La presente tesis aborda el tema de la estimación, mediante un análisis dinámico por métodos numéricos, de las deformaciones permanentes en un muro de suelo reforzado con geomallas uniaxiales, sometido a la acción sísmica en una zona de alta sismicidad en la sierra sur del Perú.

El objetivo del trabajo realizado fue aplicar la metodología de análisis dinámico al comportamiento de estructuras de tierra como los muros de suelo reforzado con geosintéticos, para analizar la distribución de deformaciones permanentes horizontales y verticales en la altura del muro, producto de la acción sísmica representada por un tren de pulsos característico de la zona de estudio.

Como se describe en la tesis, el diseño de los muros de suelo reforzado (MSR) o MSEW (mechanically stabilized earth wall por sus siglas en inglés) sigue una normativa internacional a falta de normativa propia, y su uso se ha ido extendiendo en los años recientes, pasando de ser estructuras temporales a estructuras definitivas en proyectos civiles de retención de suelos para la estabilización y el aprovechamiento del terreno.

Los aspectos del diseño geométrico de los MSR son ampliamente descritos en la tesis, a partir de los criterios existentes en las normas AASHTO. Estos criterios reflejan la experiencia en la construcción de este tipo de estructuras y su comportamiento generalmente satisfactorio ante solicitaciones estáticas y sísmicas.

El diseño en condiciones estáticas del muro MSR valida el concepto de refuerzo de elementos con resistencia a la tensión incluidos en una masa de suelo que tiene nula resistencia a la tracción, y confirma el incremento de la resistencia del sistema de suelo reforzado por la interacción entre el suelo y el elemento de refuerzo, especialmente en el caso de geomallas, donde además de la resistencia cortante en la interfase de los materiales, existe un efecto de trabazón entre las partículas de suelo y los elementos transversales de la geomalla.

Los resultados de los análisis de deformaciones permanentes en los muros MSR demuestran que las deformaciones horizontales pueden tener valores de hasta 3 % de la altura del muro, y las deformaciones verticales en la superficie podrían

estar en el orden de hasta 3% de la altura del muro. A pesar de ello, el muro no pierde completamente su función de servicio, como se ha demostrado en varios casos reales bajo sismos de gran intensidad.

La principal conclusión de esta tesis es la comprobación del nivel de deformaciones relativamente menores para una estructura de tierra de pendiente elevada (cerca de 90°) por efecto de la inclusión de elementos de refuerzo que complementan satisfactoriamente el comportamiento sísmico del conjunto.

Considero que este trabajo aporta en la revisión del estado del arte en el diseño de los muros MSR, y comprueba la necesidad de la evaluación de la estabilidad de las estructuras de tierra no solamente por metodologías de equilibrio límite, sino por metodologías numéricas o aún simplificadas para estimar las deformaciones de la estructura, que son finalmente los indicadores ingenieriles de su condición de servicio.

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Factores de seguridad mínimos - Análisis estáticos y pseudoestáticos	35
Tabla 2.2 Parámetros del modelo Mohr-Coulomb	65
Tabla 3.1 Ubicación de las calicatas y sondajes.....	79
Tabla 3.2 Resultados de ensayo triaxiales en suelo – Tambomayo	80
Tabla 3.3 Exploración geofísica – Ensayos MAM.....	80
Tabla 3.4 Exploración geofísica – Ensayos de refracción sísmica.....	81
Tabla 3.5 Resultados de ensayos de compresión simple en roca - Tambomayo	81
Tabla 3.6 Parámetros geotécnicos adoptados para el diseño.....	82
Tabla 3.7 Propiedades de las geomallas uniaxiales	83
Tabla 3.8 Resultados del análisis de estabilidad externa – Condición estática ..	85
Tabla 3.9 Resultados del análisis de estabilidad externa – Condición pseudoestática	86
Tabla 3.10 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 5.0m.....	87
Tabla 3.11 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 5.5m.....	87
Tabla 3.12 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 6.0m.....	87
Tabla 3.13 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 6.5m.....	88
Tabla 3.14 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 7.0m.....	88
Tabla 3.15 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 7.5m.....	88
Tabla 3.16 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 8.0m.....	89
Tabla 3.17 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 8.5m.....	89
Tabla 3.18 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 9.0m.....	90
Tabla 3.19 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 9.5m.....	90
Tabla 3.20 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 10.0m...	91
Tabla 3.21 Resultados del análisis de estabilidad interna – Condición pseudoestática	92
Tabla 3.22 Resultados del análisis de estabilidad global	106
Tabla 4.1 Registros sísmicos utilizados	112
Tabla 5.1 Estimación del espaciamiento máximo de cada zona de la malla en FLAC	130
Tabla 5.2 Parámetros de los materiales en el modelo.....	134
Tabla 5.3 Propiedades físicas de las geomallas de refuerzo	135
Tabla 5.4 Propiedades mecánicas de las geomallas de refuerzo	136
Tabla 5.5 Propiedades de las geomallas de refuerzo.....	137
Tabla 5.6 Parámetros empleados por diversos autores para geosintéticos	139
Tabla 5.7 Parámetros para definir la interfase entre suelo y geomalla	140
Tabla 5.8 Ajuste numérico para un suelo GC	143

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Tipos de muros de suelo reforzado.....	22
Figura 1.2 Detalle de 4 etapas, primera zona sin refuerzo, durante la construcción, detalle de la configuración de refuerzo y el muro concluido - MSR instalado para la chancadora primaria Alto Chicama de la Compañía Minera Barrick	23
Figura 1.3 MSR instalado para el depósito de relaves Minera Sinaycocha, subsidiaria de Atacocha en Pasco, Perú, de 8 m de altura.	24
Figura 2.1 Muro de suelo reforzado con cintas o tiras poliméricas con fachada de paneles de concreto.....	29
Figura 2.2 Detalles de la colocación de geomallas uniaxiales como refuerzo y fachada tipo gavion. A) Sistema SierraScape -Tensar B) Sistema Sierra -Tensar	29
Figura 2.3 Sistema de fachada flexible, donde el geotextil envuelve la capa compactada, aplicado en carreteras	29
Figura 2.4 Esquemas de configuración para estructuras de suelo reforzado con geotextiles (o geomallas).....	30
Figura 2.5 Mecanismos de falla en MSR: a), b), c) externos d), e), f) internos; g), h), i) paramento	34
Figura 2.6 Esquema del planteamiento propuesto por Newmark.....	36
Figura 2.7 Análisis acoplado y desacoplado para determinar los desplazamientos horizontales permanentes producidos por un sismo.....	37
Figura 2.8 Estimación del periodo fundamental para potenciales masas de deslizamiento	38
Figura 2.9 Esquema mostrado por Spencer, en (a), (b) y (c) se muestran las dimensiones y fuerzas en la superficie de deslizamiento	44
Figura 2.10 Izquierda: efecto del ruido de alta frecuencia; Derecha: efecto del ruido de baja frecuencia.....	47
Figura 2.11 Variación de la relación de amortiguamiento normalizado vs la frecuencia angular.....	52
Figura 2.12 Espectro de velocidades vs frecuencia.....	53
Figura 2.13 Razón de amortiguamiento y reducción del módulo de corte normalizado versus la deformación cíclica - incorporado en el modelo de Mohr Coulomb	55
Figura 2.14 Criterio de falla Mohr Coulomb (a) en el plano (b) en el plano octaédrico.....	59
Figura 2.15 Criterio de Falla Mohr-Coulomb en FLAC.....	60
Figura 2.16 Modelo Mohr-Coulomb: Dominio usado en la definición de las reglas de fluencia	62
Figura 2.17 Definición de E_0 y E_{50} para resultados de ensayos triaxiales drenados	66
Figura 2.18 Curva obtenida del ensayo carga-descarga en una geomalla uniaxial	69
Figura 2.19 Obtención de la rigidez secante para geosintéticos	70
Figura 2.20 Formulación de la ecuación hiperbólica para el comportamiento de la geomalla uniaxial, basado en ensayos carga-descarga	70
Figura 2.21 Representación mecánica conceptual de la zona de adherencia....	73
Figura 2.22 Comportamiento del material de adherencia de los elementos tipo cable; a) Criterio de resistencia al corte en la adherencia; b) Resistencia cortante vs desplazamiento en la adherencia.	74

Figura 3.1 Perfil del muro de suelo reforzado y corte H=5-10m Sectorización por alturas para el pre-dimensionamiento	77
Figura 3.2 Sistema MSEW optado para la investigación, muro reforzado con geomallas uniaxiales, envuelto con geotextil y fachada de canastilla metálica. .	78
Figura 3.3 Ubicación del proyecto y de las exploraciones geotécnicas consideradas	79
Figura 3.4 Relación de resultados de factores de seguridad para la verificación de la resistencia a la tracción para cada muro de suelo reforzado	96
Figura 3.5 Relación de resultados de factores de seguridad para la verificación de la resistencia al deslizamiento para cada muro de suelo reforzado	97
Figura 3.6 Relación de resultados de factores de seguridad para la verificación de la resistencia al deslizamiento para cada muro de suelo reforzado	98
Figura 3.7 Factores de seguridad para la verificación de la resistencia a la tensión por capa para cada MSR	99
Figura 3.8 Resultados de excentricidad por capas para cada MSR.....	100
Figura 3.9 Esquema preliminar del MSR.....	101
Figura 3.10 Configuración final del diseño del MSR	101
Figura 3.11 Análisis global del MSR en condición estática	104
Figura 3.12 Análisis global del MSR en condición pseudoestática	105
Figura 3.13 Superficies potenciales de falla, para condición estática y condición pseudoestática.	107
Figura 4.1 Espectro de peligro uniforme TR=100 años	111
Figura 4.2 Espectro de peligro uniforme TR=475 años	111
Figura 4.3 Chorrillos luego del terremoto de 1974.....	114
Figura 4.4 Colapso de estructura de adobe en el Callao.....	114
Figura 4.5 Colapso de uno de los laboratorios de la Universidad Agraria La Molina	114
Figura 4.6 Catedral de Arequipa, estructura que presentó el mayor daño en la ciudad.....	116
Figura 4.7 Vista lateral de la rampa de acceso del puente Camiara en la carretera Moquegua-Tacna.	116
Figura 4.8 En Tacna casas construidas sobre relleno no consolidado colapsaron, la mayoría por el efecto de columna corta.	116
Figura 4.9 Daños registrados en Tarapacá.....	117
Figura 4.10 Desplome de muros y techo de la Iglesia San Lorenzo - Tarapacá	117
Figura 4.11 Corrección por línea base y filtro de frecuencias utilizado.	118
Figura 4.12 Registro de aceleraciones corregido en direcciones E-O y N-S del sismo 03 de octubre del 1974.....	118
Figura 4.13 Registro de aceleraciones corregido en direcciones E-O y N-S del sismo 23 de junio del 2001	119
Figura 4.14 Registro de aceleraciones corregido en direcciones E-O y N-S del sismo 13 de junio del 2005	119
Figura 4.15 Espectro de respuesta de aceleraciones de sistemas con 5% de amortiguamiento, y los espectros objetivos correspondientes a un Tr=100 años y 475 años.....	120
Figura 4.16 Espectro compatible con el espectro objetivo Tr=100 años – LIMA 1974.....	122
Figura 4.17 Espectro compatible con el espectro objetivo Tr=100 años – ATICO 2001.....	122
Figura 4.18 Espectro compatible con el espectro objetivo Tr=100 años – TARAPACA 2005.....	123

Figura 4.19 Espectro compatible con el espectro objetivo Tr=475 años – LIMA 1974.....	123
Figura 4.20 Espectro compatible con el espectro objetivo Tr=475 años – ATICO 2001.....	124
Figura 4.21 Espectro compatible con el espectro objetivo Tr=475 años – TARAPACA 2005.....	124
Figura 4.22 Acelerograma sintético para un Tr = 100años.....	126
Figura 4.23 Acelerograma sintético para un Tr = 475años.....	126
Figura 5.1 Esquema general del modelo en FLAC.....	131
Figura 5.2 Gráfica Deformación axial vs Esfuerzos desviador, obtención gráfica de los módulos de elasticidad.....	133
Figura 5.3 Gráfica esfuerzo - deformación.....	136
Figura 5.4 Carga axial vs deformación de ensayos de carga – descarga cíclica en geomalla biaxial vs la predicción del comportamiento (a) Geomalla sentido longitudinal y (b) sentido transversal. Perkins (2000).	138
Figura 5.5 Condiciones de contorno disponibles para análisis dinámico en FLAC.....	142
Figura 5.6 Curva de reducción del módulo de corte normalizado.....	144
Figura 5.7 Esfuerzos verticales en el estado inicial de esfuerzos (peso propio).....	146
Figura 5.8 Desplazamientos horizontales iniciales por efecto de las fuerzas geostáticas.....	146
Figura 5.9 Desplazamientos verticales iniciales por efecto de las fuerzas geostáticas.....	147
Figura 5.10 Esfuerzos SYY, al finalizar el análisis dinámico para un Tr=100 años.....	148
Figura 5.11 Esfuerzos SYY, al finalizar el análisis dinámico para un Tr=475 años.....	149
Figura 5.12 Desplazamientos horizontales, al finalizar el análisis dinámico para Tr=100años.....	150
Figura 5.13 Desplazamientos horizontales, al finalizar el análisis dinámico para Tr=475años.....	151
Figura 5.14 Desplazamientos verticales, al finalizar el análisis dinámico para Tr=100años.....	151
Figura 5.15 Desplazamientos verticales, al finalizar el análisis dinámico para Tr=475años.....	152
Figura 5.16 Configuración para cálculo de desplazamientos relativos.....	153
Figura 5.17 Desplazamientos relativos entre capas en la fachada del MSR - TR=100 años.....	153
Figura 5.18 Desplazamientos relativos entre capas en la fachada del MSR - TR=475 años.....	154
Figura 5.19 Fuerzas axiales (N) a lo largo de cada refuerzo, al final del análisis dinámico para un sismo sintético obtenido para un tiempo de retorno de 100 y 475 años.....	155
Figura 5.20 Ubicación de los puntos donde se registran las máximas fuerzas axiales en las geomallas.....	156
Figura 5.21 Desplazamientos horizontales en la cara del muro.....	159
Figura 5.22 Configuración del modelo y malla deformada para corroborar resultados de un modelo en escala reducida.....	159

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	The American Association of State Highway and Transportation Officials
ASD	Allowable Strength Design
BS	British Standards
FHWA	Federal Highway Administration
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
GW	Well-graded gravel
LRFD	Load Resistance Factor Design
NCMA	National Concrete Masonry Association
MDF	Método de Diferencias Finitas
MEF	Método de Elementos Finitos
MSEW	Mechanically Stabilized Earth Walls
MSR	Muro de Suelo Reforzado
MTC	Ministerio de Transportes y Comunicaciones
SRW	Segmental Reinforced Wall
SUCS	Unified Soil Classification System
REDACIS	Red Acelerográfica del CISMID
CISMID	Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres

LISTA DE SIMBOLOS

$a_{(t)}$	Aceleración en función del tiempo						
$S_{a(1.5T_s)}$	Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento para un periodo 1.5T _s .						
H	Altura del MSR						
ξ_i	Amortiguamiento de Rayleigh						
ψ	Ángulo de dilatación						
ϕ'	Ángulo de fricción						
$\phi'_{friction}$	Ángulo de fricción en la zona de interfase						
A_e	Área del espacio entre tiras						
A_{ur}	Área de la sección bajo la curva en el ensayo carga-descarga						
A_{xr}	Área de la sección del elemento de refuerzo						
A_t	Área total						
B	Base del MSR						
k_y	Coefficiente sísmico de fluencia						
c', c	Cohesión efectiva, cohesión						
c_{bond}	Cohesión en la interfase						
α	Constante de amortiguamiento proporcional a la masa						
β	Constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez						
ε	Deformación (%)						
γ	Deformación cíclica (%)						
u_c	Desplazamiento axial en la zona de adherencia.						
u_m	Desplazamiento axial en el estrato (suelo o roca).						
D	Desplazamiento horizontal permanente (cm)						
$Y(t)$	<table style="border: none;"> <tr> <td style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">{</td> <td>Ecuación polinómica en función del tiempo</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">{</td> <td>Función lineal: C_0 y C_1 son constantes</td> </tr> <tr> <td style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">{</td> <td>Función cuadrática: C_0; C_1 y C_2 son constantes</td> </tr> </table>	{	Ecuación polinómica en función del tiempo	{	Función lineal: C_0 y C_1 son constantes	{	Función cuadrática: C_0 ; C_1 y C_2 son constantes
{	Ecuación polinómica en función del tiempo						
{	Función lineal: C_0 y C_1 son constantes						
{	Función cuadrática: C_0 ; C_1 y C_2 son constantes						
τ	Esfuerzo cortante						
$\bar{\tau}$	Esfuerzo cortante normalizado						
σ_n	Esfuerzo normal						
σ_1 y σ_3	Esfuerzos principales						

σ_j y σ_k	Esfuerzos normales en dirección horizontal y dirección vertical
$G/G_{m\acute{a}x}$	Factor de reducción del módulo de corte normalizado,
FR_{CR}	Factor de reducción por creep
FR_{DI}	Factor de reducción por daño durante la instalación
FR_D	Factor de reducción por durabilidad
ω_i	Frecuencia angular del sistema
$f_{m\acute{i}n}$	Frecuencia mínima
F_s	Fuerza cortante en la zona de adherencia (En la interfase entre elemento tipo cable y la grilla)
S_m	Fuerza cortante movilizadora
Z_n y Z_{n+1}	Fuerzas entre dovelas
P	Fuerza normal
Q	Fuerza resultante en el equilibrio de fuerzas
s	Fuerza friccionante
Φ	Función de distribución normal de probabilidades acumulada
f^s, f^t	Funciones de fluencia – Modelo constitutivo Mohr-Coulomb
g^s, g^t	Funciones potenciales – Modelo constitutivo Mohr-Coulomb
$\Delta e_1, \Delta e_2$ y Δe_3	Incrementos de deformación en la dirección de los esfuerzos principales
Δt	Intervalo de tiempo en el análisis dinámico
λ	Longitud de onda
L_{min}	Longitud mínima de refuerzo
L^a	Longitud de la zona de adherencia
MM	Intensidad del evento sísmico, en la escala Mercalli modificada
Ms	Magnitud del evento sísmico, en la escala Richter
Mw	Magnitud del evento sísmico, en la escala Momento
E	Módulo de elasticidad
E_r	Módulo de elasticidad del refuerzo
$E_{m\acute{a}x}$	Módulo de elasticidad máximo
E_{ur}	Módulo de rigidez en etapa de descarga
G	Módulo de corte o cizallamiento
G_0	Módulo de corte inicial

$G_{m\acute{a}x}$	Módulo de corte máximo
M_s	Módulo secante
M_t	Módulo tangente
K	Módulo volumétrico
T_s	Periodo fundamental inicial de la masa deslizante (segundos)
W	Peso propio
u	Presión de poros
$P_{(D=0)}$	Probabilidad de ocurrencia de desplazamiento “nulo”
R_c	Relación de cobertura
ν	Relación de Poisson
K_n	Resistencia axial en la zona de interfase suelo – refuerzo (kN/m)/m
K_s	Resistencia cortante en la zona de interfase suelo – refuerzo (kN/m)/m
K_{bond}	Resistencia cortante en la zona de interfase (Manual de Flac) (kN/m)/m
J_i	Rigidez inicial del refuerzo
$J_{sec(\varepsilon\%)}$	Rigidez secante del refuerzo al ε % de deformación
$s(t)$	Señal sísmica en función del tiempo del registro sin corregir
$r(t)$	Señal de ruido
T_{AL}	Tensión para el diseño a largo plazo
T_u	Tensión última
t	Tiempo
ε^*	Variable aleatoria de distribución normal
a, b y x_0	Variabes del modelo Sig3
a, b, x_0 y L	Variabes del modelo Sig4
V_s	Velocidad de ondas de corte
V_p	Velocidad de ondas de compresión

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

La presente tesis trata sobre la evaluación de las deformaciones permanentes en un muro de suelo reforzado con geomallas, sometido a la acción dinámica de un sismo de diseño, mediante técnicas numéricas. La tesis se organiza en 6 capítulos; a continuación, se detalla el contenido de cada capítulo.

En el capítulo I titulado “Introducción” se expone los antecedentes de investigaciones y enfoques de análisis de los muros de suelo reforzado, casos y tipos de muros de suelo reforzado en el mundo, la normativa internacional en diseño de muros de suelo reforzado y una descripción del software a emplear en la investigación.

En el capítulo II titulado “Fundamento teórico” se presenta la teoría relacionada al diseño de muros de suelo reforzado, las verificaciones de estabilidad asociadas, y los conceptos de estabilidad geotécnica por el método de equilibrio límite en condición estática y pseudoestática a nivel de falla global. Así mismo se describe los métodos simplificados para estimar deformaciones permanentes, y los parámetros relacionados al modelamiento dinámico.

En el capítulo III titulado “Diseño de muros de suelo reforzado con geomallas” se presenta las condiciones de sitio y características del muro, que serán necesarias para el diseño. Para definir la configuración final del muro, se realizaron diseños adicionales con alturas variables y se constató el incremento de la demanda de tensión del refuerzo en la base del muro al incrementarse la altura del muro. En este capítulo, también se revisa la estabilidad global del muro en condiciones estáticas y pseudoestáticas, y se aplican metodologías simplificadas vigentes para la estimación de la deformación permanente por la acción sísmica.

En el capítulo IV titulado “Movimiento sísmico en la base del modelo” se presenta la metodología usada para obtener el acelerograma sintético para una zona específica, basada en el espectro de peligro uniforme reportado en el estudio de peligro sísmico.

En el capítulo V titulado “Modelamiento dinámico de muros de suelo reforzado con geomallas”, se presentan las propiedades seleccionadas para los diversos materiales que se encuentran involucrados en el modelamiento dinámico por el

método de diferencias finitas, además de sustentar el modelo seleccionado para el análisis. El capítulo se subdivide en la definición de la geometría del modelo, la parametrización del suelo y del refuerzo, la definición de las condiciones iniciales y las cargas aplicadas, hasta definir los modelos constitutivos a usar en la solución del problema, y la presentación de los resultados en términos de deformaciones permanentes y relativas. Estos valores son comentados y comparados con lo reportado por otros autores para muros de suelo reforzado similares.

Finalmente, en el capítulo VI titulado “Conclusiones y recomendaciones”, se presentan las conclusiones generales de la evaluación del comportamiento sísmico del muro de suelo reforzado en términos de los desplazamientos obtenidos, y se dan recomendaciones para continuar investigando sobre este tema.

1.1 ANTECEDENTES

Desde la antigüedad se tiene precedente de estructuras de suelo reforzado en obras civiles como los Caminos Persas y la Gran Muralla China, las cuales presentan sistemas de refuerzo del suelo de relleno con materiales vegetales fibrosos. En la Gran Muralla China se empleó grava y arena como material de relleno y refuerzo de ramas y juncos de “tamarisk”; los grosores de estas ramas eran de 2”, mientras que las capas de arena y grava eran de 8” aproximadamente, acorde a lo descrito por Yang (2012). Actualmente se han desarrollado sistemas de reforzamiento más sofisticados con el fin de alcanzar cada vez mayor altura en la construcción de estructuras geotécnicas de este tipo.

La idea de los muros de suelo reforzado (MSR) nació hace más de 50 años en Francia. El ingeniero Henri Vidal en 1963 conceptualizó la definición de tierra armada a raíz de una interrogante: si la asociación de tallos vegetales y granos de arena podía tener algún sentido. Después de 5 años de investigación concluyó que los tallos vegetales daban mayor estabilidad a la estructura de arena. Más adelante, el Ing. Vidal constituiría la compañía Tierra Armada, donde se desarrollarían las tiras de poliéster que servirían de refuerzo al suelo de relleno, siendo estas fijadas en la parte posterior del muro mientras las capas de suelo son compactadas, logrando así mejor capacidad de soporte. De acuerdo con Koerner (2012) su rápida introducción al mercado internacional se debió a que estas estructuras al ser flexibles pueden soportar mayores deformaciones.

Koerner (1986) propuso una metodología de diseño por esfuerzos admisibles, la cual consistía en el establecimiento de factores de seguridad como limitación. Más adelante propondría aplicar factores para incrementar las acciones y disminuir las resistencias, conocido también como diseño por factores de carga y resistencia o LRFD. Ambas metodologías basan su análisis en el método de equilibrio límite, donde el cambio más significativo es que en lugar de utilizar coeficientes globales se utilizan coeficientes parciales (Galindo, 2012).

A medida que los muros de suelo reforzado, en adelante MSR, adquirieron mayor importancia por su rendimiento y ahorro económico, estos dejaron de ser considerados como estructuras geotécnicas temporales, para ser considerados como estructuras importantes cuya vida útil debía ser garantizada. Es por ello que fue requiriéndose análisis más exhaustivos, como los modelamientos dinámicos o modelamientos acoplados; por ejemplo, el acoplamiento hidromecánico, que permite obtener resultados adicionales sobre el incremento de las presiones de poros y las líneas de flujo en caso de la presencia del nivel freático, adicionales a los desplazamientos o deformaciones que se generan por las fuerzas actuantes; así mismo se logró incluir fuerzas sísmicas, cargas dinámicas, cargas transitorias y obtener resultados en términos de desplazamientos permanentes.

La primera metodología que considera el efecto sísmico data de los años 1920 y es el análisis pseudoestático, en el cual los efectos del sismo son representados por aceleraciones constantes horizontales y/o verticales. Estas aceleraciones producen fuerzas inerciales en dirección X e Y, que intervienen dentro del equilibrio de fuerzas y momentos en el método de equilibrio límite (Kramer, 1996).

Otro método utilizado para evaluar la acción del sismo es el método de estimación de desplazamientos permanentes propuesto por Newmark (1965), donde el sismo es representado como una fuerza inercial transitoria y las aceleraciones generadas en la estructura pueden exceder la aceleración crítica antes de iniciar el movimiento. Como resultado de este análisis se obtienen desplazamientos permanentes, los que pueden representar una limitación en la condición de servicio de la estructura (Abramson, 2002).

Muchos análisis numéricos, modelamiento en laboratorio y ensayos a escala han permitido comprender los mecanismos del comportamiento y falla en los MSR. Diversos métodos numéricos han sido empleados para realizar un análisis más

completo, entre los más usados tenemos el Método de los Elementos Finitos (MEF), el Método de Diferencias Finitas (MDF) y el Método de los Elementos Discretos (MED).

La primera investigación conocida sobre el comportamiento del MSR bajo carga dinámica fue desarrollada por Richardson y Lee (1975), utilizando una mesa vibratoria para obtener parámetros de diseño de una manera semi-empírica en un modelo reducido, siendo la estructura sometida a movimientos vibratorios sugeridos por otros investigadores, de acuerdo con lo indicado por Belal y George (2000). Las formulaciones numéricas también son capaces de simular el comportamiento de estructuras complejas como los MSR, ya que permiten considerar la interacción simultánea entre los refuerzos y el suelo dentro de la estructura frente a una excitación dinámica tal como lo indica Ling et al. (2000). Cai y Bathurst (1995) concluyeron que el análisis por el MEF de MSR había demostrado que el método pseudoestático es excesivamente conservador, debido a que evalúa la estructura como un bloque (cuerpo rígido) y no contempla el aporte de la interacción suelo-refuerzo, tal como lo indica el estudio del muro de Watsonville, donde a pesar de que fue diseñado para un coeficiente sísmico horizontal de 0.1 g, fue capaz de soportar una aceleración de 0.4 g, que se registró durante el sismo de Loma Prieta, sin sufrir roturas ni grandes deformaciones, según Belal y George (2000).

Otros autores han desarrollado estudios del comportamiento sísmico de los muros de suelo reforzado con modelos experimentales y casos reales, comparándolos con los resultados obtenidos mediante una simulación por métodos computacionales (métodos numéricos). Por ejemplo, Burke et al. (2004), realizaron la comparación entre los resultados de la respuesta sísmica de un MSR a gran escala y los hallados mediante un análisis por el MEF, de lo cual concluyeron que los modelos por el MEF simulaban el comportamiento dinámico de la estructura correctamente y dentro de lo real. Por otro lado, Pamuk et al. (2004), modelaron por MEF un MSR sometido a las aceleraciones del sismo de Kokaelly, Turquía (año 1999) en una condición post sismo. Los resultados fueron comparados con los desplazamientos observados en el caso real, encontrándose una buena correlación.

Huang et al. (2009) realizaron el análisis dinámico de un MSR con fachada fija (bloques o segmentos), usando 3 modelos constitutivos diferentes para el suelo. Para ello, emplearon un programa de diferencias finitas (FLAC), con el cual modelaron y compararon los resultados obtenidos en dos muros de suelo reforzado a escala. Así mismo, en esta investigación se recalca la importancia de caracterizar de manera adecuada el refuerzo y la interfase refuerzo-suelo.

Peter Cundall desarrolló el software FLAC en 1986, siendo este un programa derivado del método de diferencias finitas. Aunque la matriz de los elementos resultantes para un material elástico es igual a la obtenida por el método de elementos finitos, este programa difiere del método MEF en los siguientes aspectos: primero, el esquema de discretización mixto propuesto por Marti y Cundall (1982) tiene una mejor aproximación comparándolo con el método de integración reducida, que es comúnmente usado por el método de elementos finitos. El esquema de solución explícita pueden seguir una no linealidad arbitraria en los modelos constitutivos de esfuerzo-deformación en casi el mismo tiempo computacional que en el caso lineal, mientras que las soluciones implícitas pueden tomar mucho más tiempo para resolver problemas lineales; además, debido a que el programa usa las ecuaciones de movimiento dinámico completas, incluso en situaciones estáticas, el programa es capaz de continuar con el proceso de análisis a pesar de tener procesos físicamente inestables. Frente a esto, no es necesario almacenar ninguna matriz, lo que significa reducir el costo computacional, Itasca (2016).

Autores como Bathurst y Alfaro, (1996) fueron de los primeros en usar el programa FLAC, programa de diferencias finitas, para evaluar la respuesta sísmica en muros de suelo reforzado, taludes y terraplenes reforzados. Ellos indicaron que una ventaja adicional de usar el programa es que el refuerzo de geosintético puede ser representado como elemento tipo cable, viga o estructura de pilotes, y por la simplicidad con la que procesa la carga sísmica dentro del dominio del tiempo.

Por otro lado, Liu et al. (2014) realizaron un análisis paramétrico donde se evaluó el comportamiento sísmico de muros de suelo reforzado con geomallas uniaxiales de 9 m de altura, con fachada rígida con bloques de concreto. La fachada se conformó en forma escalonada cada 3 m de altura, donde el ancho de la banqueta o longitud del paso varió entre 1.2, 1.8 y 2.4 m (a mayor longitud más estable) para

un evento sísmico que tiene una aceleración máxima de 0.40 g; los resultados fueron obtenidos en términos de desplazamientos permanentes por capa, tensiones alcanzadas por el elemento de refuerzo, entre otros.

1.2 CASOS HISTÓRICOS – CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE SUELO REFORZADO.

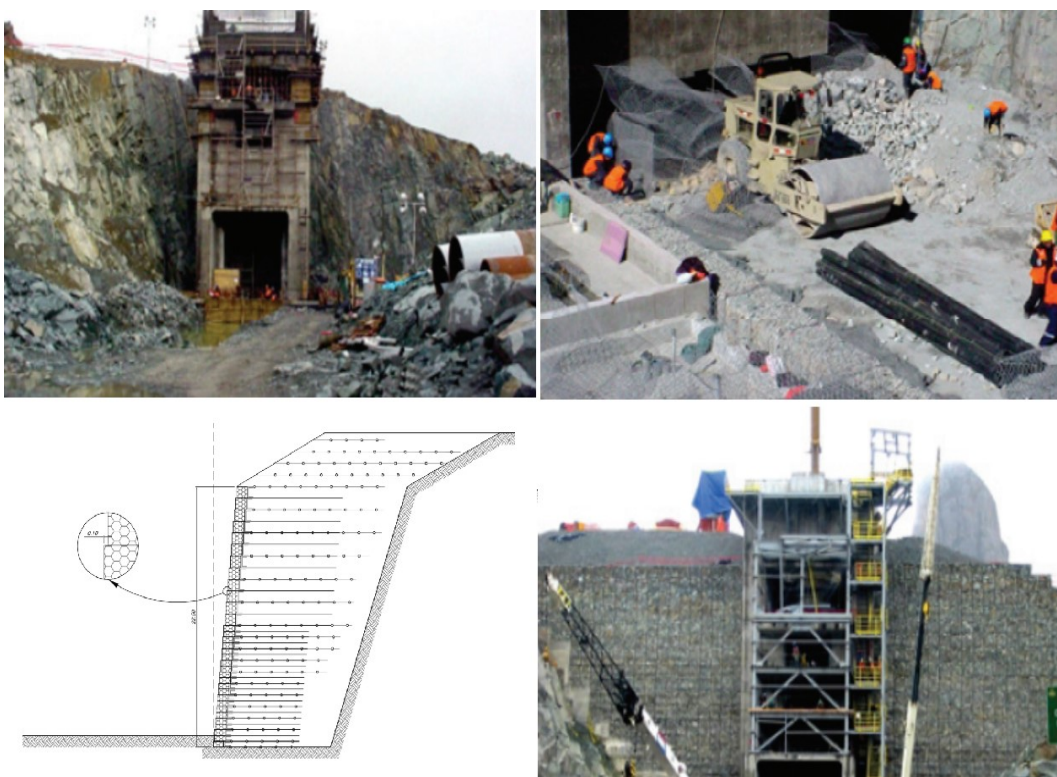
El primer muro de suelo reforzado se construyó en los Estados Unidos en 1971 para la State Route 39 cerca de los Ángeles, empleándose una fachada rígida. En 1974 se construyó un muro de 10 m de altura, con madera aserrada, para la fachada del muro, ver figura 1.1A. En 1977 se construyeron muros de suelo reforzado con fachada de paneles de concreto para la autopista I-80 Second Narrows, en Elmore County en Idaho, USA ver figura 1.1B. En 1980 se usaron muros de suelo reforzado para la construcción y estribos de puentes tipo losa; esta alternativa significó un ahorro del 32% del precio sugerido para dicho proyecto, el muro se ubica en la US Route 1 Entre Boston & Maine RR, USA, ver figura 1.1C. En el año 1997, se construyeron muros de suelo reforzado dentro de una planta industrial en Texas, llamada Texas Lime Plant, este muro alcanzó una altura de 20 m, ver figura 1.1D. Un amplio uso que se le ha dado a estos muros es la habilitación de accesos, como es el caso del MSR construido en Moncton, New Brunswick- Canadá, ver figura 1.1E. Los MSR son hoy una solución viable y económica incluso para proyectos de gran envergadura; por ejemplo, se empleó dentro del proyecto Sikkim de construcción del aeropuerto Pakong – India. Ver figura 1.1F.



Figura 1.1 Tipos de muros de suelo reforzado

Los refuerzos de los MSR pueden ser extensibles, como son las geomallas, o inextensibles, como son las tiras de acero, así mismo se puede seleccionar entre construir una fachada rígida o una fachada flexible; la decisión de diseño dependerá del factor económico y funcional de la estructura. Los ejemplos de muros mostrados corresponden a una combinación entre tipo de refuerzo, tipo de fachada, propósito de uso, etc.

En el Perú se viene usando la construcción de MSR como una alternativa técnica, viable y económica, a los muros de retención convencionales. El sector minero es uno de los primeros que ha optado por estas soluciones, tal es el caso de la compañía minera Barrick, en cuya operación se construyeron terraplenes escalonados para alcanzar una diferencia de altura operacional para la chancadora primaria, ver figura 1.2. También se han empleado para construir discos de contención con fuerte pendiente para la conformación de depósitos de relaves, como se puede observar en la mina Sinaycocha – Pasco, ver figura 1.3.



Fuente: <http://www.grupotdm.com/pdf/casos%20historicos/Estabilidad-y-Contencion-Chancadora-Primaria-Alto-Chicama.pdf>

Figura 1.2 Detalle de 4 etapas, primera zona sin refuerzo, durante la construcción, detalle de la configuración de refuerzo y el muro concluido - MSR instalado para la chancadora primaria Alto Chicama de la Compañía Minera Barrick



Figura 1.3 MSR instalado para el depósito de relaves Minera Sinaycocha, subsidiaria de Atacocha en Pasco, Perú, de 8 m de altura.

Estos muros ya se vienen usando también en el sector público, en obras de carreteras, como medida de contención, supervisados por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones; por ejemplo, como relleno al pie de la carretera como plataforma, o en terraplenes de vía donde se busca hacer intercambios viales.

Además, se han dado aplicaciones diversas a los sistemas de suelo reforzado en estribos de puentes, terraplenes, taludes, carreteras, entre otros. En minería, la necesidad de alcanzar diferencias de altura considerables en un espacio reducido lleva a considerar la construcción de MSR; por ejemplo, el desnivel entre una chancadora y la zona de acarreo está en el orden de 15 a 20 metros, o los desniveles que demandan la operatividad dentro de una planta de procesos.

Los MSR son en muchos casos una solución viable, económica, de fácil aplicación, por lo cual dejaron de ser considerados como estructuras temporales, requiriéndose análisis más exhaustivos en los que se incluyó el concepto de diseño sísmico para estimar las deformaciones producidas, buscando que estas no excedan un límite tolerable para mantener la condición de servicio de la obra.

1.3 NORMATIVA EN EL DISEÑO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS

El uso masivo de los MSR llevó a que países como los Estados Unidos de Norteamérica incluyeran la metodología de diseño de los MSR dentro de su normativa. Organismos como AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), incorporaron dentro de la *Standard Specification for Highway Bridges* en la sección 5.8, el diseño de los muros de suelo reforzado (MSR) o *Mechanically Stabilized Earth Walls (MSEW)*. Así mismo, la FHWA *Federal Highway Administration* publicó en el año 2000, el documento FHWA-NHI-00-043, el cual presenta la metodología basada en el diseño por esfuerzos admisibles y en el año 2010, en una versión más reciente, publicó el documento FHWA-NHI-10-024, el cual presenta la metodología basada en la factorización de carga y reducción de la resistencia. Ambas metodologías abordan el diseño para muros de suelo reforzado con diferentes tipos de refuerzo.

En México, en el año 2013, el Instituto Mexicano del Transporte emite la Publicación Técnica N°382, "Diseño de muros reforzados con geosintéticos" basada en el documento FHWA-NHI-00-043 (2000). La institución británica, *British Standards Institution*, publicó la norma BS8006-1:2010 + A1:2016 *Code of practice for strengthened/Reinforced soils and other fills*, donde se presenta consideraciones de diseño para muros de suelo reforzado.

Mientras tanto en nuestro país, el MTC describe los muros de suelo reforzado desde un punto de vista constructivo, dando recomendaciones como el uso de drenaje y el tipo de relleno estructural a usar en la conformación del muro, en su versión más reciente del manual de carreteras (2014).

Todas las publicaciones indicadas mencionan las aplicaciones que se dan a los MSR, además de señalar los estudios necesarios para la determinación de las propiedades del suelo, los criterios para la selección del refuerzo y la metodología de diseño. Sin embargo, ninguna de las normativas mencionadas presenta limitaciones con respecto a la deformación permanente post sismo.

1.4 SOFTWARE EMPLEADO EN LA PRESENTE INVESTIGACIÓN

1.4.1 MSEW V3.0 – ADAMA ENGINEERING

MSEW (3.0) es un programa interactivo para el diseño y análisis de muros de suelo reforzado. Sigue las directrices de diseño de AASHTO98 / Demo 82, AASHTO02 / FHWA-NHI-00-043, AASHTO 2007-2010 o NCMA97 / 98. Debe tenerse en cuenta que AASHTO98 / 02 se basa en el diseño por la metodología de esfuerzos admisibles (ASD), mientras que AASHTO 2007-2010 se basa en el diseño por la metodología de factorización de carga y reducción de la resistencia (LRFD). En el caso de la National Concrete Masonry Association (NCMA), este se limita a normar los muros de suelo reforzados con geosintéticos y segmentados con fachadas rígidas de concreto.

Aunque el programa generalmente sigue las pautas de los procedimientos de diseño establecidos, el usuario puede explorar opciones de diseño y conceptos más allá de las pautas formales. El programa permite anular todos los valores predeterminados. Tal exploración es útil para el desarrollo de nuevos sistemas, así como la necesidad ocasional de realizar un retro análisis. MSEW (3.0) permite el análisis de estabilidad interna y externa del muro de suelo reforzado. Además de permitir un análisis global por equilibrio límite utilizando el método de Bishop con arco circular.

1.4.2 FLAC V 7.0 – ITASCA CONSULTING

El programa FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, es un software de modelado numérico para el análisis geotécnico avanzado de suelo, rocas, aguas subterráneas y de estructuras de retención de tierra en dos dimensiones. FLAC utiliza una formulación de diferencias finitas explícita que puede modelar comportamientos complejos, como los problemas que consisten en varias etapas, grandes desplazamientos y tensiones, el comportamiento del material no lineal, modelamiento dinámico, análisis de filtraciones, entre otros.

El software fue desarrollado por Peter Cundall en 1986, está diseñado para dar cabida a cualquier tipo de proyecto de ingeniería geotécnica que requiere un análisis numérico, demostrando hasta la fecha versatilidad en los resultados.

Los muros de suelo reforzado con geomallas son estructuras complejas debido a la inclusión de elementos de refuerzo. El programa FLAC v7.0 ha desarrollado los elementos tipo tira y los elementos tipo cable para simular el comportamiento de los elementos de refuerzo en los muros de suelo reforzado. En el capítulo IV, se hace una descripción detallada sobre estos elementos.

1.4.3 SLIDE - ROCSCIENCE

Slide es un programa de estabilidad de taludes en 2D, desarrollado por la compañía ROCSCIENCE, para evaluar el factor de seguridad o probabilidad de falla, de superficies de falla circulares o no circulares en suelo o roca. Slide analiza la estabilidad de las superficies de deslizamiento utilizando métodos de equilibrio límite con rebanadas verticales (por ejemplo, Bishop, Janbu, Spencer, etc). Se pueden analizar superficies de deslizamiento individuales o se pueden aplicar métodos de búsqueda para localizar la superficie de deslizamiento crítico para una pendiente dada. Pueden llevarse a cabo 2 tipos de análisis, uno determinista (factor de seguridad) y otro probabilístico (probabilidad de falla).

1.4.4 SEISMO SIGNAL Y SEISMO MATCH - SEISMO SOFT

Seismo Signal. - Es una herramienta que permite a los usuarios procesar de manera eficiente los movimientos sísmicos registrados por los acelerogramas. Este software permite obtener los espectros de amplitudes de Fourier después de haber corregido la señal y filtrado frecuencias externas que pudieran alterar el registro.

Seismo Match. - Es una herramienta capaz de ajustar los registros sísmicos a través de adiciones de ondas hasta que el espectro obtenido se ajuste al espectro esperado para un determinado sitio, el cual fue reportado en el estudio de peligro sísmico.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 SISTEMA DE SUELO REFORZADO

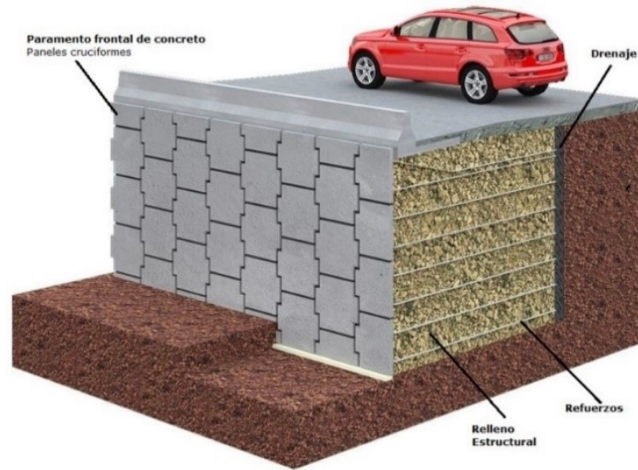
Un sistema de suelo reforzado es aquella estructura geotécnica que contempla la compactación de suelo (material de relleno), junto a la colocación de elementos de refuerzo, que trabajan a tracción, buscando que el suelo reforzado se comporte como una estructura homogénea de mayor resistencia cortante, y permitiendo que se alcance mayores alturas con menor ángulo e inclinación.

Se considera un talud de suelo reforzado cuando el ángulo de inclinación está entre 45° y 70° , y un muro de suelo reforzado cuando los ángulos de inclinación del talud están entre 70° a 90° , en este último caso se hace necesario construir una fachada, la cual principalmente cumple una función estética. Sin embargo, la fachada debe ser capaz de contener la masa de suelo frente a empujes laterales y no fallar de manera localizada.

Lo que define a un sistema de suelo reforzado es el tipo de armadura (elementos con resistencia a la tracción), ya que dependerá de la rigidez y la resistencia a la tensión de estos materiales. En ese contexto AASHTO clasifica al refuerzo según el material y extensibilidad del refuerzo como: inextensible (acero) o extensibles (geosintéticos, geogrillas, geomallas, cintas poliméricas, etc.). De acuerdo con la geometría del refuerzo se puede distinguir los refuerzos uniaxiales, biaxiales o triaxiales, lo que significa que las tensiones aplicadas se distribuirán en una, dos o tres direcciones, respectivamente, siendo los primeros, los refuerzos uniaxiales, los más empleados en el diseño de los MSR para aprovechar la mayor resistencia en una dirección alineada con los mayores esfuerzos de tensión a soportar.

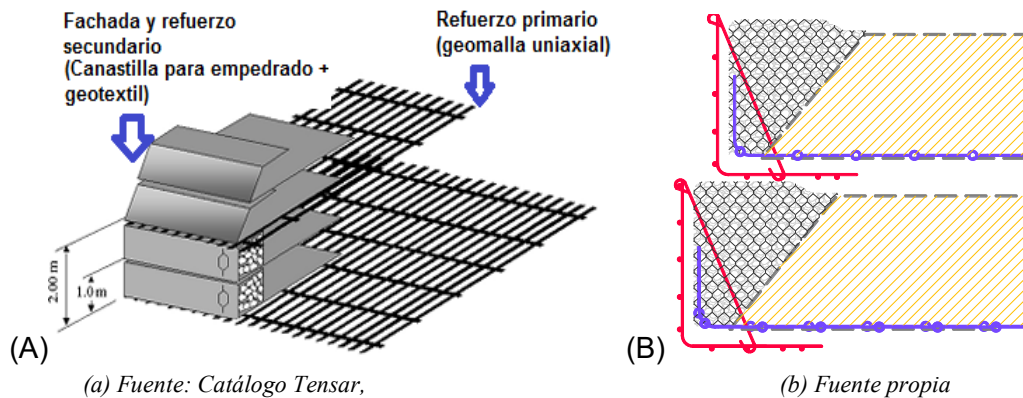
Los MSR también pueden ser clasificados por su fachada. Por ejemplo, en los muros de suelo reforzado con fachada rígida se dispone de paneles prefabricados o bloques unitarios de concreto, los cuales van sujetos a los elementos de refuerzo mediante un punto de fijación, debido a esto debe incluirse la verificación de resistencia a la rotura de la conexión entre refuerzo y paramento, ver figura 2.1. Por otro lado, los muros de suelo reforzados con fachada flexible son aquellos que emplean elementos extensibles como las geomallas y que en la fachada pueden ser canastillas metálicas o gaviones llenos de grava, ver figura 2.2, en otros casos es un geotextil envuelto para evitar la caída del material de la fachada, que también

puede estar acompañado por un geocompuesto que facilite la revegetación, ver figura 2.3.



Fuente: Tierra Armada

Figura 2.1 Muro de suelo reforzado con cintas o tiras poliméricas con fachada de paneles de concreto



(a) Fuente: Catálogo Tensar,

(b) Fuente propia

Figura 2.2 Detalles de la colocación de geomallas uniaxiales como refuerzo y fachada tipo gavión. A) Sistema SierraScape -Tensar B) Sistema Sierra -Tensar



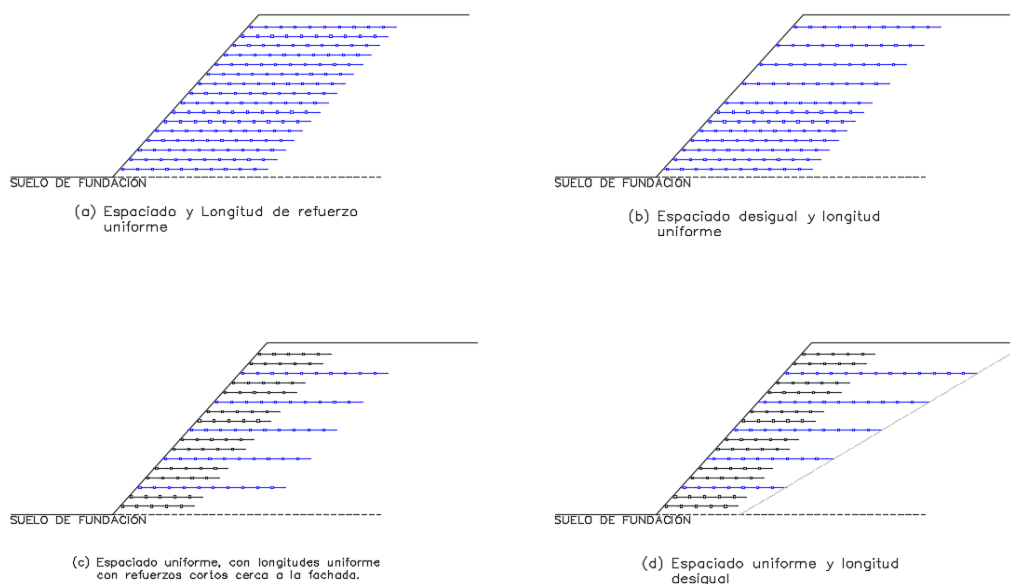
Figura 2.3 Sistema de fachada flexible, donde el geotextil envuelve la capa compactada, aplicado en carreteras

2.1.1 Consideraciones de diseño de los MSR

La inclusión de un elemento con resistencia a la tensión entre capas de suelo permite dar al sistema suelo – refuerzo una mayor resistencia al corte. Esto sucede básicamente por la resistencia friccionante desarrollada en el contacto suelo-refuerzo. Las estructuras de suelo reforzado con comportamiento flexible han demostrado buen desempeño en casos de sismos.

Para fines de la presente investigación se decidió evaluar el comportamiento sísmico de muros de suelos reforzados con geomallas uniaxiales debido a su extensibilidad. Para ello se diseñaron 11 muros de suelo reforzado con geomallas uniaxiales para diferentes alturas, las cuales van desde los 5 m hasta los 10 m.

Koerner (2012) reconoce cuatro tipos de configuración para los sistemas de suelo reforzado, los mismos que se presentan en la figura 2.4. De los esquemas mostrados, el empleado en la presente tesis es el esquema tipo (b), por permitir optimizar las cantidades de elemento de refuerzo a emplear. Siguiendo este esquema se pre-dimensionó la distribución de refuerzos en el MSR, y se validó con el programa MSEW3.0. Se tomó en cuenta el espaciamiento entre capas en función a la eficiencia en procesos constructivos, por lo cual se propuso espaciamientos verticales de 50 cm y 100 cm. Se trató de seguir el mismo concepto para todos los muros diseñados en el programa MSEW 3.0.



Fuente: Koerner, 2012

Figura 2.4 Esquemas de configuración para estructuras de suelo reforzado con geotextiles (o geomallas)

Con el fin de garantizar la estabilidad de los muros de suelo reforzado, la *Federal Highway Administration* en sus publicaciones FHWA-NHI-00-043 (2000) y FHWA-NHI-10-024 (2010) presenta dos metodologías de diseño detallado para muros de suelo reforzado; la primera publicación se refiere al diseño por esfuerzos admisibles, ASD, y la segunda publicación al diseño por factorización de cargas y reducción de resistencias, LRFD. Sin embargo, ambas publicaciones proponen realizar el análisis de estabilidad externa, interna y la estabilidad global de la estructura.

Para realizar el diseño de los MSR es necesario establecer las particularidades a las que estará sujeto el diseño.

Acorde con la normativa vigente FHWA-NHI-10-024 (2010), FHWA-NHI-00-043 (2000), los requerimientos de un proyecto que influyen en la selección de la alternativa del sistema MSR son los descritos a continuación.

- Condiciones de sitio
 - o Topográficas y geológicas
 - o Condiciones ambientales
- Naturaleza de la estructura
 - o Criterio de desempeño
 - o Consideraciones de durabilidad
 - o Disponibilidad de los materiales
- Experiencia con un tipo particular de aplicación
- Costo
- Estética

De los factores indicados, para la presente investigación se tendrán en cuenta las condiciones topográficas y geológicas, criterio de desempeño, y experiencias con un tipo particular de aplicación.

El costo y estética no serán tomados en cuenta para la concepción del diseño en la presente investigación.

2.1.1.1 *Condiciones topográficas, geológicas y ambientales*

La investigación está orientada a las condiciones topográficas y geológicas del sitio de Tambomayo, Arequipa. El lugar es un campamento minero de la

Compañía Minera Buenaventura. El sitio de estudio está en las estribaciones altoandinas de la Cordillera Sur Occidental de los Andes Peruanos entre los 4800 y 5300 msnm de altitud. La zona presenta una superficie irregular con fuertes cambios de pendiente.

La zona presenta afloramientos rocosos de origen volcánico correspondientes a la formación Orcopampa y flujos andesíticos del complejo volcánico Mismi del Grupo Barroso, en su primer y segundo evento, de acuerdo con el estudio geológico.

El clima de la zona se define como frío con humedad relativa en los meses de invierno acompañado de intensas nevadas y presencia de neblina; y en verano, días soleados y noches gélidas. Presenta escasa vegetación la cual se restringe a algunas cactáceas, y plantas parásitas típicas de las zonas desérticas puna.

El diseño de los MSR implica incluir un sistema de drenaje en la parte superficial de la plataforma y un sistema de subdrenaje según la normativa vigente. A pesar de que en la zona no se encontró presencia de agua subterránea, el sistema de subdrenaje y drenaje superficial siempre deberán ser incluidos de forma que se prevenga presiones laterales por incremento de presiones de poro, debido a filtraciones no previstas. El agua que percola producto de las lluvias discurrirá por la quebrada Tambomayo o por otros afluentes debido a la geomorfología del sitio, razón por la cual no se tomará en cuenta la influencia del agua en los modelos del MSR a desarrollar en el análisis dinámico. Debido a que no existe posibilidad de un ascenso del nivel freático en este sector debido a las condiciones de drenaje existentes.

2.1.1.2 *Naturaleza de la estructura*

La concepción del diseño deberá tener en cuenta las necesidades operacionales, los beneficios y limitaciones de usar un MSR como alternativa de solución. En este caso, en Tambomayo se proyectó la construcción de plataformas, y debido al reducido espacio para conformar los rellenos se optó por la construcción de muros de suelo reforzado como alternativa de solución.

Después de considerar esta solución, se debe evaluar cuál es el tipo adecuado, si se dispone del material de cantera necesario y qué tipo de refuerzo se empleará. Para el caso de la fachada se evaluará si esta será flexible o rígida.

De acuerdo con la topografía que se presenta en la zona, la altura seleccionada para el diseño del MSR puede ser variable.

2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO

La metodología expuesta para el diseño de muros de suelo reforzado contempla la verificación de la estabilidad externa e interna del muro. Para ello se incluirá los parámetros geotécnicos del perfil del suelo, la configuración geométrica del muro, la resistencia a la tensión de los refuerzos y la presencia de cargas, todo lo cual es desarrollado en el capítulo III.

2.2.1 Análisis de estabilidad externa

El análisis de estabilidad externa consiste en verificar que la estructura no falle por mecanismos que afecten a la estructura en su conjunto. Es decir, que esta no falle por deslizamiento en la base, volteo del muro debido a una excentricidad excesiva, falla de capacidad de soporte del suelo que puede provocar un asentamiento vertical o asentamiento rotacional, ni por falla global del sistema, ni por deslizamiento. Los mecanismos de falla externos se muestran en la figura 2.5 como a, b y c.

El método de análisis supone una distribución de presiones que actúan sobre el suelo reforzado el cual se analiza como un bloque o cuerpo rígido, estas presiones incluyen la presión lateral del suelo retenido, la presión por sobrecarga de la estructura, y las cargas puntuales y distribuidas sobre el suelo reforzado.

2.2.2 Análisis de estabilidad interna

Para el análisis de estabilidad interna se consideran 3 mecanismos de falla por refuerzo, y 3 mecanismos de falla por interacción refuerzo – fachada, los cuales se describen a continuación.

Falla interna del refuerzo por:

- Rotura por una tracción excesiva (ver figura 2.5d)

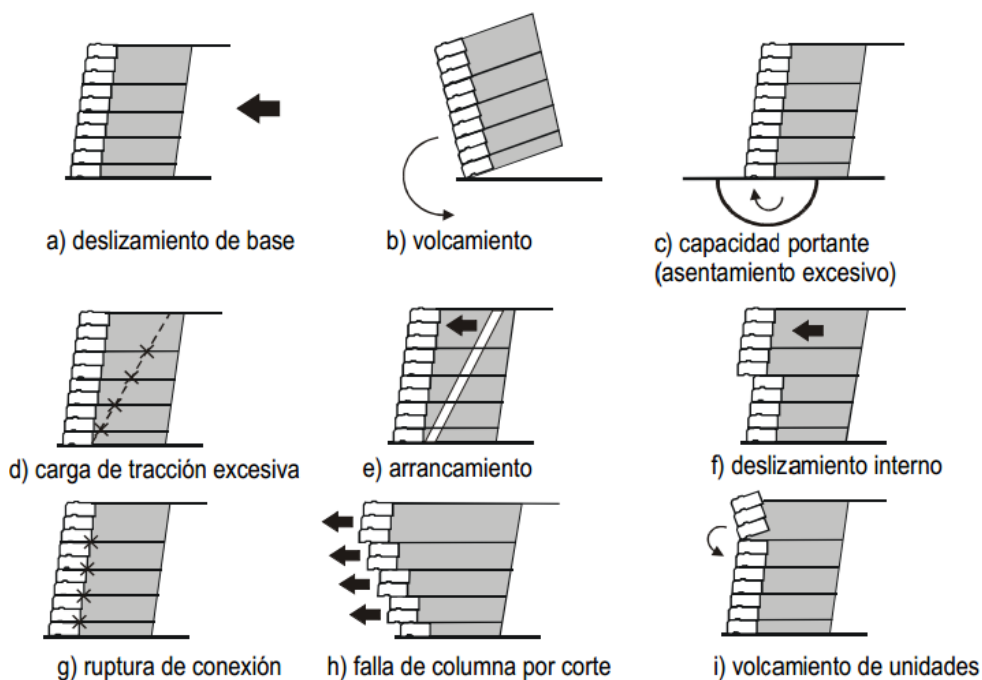
- Arrancamiento del refuerzo (ver figura 2.5e)
- Deslizamiento interno entre capas (ver figura 2.5f)

Falla interna por el sistema de paramento:

- Ruptura en la conexión (ver figura 2.5g)
- Falla de la columna por corte (ver figura 2.5h)
- Volcamiento de las unidades o bloques (ver figura 2.5i)

Como el caso seleccionado se trata de una fachada flexible, donde la geomalla está envolviendo cada capa de suelo, y la canastilla metálica controla las deformaciones durante la construcción, no es necesario verificar las fallas asociadas al paramento. Por lo tanto, el diseño se centra en verificar la estabilidad interna en caso de rotura, el deslizamiento interno entre capas o el arrancamiento del refuerzo del sistema de MSR.

Las principales posibilidades de falla interna en los MSR son la falla por rotura del refuerzo por tracción excesiva y por arrancamiento, la primera sucede cuando la tensión en el refuerzo supera la tensión última del refuerzo, mientras que la segunda ocurre cuando la fuerza de tensión es más grande que la resistencia de fricción que mantiene el refuerzo en contacto con el suelo. Ver mecanismos de falla internos en figura 2.5.



Fuente: Koerner, 2012

Figura 2.5 Mecanismos de falla en MSR: a), b), c) externos d), e), f) internos; g), h), i) paramento

2.2.3 Factores de seguridad

Los factores de seguridad son aquellos valores adimensionales que nos permiten discriminar que tan segura es una estructura, dividiendo la sumatoria de fuerzas resistentes entre la sumatoria de las fuerzas actuantes, y comparándola con el factor de seguridad mínimo requerido por el diseño.

En la tabla 2.1 se indica los factores de seguridad mínimos para la verificación de estabilidad interna y externa de los muros pre-dimensionados, según las especificaciones de la normativa propuesta por FHWA. El factor de seguridad obtenido deberá ser mayor a los factores especificados.

Tabla 2.1 Factores de seguridad mínimos - Análisis estáticos y pseudoestáticos

Factor de seguridad	F.S. estático	F.S. pseudoestático
Deslizamiento	≥ 1.5	0.75% F.S. estático
Excentricidad (e/L)	$\leq 1/6$	
Capacidad de Soporte	≥ 2.5	
Estabilidad global	≥ 1.3	
Estabilidad interna	≥ 1.5	≥ 1.125

2.3 DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES

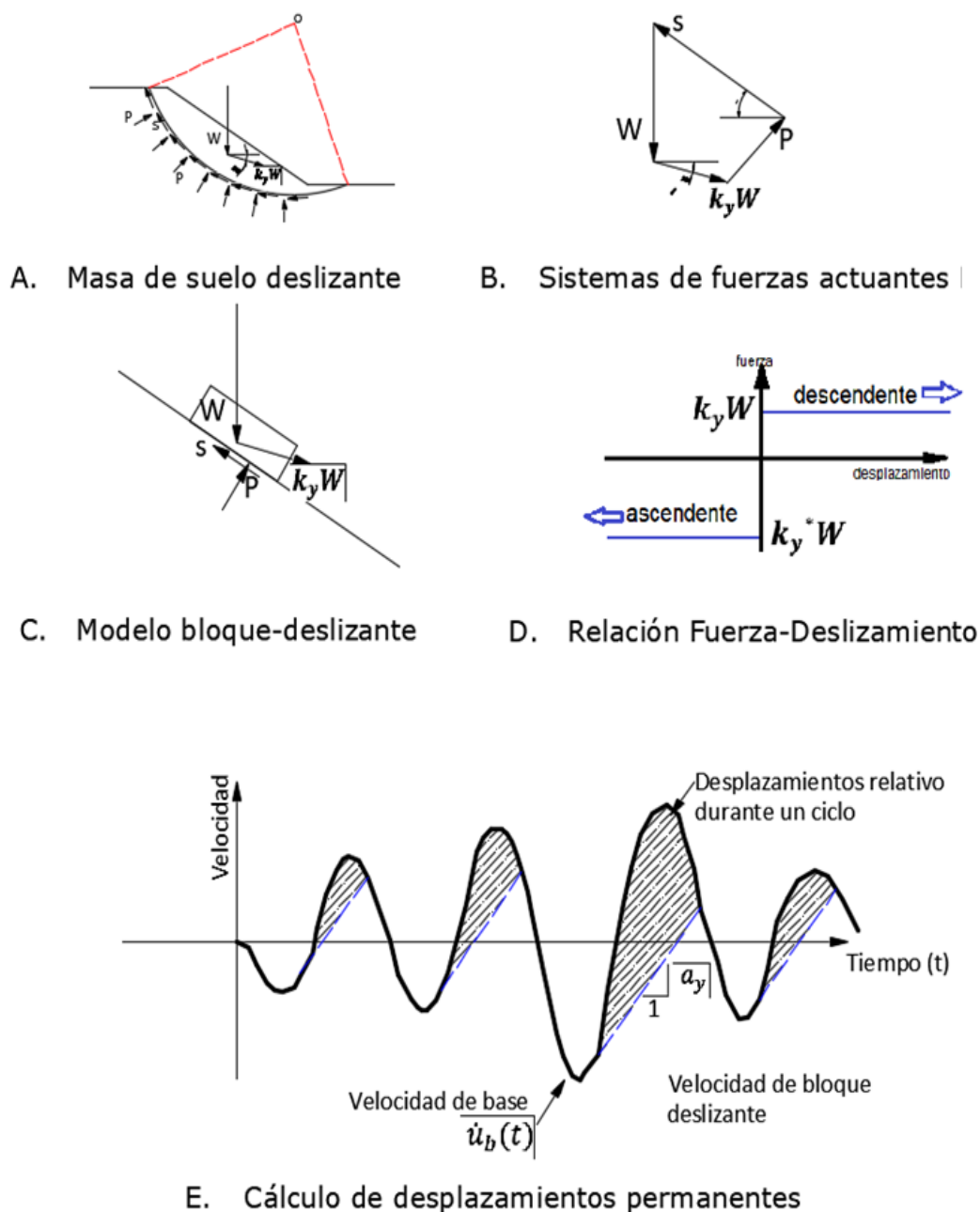
2.3.1 Método de Newmark convencional (1965)

El método de Newmark (1965) calcula los desplazamientos permanentes de manera análoga a un bloque rígido deslizante sobre un plano inclinado. En el caso de la ocurrencia de un sismo, las fuerzas inerciales generadas estarán en función de las aceleraciones inducidas durante el tiempo de ocurrencia del sismo, lo cual a su vez ocasiona que se reporten diferentes factores de seguridad pseudoestática.

La primera etapa del cálculo consiste en determinar el coeficiente sísmico para el cual el factor de seguridad pseudoestático es igual a 1, en este caso el valor del coeficiente sísmico sería 0.26. Así mismo, se localiza la potencial superficie de falla para la condición estática y para la condición pseudoestática, las cuales no son necesariamente iguales.

La segunda etapa del método de Newmark (1965) es un proceso de integración de la variación de velocidades en relación del tiempo, donde la tangente a la curva

representa la aceleración. Además, el área contenida entre la curva de velocidades y la recta tangente es el deslizamiento relativo durante un ciclo. El método de Newmark (1965), se basa en la hipótesis del deslizamiento del bloque, aplicado a un material deformable como el suelo (ver la figura 2.6); por lo que su precisión es limitada.



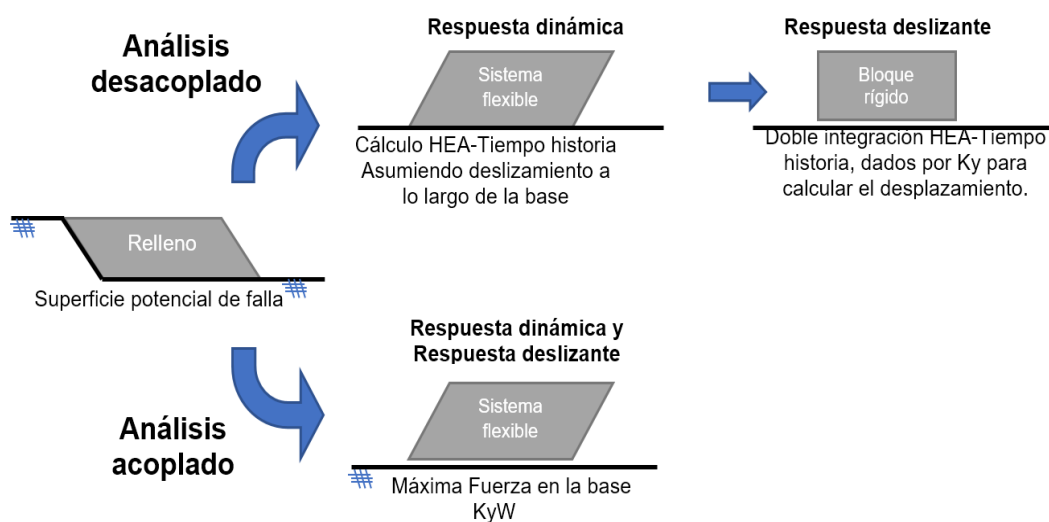
Fuente: Newmark (1965)

Figura 2.6 Esquema del planteamiento propuesto por Newmark

2.3.2 Método de desplazamientos permanentes Bray y Travorou (2007)

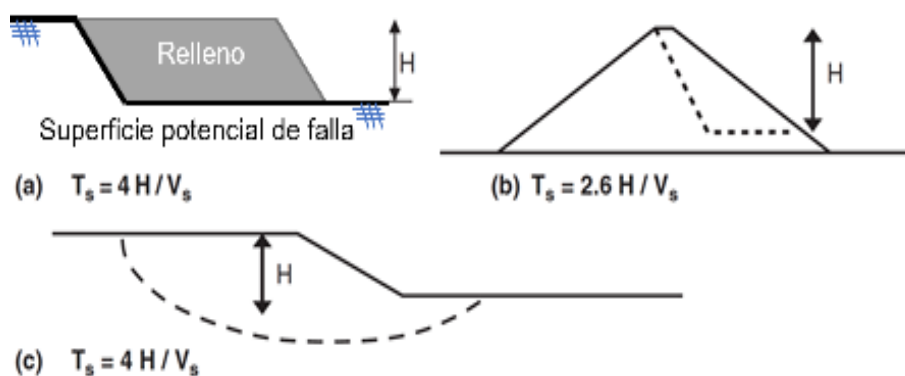
A diferencia de la hipótesis de bloque rígido propuesto por Newmark (1965) que ignora la respuesta dinámica de una masa de suelo deformable, Makdisi y Seed (1978) introdujeron el concepto de aceleración horizontal equivalente (HEA), que representa la acción sísmica sobre una masa potencialmente deformable. Además, se considera que el registro de aceleraciones horizontales equivalentes aplicadas a una masa potencialmente rígida sobre una superficie deslizante produce las mismas tensiones de cizallamiento cíclico que al ser aplicadas sobre una masa deformable. De esta manera los resultados desacoplados son obtenidos a partir de un análisis en dos pasos: el primero es determinar una respuesta sísmica en la estructura geotécnica asumiendo que no ocurren desplazamientos a lo largo de la superficie de falla, el segundo paso aplica el concepto de bloque rígido deslizante utilizando el registro de aceleraciones equivalentes para determinar los desplazamientos permanentes por doble integración en el tiempo. Ver figura 2.7.

Para los métodos que incorporan una respuesta sísmica de un bloque deslizante de masa deformable, es importante calcular el periodo fundamental T_s , el cual puede ser estimado como $T_s=4H/V_s$, donde H es la altura de la masa y V_s es la velocidad de ondas de corte para bloques rectangulares; en caso de bloques triangulares el periodo fundamental puede ser estimado como $T_s=2.6H/V_s$. Ver la figura 2.8.



Fuente: Bray y Travorou (2007)

Figura 2.7 Análisis acoplado y desacoplado para determinar los desplazamientos horizontales permanentes producidos por un sismo



Fuente: Bray y Travasarou (2007)

Figura 2.8 Estimación del periodo fundamental para potenciales masas de deslizamiento

Bray y Travasarou (2007) presentaron un modelo simplificado, semi empírico y acoplado para estimar los desplazamientos permanentes, basado en la metodología del bloque rígido de Newmark (1965) proponiendo una actualización del método simplificado de Makdisi y Seed (1978). Este procedimiento involucra un modelo no lineal acoplado de un bloque deslizante, que pueda representar el comportamiento dinámico de estructuras geotécnicas como presas, diques naturales, terraplenes compactados y depósitos sanitarios. Para ello, los autores evaluaron un modelo con más de 688 registros sísmicos, con el propósito de calcular los desplazamientos horizontales permanentes en función de un coeficiente sísmico de fluencia k_y , del periodo fundamental de la estructura y de la aceleración espectral S_a (para un periodo de 1.5 veces el periodo fundamental). Finalmente, los autores establecieron que el método distingue la probabilidad de tener un desplazamiento nulo (≤ 1 cm), de modo que se identifique si la estimación de D en el cálculo final será representativa. El método propuesto por Bray y Travasarou (2007) fue consistente con los 16 casos documentados y mostró correcta correlación de resultados.

El método es dividido en dos etapas, es decir el cálculo de posibilidad de desplazamiento “nulo”, y el cálculo de probabilidad de desplazamiento “no nulo”.

La Ec. 2.1, estima la probabilidad de desplazamiento “nulo” del bloque de suelo.

$$P_{(D=0)} = 1 - \Phi \left[-1.76 - 3.22 \ln(k_y) - 0.484(T_s) \ln(k_y) + 3.52 \ln(S_a(1.5T_s)) \right] \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

$P(D=0)$	Probabilidad de ocurrencia de desplazamiento “nulo”;
D	Desplazamiento horizontal permanente (cm);
Φ	La función de distribución normal de probabilidades acumulada;
k_y	Coefficiente sísmico de fluencia;
T_s	Periodo fundamental inicial de la masa deslizando (segundos); y
$S_a(1.5T_s)$	Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento para un periodo $1.5T_s$.

La Ec. 2.2 para el caso de ocurrencia de desplazamiento horizontal permanente “no nulo” se utiliza en caso de que este resultado sea significativo.

$$\ln(D) = -1.10 - 2.83 \ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566 \ln(k_y) \ln(S_a(1.5T_s)) + 3.04 \ln(S_a(1.5T_s)) - 0.244(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 + 1.50T_s + 0.278(M - 7) \pm \varepsilon^* \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

ε^*	Variable aleatoria de distribución normal; y
M	Magnitud del evento sísmico

2.4 ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO

En esta sección se hará una breve reseña sobre la realización de un estudio de peligro sísmico, el cual proporcionará el espectro del sismo objetivo de una zona específica, siendo este espectro utilizado posteriormente para obtener el acelerograma sintético para el análisis dinámico. Para ello se presenta a continuación algunas definiciones relacionadas.

2.4.1 Fuentes sismogénicas

La determinación de las fuentes sismogénicas se basa en el mapa de distribución de epicentros, así como en las características tectónicas del área de influencia. La actividad sísmica del Perú es el resultado de la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana, así como del proceso de reajustes tectónicos del aparato andino, siendo agrupadas las fuentes en continentales y de subducción. La mayor parte de los sismos ocurridos en la zona sur del país es producto de la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana. La placa de Nazca penetra debajo de la

Sudamericana en ángulos variables y se profundiza a medida que avanza hacia el continente. En el Perú la distribución de los sismos en función a la profundidad de sus focos ha permitido configurar la geometría del proceso de subducción de la placa oceánica bajo la continental. Una característica importante de esta geometría es que cambia su forma al pasar de una subducción de tipo horizontal (región Norte y Centro) a la altura de la latitud 14°S. Este cambio en el modo de la subducción se debe a que la placa oceánica sufre una contorsión, por debajo de la dorsal de Nazca.

2.4.2 Atenuación de las ondas sísmicas

Las leyes de atenuación intentan predecir la aceleración del terreno causada por un sismo en función de la magnitud del sismo y distancia incluyendo la capacidad del terreno de amortiguar el movimiento generado por las ondas sísmicas.

2.4.3 Clasificación del sitio para diseño sísmico

De acuerdo con el código IBC (*International Building Code*, 2015), los perfiles de suelo considerados para el análisis de peligro sísmico en el sitio en estudio son: Suelo tipo B (roca) y Suelo tipo C (suelo denso o roca suelta); sin embargo, se optará por usar el espectro de peligro uniforme para roca, por corresponder al tipo de base asumido para el modelo, debido a la presencia superficial de afloramientos rocosos; y luego se complementará con un análisis de amplificación dinámica o convolución del sismo de entrada, mediante un análisis dinámico.

2.4.4 Espectro de peligro sísmico uniforme o espectro objetivo

El espectro de peligro uniforme resume los resultados del análisis de peligro sísmico, es decir predice el mismo nivel de peligro con una determinada probabilidad de excedencia para cada periodo de retorno seleccionado. Este espectro de peligro uniforme refleja la respuesta de un sistema de un grado de libertad frente a un movimiento sísmico con una determinada probabilidad de ocurrencia, por lo que será llamado “Espectro de diseño” o “Espectro objetivo”.

2.4.5 Información acelerográfica

Un acelerógrafo tiene 3 sensores incorporados que detectan el movimiento en dos componentes horizontales (N-S y E-W) y una vertical, un sistema de discriminación de señales y un equipo de registro. El movimiento del suelo es transformado en impulsos eléctricos los cuales, después de ser amplificados, pasan al sistema de discriminación. Si la señal reúne las condiciones programadas previamente, el sistema se activa generando un acelerograma analógico o digital.

El primer acelerógrafo en el Perú fue instalado en el Parque de la Reserva en 1944 por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) en cooperación con la U.S.Coast and Geodetical Survey, organismo de USA. El equipo fue analógico de tipo STD; en 1972 el IGP instaló un nuevo acelerógrafo (tipo Kinematics SMA-1) en el Parque de la Reserva en Lima, que registró durante el año 1974 los terremotos del 5 de enero, 3 de octubre y 9 de noviembre; según Knudson C. F. and Perez V. (1977).

Actualmente existen 4 redes acelerográficas en el Perú (extraído de www.red-acelerografica-peru.com), las cuales se describen a continuación:

- La red de acelerógrafos del IGP, de la cual la estación del Parque de la Reserva en 1944 fue la primera estación acelerográfica en el Perú. Actualmente cuenta con 21 estaciones de monitoreo, de las cuales 7 se encuentran en la ciudad de Lima;
- La red acelerográfica de SENCICO, cuenta con 11 estaciones desde el 2014 en convenio con la UNI-CISMID.
- La red acelerográfica del CISMID-FIC-UNI; inicialmente fueron instalados equipos analógicos de marca RION de manufactura japonesa, estos tenían la capacidad de registrar 100 datos de aceleración por segundo y grabar registros cuando el movimiento del suelo excediese el valor de 5 cm/s^2 en la componente vertical, esta información era grabada en un cassette analógico, el cual luego era procesado por un convertidor analógico para obtener la información en formato digital. En el 2001, estos equipos fueron reemplazados por acelerógrafos digitales Kinematics, modelo ETNA, capaces de registrar 200 datos de aceleración por segundo; y el nivel de disparo puede ser programado como un porcentaje de la máxima amplitud de registro;

actualmente los equipos tienen como umbral de registro 2 cm/s^2 . El registro es grabado directamente a una memoria interna o servidor. Esta red cuenta actualmente con 18 acelerógrafos.

- La red acelerográfica CIP-UNI, desde el 2013 la unidad de postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI viene instalando equipos sofisticados tipo TRIMBLE REFTEK registrador modelo 130-SMA que permiten la recopilación de información a través del Ethernet, la información recopilada durante el sismo es enviada a un servidor. Posteriormente, en el 2017, la Universidad Nacional de Ingeniería y el Colegio de Ingenieros del Perú, Consejo Nacional suscribieron un convenio para trabajar en esta red. Actualmente se cuenta con 18 acelerógrafos en esta red.

2.5 ANÁLISIS GLOBAL POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

Acorde con lo propuesto en la norma de AASHTO Capítulo 5, las estructuras geotécnicas deben ser analizadas mediante un análisis de estabilidad global, para la condición estática y pseudoestática mediante el método de equilibrio límite. Los métodos de equilibrio límite más rigurosos son el de Spencer o Morgenstern-Price.

2.5.1 Método de equilibrio límite

La formulación de equilibrio límite asume lo siguiente:

- El factor de seguridad de la componente cohesiva y la parte friccionante de la resistencia al corte de un suelo es la misma para todos los suelos involucrados.
- El factor de seguridad es el mismo para todas las rebanadas o dovelas.

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

- Sumatoria de fuerzas en la dirección vertical de cada dovela o rebanada. La ecuación se resuelve para la fuerza normal en la base de la rebanada, N.
- Sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para cada dovela o rebanada, se utiliza para calcular la fuerza normal entre rebanadas, E

- Sumatoria de momentos sobre un punto común para todas las dovelas o rebanadas. La ecuación se puede reordenar y calcular para el factor de seguridad del equilibrio de momentos, F_m .
- Sumatoria de fuerzas en una dirección horizontal para todas las rebanadas, dando lugar a un factor de seguridad de F_f .

2.5.2 Método de Spencer

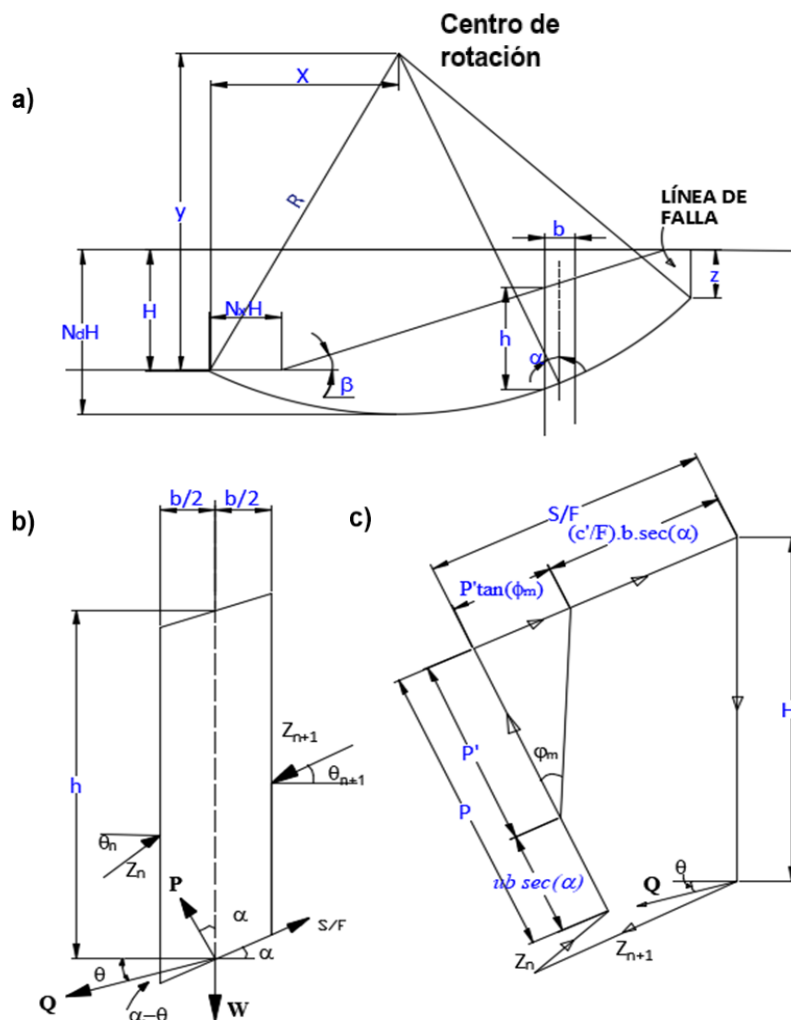
El método de Spencer está considerado dentro de los métodos precisos o completos, del método de dovelas y, es capaz de satisfacer los problemas de equilibrio de fuerzas y momentos.

En el análisis de esfuerzos efectivos, la resistencia al corte de un suelo se define como la cohesión efectiva más el producto del esfuerzo efectivo normal ($\sigma_n - u$), es decir esfuerzo total normal menos la presión de poros, multiplicado por la tangente del ángulo de fricción.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \varphi' \quad \text{Ec. 2.3}$$

En cada dovela o rebanada, la resultante de las fuerzas y la suma de los momentos de las fuerzas deben ser ambas cero. Además, cualquier fuerza o momento residual debe ser igual a la fuerza externa o momento en el terraplén y normalmente ambos serán cero. Este método es extremadamente flexible y se puede aplicar de diferentes maneras. El resultado dado, utilizando un método particular de análisis, dependerá en cierta medida de la forma en que se define el factor de seguridad y también de las suposiciones que se hacen sobre las fuerzas inter-rebanadas que actúan a través de los límites verticales entre las rebanadas.

El esquema mostrado en la figura 2.9 indica la descomposición de fuerzas por dovela para el análisis de estabilidad de acuerdo con el método propuesto por Spencer. Siendo las siguientes, las principales fuerzas a ser tomadas en cuenta en este método.



Fuente: Spencer (1967)

Figura 2.9 Esquema mostrado por Spencer, en (a), (b) y (c) se muestran las dimensiones y fuerzas en la superficie de deslizamiento

- El peso (W);
- La reacción normal total (P) en la base de cada dovela, la cual a la vez se puede subdividir en: La fuerza P' (debido al esfuerzo efectivo de la interacción entre partículas) y la fuerza $ub \cdot \sec(\alpha)$ (debido a la presión de poros u), esto quiere decir: $P = P' + ub \cdot \sec(\alpha)$;
- La fuerza cortante movilizada ($S_m = S/F$, donde $S = c' \cdot b \cdot \sec(\alpha) + P' \cdot \tan(\phi')$); entonces $S_m = S \cdot c'/F \cdot \sec(\alpha) + P'/F \cdot \tan(\phi')$;
- Las fuerzas entre dovelas (Z_n) y (Z_{n+1}); cuya resultante es la fuerza Q , para que exista el equilibrio esta fuerza deberá pasar por el punto de intersección de las otras 3 fuerzas.

2.6 TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS PARA LA OBTENCIÓN DEL ACELEROGRAMA SINTÉTICO

2.6.1 Corrección de acelerogramas

El movimiento del suelo o de una estructura puede ser expresado en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración. Mientras que los sismógrafos fueron inicialmente utilizados para medir velocidades o desplazamientos, los acelerógrafos registran las aceleraciones que pueden ser expresadas en gal (cm/s^2) o como porcentaje de la gravedad. Dado que es más fácil obtener velocidades y desplazamientos a partir de la aceleración, mediante la integración numérica simple y doble, que hacer el proceso contrario, la mayoría de los registros sísmicos están en términos de aceleración.

El registro sísmico o acelerograma, puede presentar errores (desviación de la línea base o registro de frecuencia ajenas al sismo), que deberán ser corregidos para que dicho registro sea apto para ser utilizado; dado que la aplicación moderna de la teoría de vibración estructural en el diseño sismo resistente de estructuras e investigaciones en sismología requieren datos precisos de aceleración sobre una banda ancha de frecuencias, es necesario hacer las correcciones. Para un análisis simplificado es necesario corregir los registros por línea base, y hacer el filtrado de bajas y altas frecuencias (pasa banda).

2.6.1.1 Corrección de línea base o ceros

Ocurre a veces que los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto a la línea cero de la aceleración. Este error puede darse por un acelerógrafo que no esté perfectamente nivelado en su posición o bien porque el sistema de registro provoca una desviación de los datos respecto a la línea de base. Aunque este error puede no ser significativo para la aceleración, sí lo es cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por integración, ya que se compatibiliza el área que hay entre la curva de aceleración y la línea de base.

Existen muchas formas de corregir un registro por línea base, algunas de las correcciones empleadas son:

Corrección normal. - En este caso, la corrección consiste en restar una constante a todo el registro sísmico. Esta constante es el promedio de los valores del registro

comprendidas entre los límites del registro. La corrección sin embargo se aplica a todo el registro sísmico.

Corrección parabólica de línea base. - La base de la técnica de ajustar la línea base es encontrar una curva que se aproxima al error de periodo largo en el registro, esto es el error de la línea base. Esta curva es entonces restada de los registros para obtener el ajuste requerido.

La corrección más simple es ajustar una línea recta (ajuste lineal) al registro de aceleración, lo que minimizará la suma de los cuadrados de los residuos. La forma de la línea base es representada por la Ec. 2.4.

$$y(t) = c_0 + c_1t \quad \text{Ec. 2.4}$$

Este método, como otros, requiere que una línea arbitraria sea fijada al registro a efectos de poder leer los valores de aceleración, asimismo asume que los valores iniciales de velocidad y desplazamiento son cero. Un resultado del método es que al final los valores de velocidad y desplazamiento serán cero o aproximados a cero.

Una mejora a este método consiste en considerar una línea de base parabólica en vez de una línea recta como línea base al registro, ver Ec. 2.5.

$$y(t) = c_0 + c_1t + c_2t^2 \quad \text{Ec. 2.5}$$

El programa Seismosignal v.4.3 facilita las correcciones por línea base, dentro de las opciones se puede optar por la corrección de línea base tipo: constante, lineal, cuadrática y cúbica. Para el presente análisis se optó por utilizar la corrección por ajuste cuadrático, debido a que la variación de la línea base fue mínima para este ajuste.

2.6.1.2 Filtrado de los acelerogramas

Una vez que el acelerograma ha sido corregido tanto por línea base como por la corrección instrumental, habrá que tener en cuenta la repercusión que el ruido tiene sobre el acelerograma. Este ruido puede estar causado tanto por fenómenos naturales como por el tratamiento de los datos. Así podremos considerar que el acelerograma es la suma de la señal sísmica más el ruido, ver Ec. 2.6.

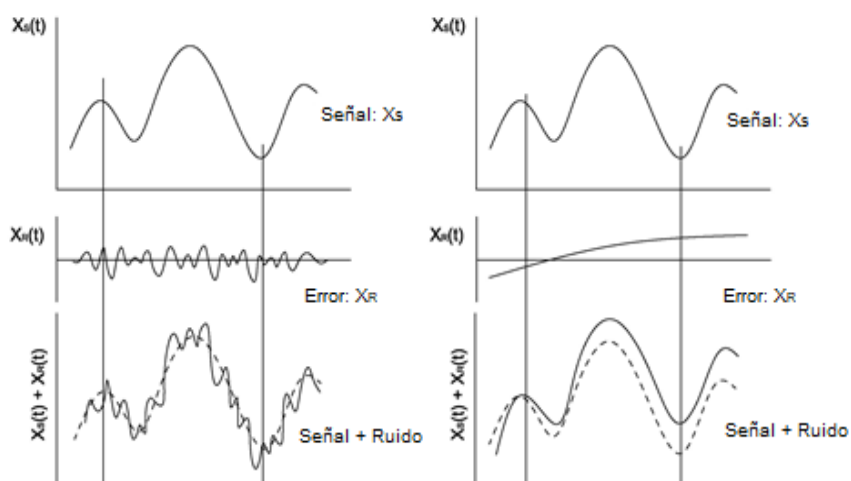
$$a(t) = s(t) + r(t)$$

Ec. 2.6

Siendo $a(t)$ el acelerograma sin corregir, $s(t)$ la señal sísmica y $r(t)$ el ruido. El ruido que afecta el acelerograma puede ser de dos tipos (ver figura 2.10)

Ruido de alta frecuencia. - Cuando aparecen señales cuyas frecuencias están por encima de las frecuencias sísmicas, decimos que hay ruido de alta frecuencia. Este ruido afecta los valores picos de aceleración. Sin embargo, no afecta mucho en el proceso de integración, ya que el área bajo la curva es prácticamente la misma que para la señal corregida, dado que las desviaciones por encima y por debajo se compensan.

Ruido de baja frecuencia. - Cuando aparecen señales cuyas frecuencias están por debajo de las frecuencias sísmicas, se afecta el proceso de integración, ya que, al integrar la aceleración para obtener la velocidad y el desplazamiento, se obtiene el área bajo la curva.



Fuente: Hudson et al. (1979)

Figura 2.10 Izquierda: efecto del ruido de alta frecuencia; Derecha: efecto del ruido de baja frecuencia

Como no se desea cometer errores que afecten la señal sísmica, limitaremos la información a un filtro pasa banda. El filtro pasa banda elimina el ruido de alta y baja frecuencia simultáneamente. Es decir, el filtro pasa baja para eliminar altas frecuencias, y el filtro pasa alta para eliminar las bajas frecuencias.

Lo más importante a la hora de aplicar los filtros, es elegir la frecuencia de corte adecuada, ya que una mala elección puede suponer eliminar parte de la señal que nos interesa, o por el contrario no eliminar el ruido de la señal.

El filtrado de la señal se hace multiplicando el espectro del acelerograma por una función que reduzca el valor de la amplitud del espectro de Fourier fuera de la banda donde están contenidas las frecuencias importantes de nuestra señal. En esa banda, el filtro deja las amplitudes inalterables.

En la práctica, se utilizan aproximaciones a filtros ideales, ya que la función de transferencia de los filtros ideales en el tiempo es de longitud infinita. En el programa Seismosignal v 4.3 tenemos, las aproximaciones Butterworth, Chebyshev y Bessel.

2.6.2 Generación del acelerograma por el método del ajuste espectral

Uno de los métodos para la generación de acelerogramas es realizar el ajuste espectral (*spectral matching*) del registro tiempo-historia en el dominio del tiempo añadiendo ondículas (*wavelets*) a las series de aceleración. Este método posee las mismas ventajas que el ajuste en el dominio de las frecuencias, pero introduce menos energía al registro sísmico y preserva las características no estacionarias del registro tiempo-historia original.

La esencia de la metodología es la siguiente:

- a) Calcular el espectro de respuesta de sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos de vibración y el mismo factor de amortiguamiento, frente a un movimiento sísmico en términos del registro de aceleraciones.
- b) Comparar el pico del espectro de respuesta del sistema de un grado de libertad con la amplitud del espectro objetivo y determinar el error.
- c) Añadir ondículas (“wavelets”) al registro de aceleración con las amplitudes y fases apropiadas de modo que el pico de cada respuesta se ajuste a la amplitud del espectro objetivo. Una ondícula es empleada para ajustar una respuesta del espectro elástico.

2.7 ANÁLISIS DINÁMICO

El modelamiento dinámico de estructuras de tierra considera la disminución paulatina de la resistencia cortante del suelo frente a una carga dinámica variable en función del tiempo (duración del evento sísmico). En el presente capítulo se realizará una descripción de las variables que se consideran al realizar un modelamiento dinámico. Para la evaluación de la respuesta dinámica del muro de suelo reforzado materia de esta tesis, se ha establecido la caracterización de 5 componentes: el suelo de cimentación o fundación, el suelo reforzado, el suelo retenido, el material para la fachada (piedras colocadas en canastillas), y los elementos de refuerzo es decir las geomallas uniaxiales.

La caracterización dinámica de los materiales (suelo o roca) se puede realizar mediante ensayos dinámicos o curvas normalizadas de reducción del módulo cortante con la deformación. Para el caso del suelo, autores como Seed e Idriss (1969); Darendeli, (2001); Menq (2003) entre otros, han recopilado y procesado una amplia base de datos de resultados de ensayos dinámicos como son los ensayos triaxiales cíclicos, ensayos de columna resonante o ensayos en centrífuga, con los que han obtenido las curvas de reducción del módulo de corte normalizado. Con respecto a los elementos de refuerzo existen estudios que han evaluado el comportamiento cíclico de estos mediante aplicación de carga y descarga de manera aislada, mientras que muy pocos los han evaluado en conjunto con el suelo (interfase suelo-refuerzo). La información comercial se limita a definir geometría, resistencia a la tensión al 2% de deformación, tensión al 5% de deformación y la máxima tensión antes de la rotura. En el análisis dinámico se optó por caracterizar el refuerzo con el valor de tensión última como limitación, así como el módulo de elasticidad, y valores de la resistencia en la superficie de contacto en la interfase suelo-refuerzo (basado en ensayos físicos).

En el Perú, muchos de los valores empleados para el modelamiento dinámico son tomados de la literatura o bibliografía, por falta de más información sobre ensayos dinámicos realizados. Software comercial como FLAC v7.0, Plaxis, GTS Nx, Midas, Abaqus, entre otros, son usados para un modelamiento geotécnico más elaborado; sin embargo, de no existir una adecuada selección de parámetros a partir de ensayos, el modelo geotécnico se aleja de la realidad. Por ello siempre

será recomendable realizar la calibración del modelo mediante otros métodos y comparar resultados.

En la presente tesis se empleará el programa FLAC v7.0 el cual fue desarrollado a partir del método de diferencias finitas, por lo cual es muy versátil en los cálculos de modelamientos dinámicos por requerir menor memoria de cómputo. Una ventaja adicional de este programa es que en modelamientos dinámicos la energía será absorbida a pesar de no haberse indicado un amortiguamiento explícito, acorde con lo descrito en el manual de FLAC v.7.0.

A continuación, se describirán las principales propiedades que influyen en el análisis dinámico.

2.7.1 Amortiguamiento

El amortiguamiento es una propiedad que permite estimar la disipación de energía ante la deformación dinámica. Como consecuencia de esta propiedad el módulo de corte disminuye para grandes ciclos de deformación. Un movimiento no amortiguado puede llevar a resultados inesperados de respuesta dinámica excesiva, ya que los cambios en la frecuencia pueden causar problemas de resonancia. El programa FLAC dentro de sus lineamientos recomienda hacer un análisis previo sin amortiguamiento y luego con amortiguamiento para observar los niveles máximos de deformación y así identificar si las deformaciones cíclicas son lo suficientemente grandes para causar reducciones excesivas en el módulo de corte; de ser así, entonces el uso de amortiguamiento es cuestionable, ya que se estará corriendo el programa fuera del rango esperado de aplicación.

Cuando el modelo Mohr-Coulomb es seleccionado, las opciones para asignar el amortiguamiento son amortiguamiento histerético y amortiguamiento de Rayleigh. Comparaciones entre ambos tipos de amortiguamiento indican que para bajos esfuerzos cíclicos y condiciones uniformes, es posible obtener resultados similares. Sin embargo, estos resultados pueden diferir principalmente en dos circunstancias.

Primero, debido a que el suelo no es isotrópico, se tiene distintos valores de esfuerzo, lo que ocasiona que los niveles de deformación cíclica sean diferentes para distintas ubicaciones en distintos tiempos. En el caso del amortiguamiento

histerético, este modelo permite indicar diferentes niveles de deformación en el tiempo y espacio; mientras que el amortiguamiento de Rayleigh indica una respuesta promedio, la cual puede ser condicionada bajo un esquema similar al método de equilibrio límite.

Segundo, cuando el comportamiento del suelo está dentro de un estado de fluencia, ni el amortiguamiento histerético ni el de Rayleigh representan la disipación de energía. Siendo las deformaciones mejor representadas por modelos constitutivos como Mohr-Coulomb. A pesar de que el empleo del amortiguamiento histerético reporta mayores deformaciones permanentes es considerado más realista que el amortiguamiento de Rayleigh, cuyo término proporcional a la masa puede inhibir el movimiento de cuerpo rígido, interpretándose como una resistencia a la deformación.

El amortiguamiento histerético y/o el amortiguamiento de Rayleigh automáticamente es “apagado” para cada zona del modelo que haya alcanzado la fluencia.

2.7.1.1 Amortiguamiento de Rayleigh

Usado originalmente en el análisis de estructuras modeladas como medios elásticos continuos, para representar el amortiguamiento natural de los modos del sistema. Siendo la ecuación mostrada la que representa a esta teoría, donde C, M, y K están en forma matricial. La Ec. 2.7 indica que la matriz de amortiguamiento C, es proporcional a la masa M y a la rigidez K.

$$C = \alpha M + \beta K$$

Ec. 2.7

Donde:

α = Constante de amortiguamiento proporcional a la masa, análogo a un amortiguador que conecta cada uno de los puntos de la malla FLAC al suelo.

β = Constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez, análogo a un amortiguador conectado a través de cada zona, respondiendo a la velocidad de deformación.

Para sistemas de múltiples grados de libertad con una frecuencia angular del sistema ω_i , el amortiguamiento crítico ξ_i es expresado de acuerdo con la Ec. 2.8.

$$\alpha + \beta \cdot \omega_i^2 = 2 \cdot \omega_i \cdot \xi_i \quad \text{ó} \quad \xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad \text{Ec. 2.8}$$

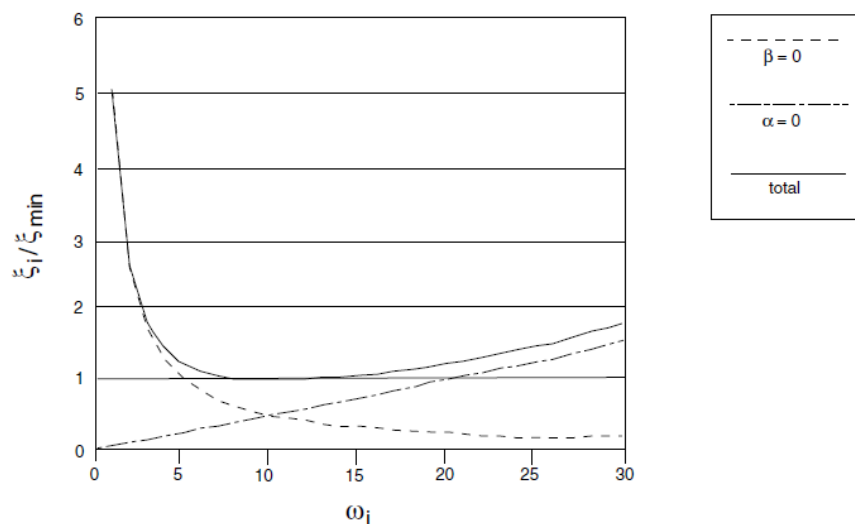
Si el amortiguamiento es normalizado, se tiene que el amortiguamiento proporcional a la masa es dominante para frecuencias angulares bajas, mientras que el amortiguamiento proporcional a la rigidez es dominante para frecuencias altas. Asimismo, se identifica las condiciones para las cuales la suma de ambas componentes alcanza su mínimo valor, ver Ec. 2.9.

$$\xi_{\min} = (\alpha\beta)^{1/2}; \quad \omega_{\min} = (\alpha/\beta)^{1/2}; \quad \text{Ec. 2.9}$$

$$\alpha = \xi_{\min} \omega_{\min}; \quad \beta = \xi_{\min} / \omega_{\min} \quad \text{Ec. 2.10}$$

Entonces la frecuencia mínima (Hz) se define como:

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad \text{Ec. 2.11}$$



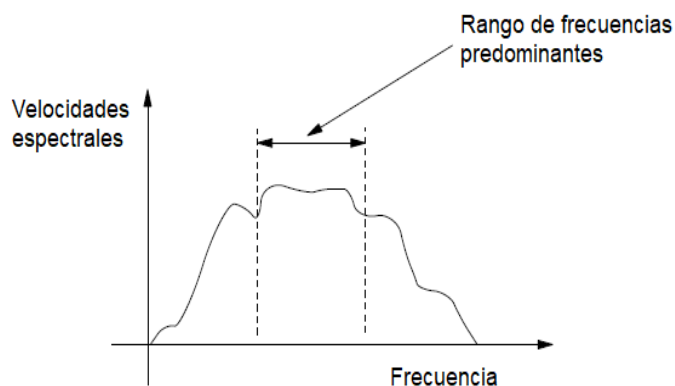
Fuente: Manual de FLAC F2F422.pdf, Dynamic analysis

Figura 2.11 Variación de la relación de amortiguamiento normalizado vs la frecuencia angular

En el programa FLAC, los parámetros que definen un amortiguamiento de Rayleigh son ξ_i y la frecuencia mínima f_{\min} . La matriz de rigidez no es necesaria si se emplea la formulación de Rayleigh, debido a que opera directamente sobre el módulo tangente del modelo constitutivo, ya sea este lineal o no lineal.

Para materiales geológicos (suelo o roca), el amortiguamiento está en el rango de 2% al 5% del amortiguamiento crítico, en caso de sistemas estructurales el rango va de 2% al 10%, acorde a lo indicado por Biggs, (1964). Newmark y Hall, (1982) indicaron que debido a la gran disipación de energía que ocurre en casos de materiales definidos por modelos constitutivos plásticos como Mohr-Coulomb, sólo es necesario indicar un mínimo porcentaje de amortiguamiento como 0.5%, acorde a lo recomendado en el manual de FLAC.

Por otro lado, para determinar la frecuencia mínima, es necesario estimar primero la frecuencia fundamental f , asociada al modo natural de oscilación de un sistema. El objetivo es ajustar la frecuencia mínima, haciendo que la frecuencia natural coincida con el rango de frecuencias predominantes de acuerdo con el espectro de velocidades. Los rangos de frecuencias predominantes corresponden a un tercio del rango total de velocidades, tal como se observa en la Figura 2.12.



Fuente: Propia

Figura 2.12 Espectro de velocidades vs frecuencia

2.7.1.2 Amortiguamiento histerético

Frente a movimientos oscilatorios, el suelo tiene un comportamiento histerético; es decir, el suelo a medida que se deforma va perdiendo su resistencia al corte; a este comportamiento se le conoce como no lineal, y a esta propiedad se le conoce como amortiguamiento histerético.

El comportamiento no lineal de un material resulta ser muy complejo, a pesar de que existen modelos que tratan de simular este comportamiento, como el modelo de Wang, porque este requiere demasiados parámetros para su calibración. Es por ello que en la práctica ingenieril es más usado el método lineal-equivalente.

El método lineal-equivalente consiste en aproximar el comportamiento amortiguado del suelo para calcular el espectro de respuesta en suelos y rocas sujetos una excitación dinámica. El método consiste en asignar a cada estrato su respectiva curva característica o curva de reducción del módulo de corte normalizado. Las curvas características han sido definidas por autores diversos de acuerdo al tipo de suelo, y se basan en una amplia data recolectada y clasificada de ensayos cíclicos de acuerdo con el tipo de suelo (arenas o arcillas). Las curvas de reducción del módulo más utilizadas actualmente fueron propuestas por Seed e Idriss (1969); Darendeli, (2001); Menq (2003) entre otros.

La formulación para la obtención de las curvas de reducción del módulo de corte normalizado asume que el suelo es ideal, y que los esfuerzos dependen sólo de las deformaciones (no del número de ciclos durante el tiempo de duración de la fuerza dinámica). De ello, puede derivarse un incremento de la relación constitutiva descrita por la relación del esfuerzo de corte normalizado y la deformación, según la Ec. 2.12

Si:

$$M_s = \frac{\bar{\tau}}{\gamma}; \bar{\tau} = \tau/G_o \quad \text{Ec. 2.12}$$

G_o = Módulo de corte inicial (deformaciones en el rango elástico)

$\bar{\tau}$ = Esfuerzo cortante normalizado

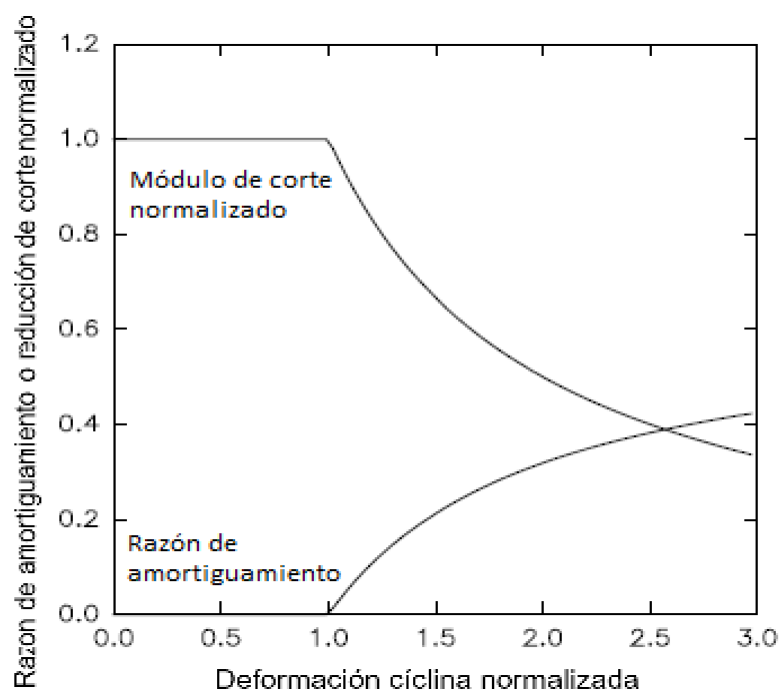
Entonces, el módulo de tangente normalizado M_t , se estima con la ecuación Ec. 2.13.

$$M_t = \frac{d\bar{\tau}}{d\gamma} = M_s + \gamma \frac{dM_s}{d\gamma} \quad \text{Ec. 2.13}$$

La simulación del incremento no lineal del módulo de corte se puede estimar al multiplicar el módulo cortante inicial G_o por el módulo tangente normalizado M_t .

La formulación de amortiguamiento histerético que está incorporada en el programa FLAC no es un modelo constitutivo completo, sino que debe utilizarse como complemento de uno de los modelos no lineales incorporados. La implementación del amortiguamiento histerético en el modelamiento consiste en lo siguiente: la formulación permite modificar la razón de cambio de las

deformaciones (valor promediado por sub zonas) antes de que se inicie la simulación con el modelo constitutivo seleccionado para el suelo; es decir, en esta etapa, se invoca la lógica histerética, devolviendo un multiplicador de módulo que luego será sumado al modelo constitutivo seleccionado. Luego, el modelo utiliza el multiplicador M_t para ajustar el valor aparente del módulo de corte tangente de la zona completa que se está procesando.



Fuente: Manual del FLAC, Dynamic Analysis (F2D422 .pdf)

Figura 2.13 Razón de amortiguamiento y reducción del módulo de corte normalizado versus la deformación cíclica - incorporado en el modelo de Mohr Coulomb

Los modelos elásticos y plásticos estándar como Mohr-Coulomb pueden producir curvas de reducción del módulo de corte y del amortiguamiento, ver figura 2.13 considerando un modelo elástico-plástico con un módulo cortante constante G_{\max} , y un esfuerzo cíclico.

2.7.1.3 Módulo tangente

Varias funciones están disponibles en el programa FLAC para representar el factor de reducción G/G_{\max} versus la deformación cíclica γ (%). A continuación, se detalla cada función.

a. Modelo: DEFAULT

Este modelo toma en consideración que la curva S (nombre asociado a la forma que describe la curva) versus el porcentaje de deformación en términos logarítmicos puede ser representada como una expresión cúbica, con pendiente cero para bajas y altas deformaciones. Por lo tanto, el módulo secante sería igual a M_s , ver Ec. 2.14

$$M_s = s^2(3 - 2s) \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde s se define como:

$$s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad \text{Ec. 2.15}$$

$$L = \log_{10}(\gamma) \quad \text{Ec. 2.16}$$

Los parámetros L_1 y L_2 son los valores extremos de las deformaciones en términos logarítmicos, es decir los valores en los cuales la tangente es cero. Entonces dado $L_1 = -3$ y $L_2 = 1$ significa que la curva se extiende desde 0.001% hasta 10% de deformación.

Si aplicamos la regla de la cadena, y multiplicamos la Ec. 2.17 con la Ec. 2.13 obtenemos que la tangente del módulo normalizado también puede ser expresado en función de s, L_1 y L_2 , ver la Ec. 2.18.

$$\frac{dM_s}{d\gamma} = \frac{dM_s}{ds} \times \frac{ds}{dL} \times \frac{dL}{d\gamma} \quad \text{Ec. 2.17}$$

Por lo tanto, se obtiene:

$$M_t = s^2(3 - 2s) - \frac{6s(1 - s)}{L_2 - L_1} \log_{10} e \quad \text{Ec. 2.18}$$

Con el propósito de que el módulo siempre sea positivo, se establece como uno de los límites que $s > S_{min}$, esto quiere decir que no existe reconstitución del material. Reemplazando S por S_{min} , se presenta la Ec. 2.19, seguidamente se ordena y se reescribe la Ec. 2.20.

$$M_t = S_{min}^2(3 - 2S_{min}) - \frac{6S_{min}(1 - S_{min})}{L_2 - L_1} \log_{10} e \quad \text{Ec. 2.19}$$

$$2S_{min}^2 - S_{min}(A + 3) + A = 0 ; A = \frac{6 \log_{10} e}{L_2 - L_1} \quad \text{Ec. 2.20}$$

Por lo tanto,

$$S_{min} = \frac{A + 3 - \sqrt{(A + 3)^2 - 8A}}{4} \quad \text{Ec. 2.21}$$

Cumpléndose que $M_t = 0$, si $s < S_{min}$, durante la ejecución del programa.

b. Modelos sigmoidales

El modelo sigmoidal propone que las curvas sigmoidales son monótonas dentro del rango definido y tienen el comportamiento asintótico apropiado. Es decir, son cercanos a las curvas de reducción del módulo de corte normalizado. FLAC propone dos tipos de este modelo, sig3 y sig4 denominados así debido a la cantidad de valores requeridos en el ajuste de curva. En el programa deberán ser ingresadas las variables a, b y X_0 para el modelo Sig3, y las variables a, b, X_0 y Y_0 en el modelo Sig4; ver la Ec. 2.22 y la Ec. 2.23 respectivamente.

- Modelo Sig3

$$M_s = \frac{a}{1 + \exp\left(-\frac{L - X_0}{b}\right)} \quad \text{Ec. 2.22}$$

- Modelo Sig4

$$M_s = \frac{a}{1 - \exp\left(-\frac{L - X_0}{b}\right)} \quad \text{Ec. 2.23}$$

c. Modelo de Hardin y Drnevich

La función propuesta por Hardin y Drnevich (1972), también se encuentra incorporada en el programa FLAC. La Ec. 2.24 es útil porque plantea que

el amortiguamiento será igual al amortiguamiento referencial cuando el módulo de corte normalizado es 0.5. Por ejemplo, esta solución indica que cuando $\gamma_{ref}=0.06$, se ajusta a la curva de Seed & Idriss para el límite superior en arenas y el valor de $\gamma_{ref}=0,234$; se ajusta a la curva característica propuesta por Seed y Sun (1988) para arcillas.

$$M_s = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{ref}} \quad \text{Ec. 2.24}$$

2.7.2 Modelo de falla o modelo constitutivo Mohr Coulomb

Los modelos se han desarrollado para representar un tipo específico de comportamiento constitutivo común asociado con la geología de los materiales. Mohr Coulomb es el modelo más aplicado debido a que la cohesión y el ángulo de fricción son propiedades fundamentales para caracterizar el suelo a diferencia de otros materiales geotécnicos. Estos parámetros pueden ser obtenidos de ensayos triaxiales o de corte directo, ensayos que se usan para determinar la resistencia mecánica del material.

Este modelo es usado para modelar materiales granulares compactados o sueltos, rocas y concreto, en evaluación de problemas de estabilidad de taludes y excavaciones subterráneas.

2.7.2.1 Criterio de falla Mohr Coulomb

De acuerdo con el criterio de Mohr Coulomb, la resistencia última de corte τ es determinada por la Ec. 2.25 (criterio de falla de Mohr-Coulomb), donde c es la cohesión y ϕ el ángulo de fricción.

$$\tau = c' + \sigma_n \tan(\phi') \quad \text{Ec. 2.25}$$

El concepto de Mohr Coulomb también puede ser expresado en términos de esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , que representan los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente, según la Ec. 2.26.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{sen}(\phi') + c \cos(\phi') \quad \text{Ec. 2.26}$$

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{sen}(\varphi') + c \cos(\varphi') = 0 \quad \text{Ec. 2.27}$$

La Ec. 2.27 puede ser representada gráficamente como una pirámide hexagonal en el espacio de esfuerzos, siendo la sección transversal representada como un plano octaédrico como muestra la figura 2.14.

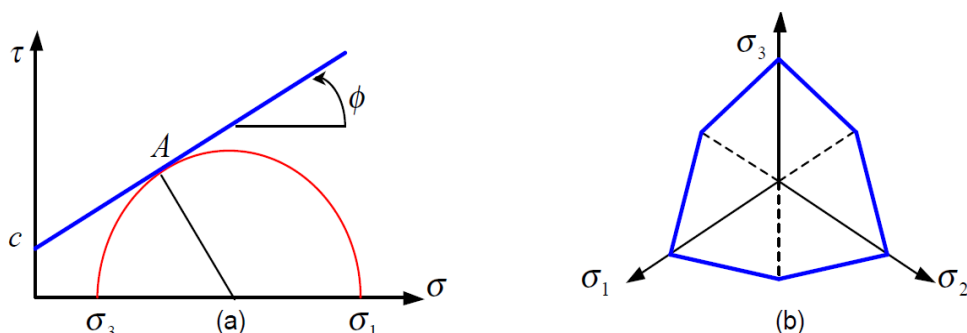


Figura 2.14 Criterio de falla Mohr Coulomb (a) en el plano (b) en el plano octaédrico

2.7.2.2 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es considerado como una aproximación de primer orden para modelar el comportamiento del suelo. La formulación precisa que el suelo es un material isotrópico y fue desarrollada a partir de la ley de Hooke y el criterio de falla Mohr-Coulomb.

La formulación incluye funciones de fluencia para evaluar la plasticidad, las cuales ayudan al modelo elastoplástico a establecer el límite para los análisis de la etapa inicial, cuando el suelo se comporta elásticamente y la etapa final, cuando el suelo se comporta plásticamente.

El programa FLAC, en su sección de “Modelos constitutivos” describe todos los modelos constitutivos y las formulaciones incorporadas en el programa, de donde se resume la teoría del modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

En primer lugar, se establece la ley de incrementos de esfuerzos, donde σ_1 , σ_2 y σ_3 son los esfuerzos principales y σ_{zz} el esfuerzo principal fuera del plano de análisis. Además Δe_1 , Δe_2 y Δe_3 son los incrementos de deformación en cada dirección del esfuerzo principal y los superíndices ^e y ^p hacen referencia al estado elástico y plástico, respectivamente.

$$\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^p \quad i = 1,3$$

Ec. 2.28

La ley de incrementos de Hooke, en la teoría elástica en términos de esfuerzos principales se describe en la ecuación 2.28.

$$\Delta \sigma_1 = \alpha_1 \Delta e_1^e + \alpha_2 (\Delta e_2^e + \Delta e_3^e)$$

Ec. 2.29

$$\Delta \sigma_2 = \alpha_1 \Delta e_2^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_3^e)$$

$$\Delta \sigma_3 = \alpha_1 \Delta e_3^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_2^e)$$

Donde

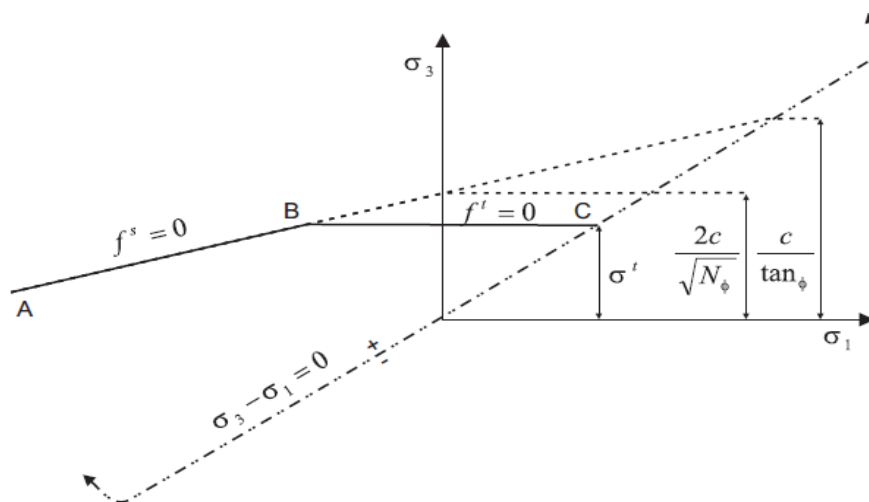
$$\alpha_1 = K + 4G/3 ; \quad \alpha_2 = K - 2G/3$$

K Módulo volumétrico

G Módulo de corte

Los valores de módulo volumétrico y módulo de corte pueden ser hallados a partir del modelo de elasticidad y la relación de Poisson (Ver la Ec. 5.1 y la Ec. 5.2)

El criterio de falla puede ser representado en un plano de esfuerzos principales como se muestra en la figura 2.15.



Fuente: Manual de FLAC v.7.0

Figura 2.15 Criterio de Falla Mohr-Coulomb en FLAC

La función de fluencia de la envolvente de falla desde el punto A al punto B se observa en la Ec. 2.31a y desde el punto B al punto C se observa en la Ec. 2.31b

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad \text{Ec. 2.30a}$$

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad \text{Ec. 2.30b}$$

Donde: σ^t Resistencia a la tracción y

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{Ec. 2.31}$$

El esfuerzo intermedio no interfiere en la formulación, para materiales friccionantes, la resistencia a la tensión no puede exceder el valor de $\sigma_{máx}^t$ (Ver Ec. 2.32).

$$\sigma_{máx}^t = \frac{c}{\tan \phi} \quad \text{Ec. 2.32}$$

Por otro lado, la función potencial cortante g^s corresponde a una condición de borde no asociado a la falla por tensión y g^t corresponde a una condición de borde asociado.

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \text{Ec. 2.33a}$$

$$g^t = -\sigma_3 \quad \text{Ec. 2.33b}$$

Donde:

ψ Ángulo de dilatancia

$$N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad \text{Ec. 2.34}$$

Luego, las reglas para la fluencia del material para este modelo están dadas por una única definición o técnica en la zona de borde de la función de fluencia en un espacio de esfuerzos de tres dimensiones, las cuales se definen a continuación: la función $h_{(\sigma_1, \sigma_3)} = 0$ que representa la diagonal entre $f^s = 0$ y $f^t = 0$ en un plano de esfuerzos principales.

La función h se define de la siguiente forma:

$$h = \sigma_3 - \sigma^t + \alpha^p (\sigma_1 - \sigma^p) \quad \text{Ec. 2.35}$$

Donde: α^p y σ^p son constantes en función del ángulo de fricción

$$\alpha^p = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi \quad \text{Ec. 2.36a}$$

$$\sigma^p = \sigma^t N_\phi - 2c \sqrt{N_\phi} \quad \text{Ec. 2.36b}$$

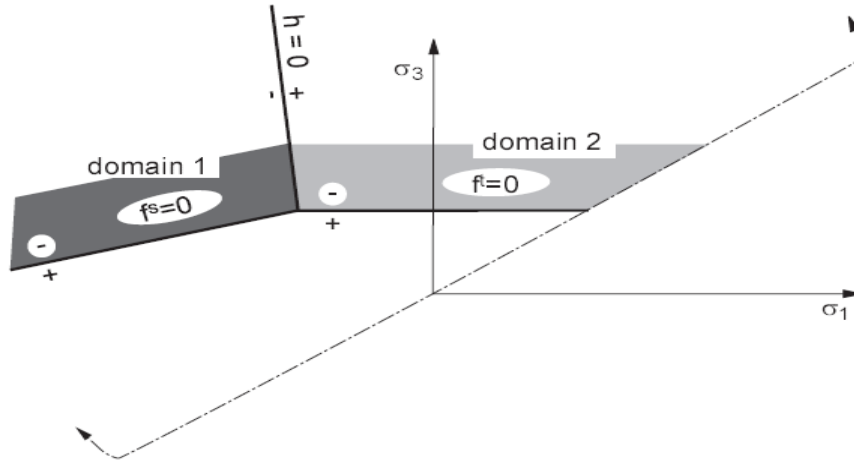


Figura 2.16 Modelo Mohr-Coulomb: Dominio usado en la definición de las reglas de fluencia

Esta técnica aplicada para pequeños incrementos es simple de implementar; en cada paso, sólo una restricción y su correspondiente corrección de esfuerzos están involucrados dentro del cálculo de la fluencia plástica.

Para las correcciones por plasticidad se considera la formulación para falla por corte de la siguiente forma:

$$\Delta e_i^p = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i} \quad i = 1,3 \quad \text{Ec. 2.37}$$

Donde:

λ^s Parámetro es una constante, inicialmente desconocida.

Usando la Ec. 2.33a para g^s , las ecuaciones se convierten en diferencias parciales, como sigue a continuación:

$$\Delta e_1^p = \lambda^s \quad \text{Ec. 2.38}$$

$$\Delta e_2^p = 0$$

$$\Delta e_3^p = -\lambda^s N_\psi$$

Los incrementos de deformación elástica pueden ser expresados mediante la Ec. 2.39 como el total de los incrementos menos los incrementos plásticos

$$\Delta \sigma_1 = \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3) - \lambda^s (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \quad \text{Ec. 2.39}$$

$$\Delta \sigma_2 = \alpha_1 \Delta e_2 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_3) - \lambda^s \alpha_2 (1 - N_\psi)$$

$$\Delta \sigma_3 = \alpha_1 \Delta e_3 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_2) - \lambda^s (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2)$$

De esta forma obtenemos el estado de esfuerzos nuevos (new) y los esfuerzos viejos (old), referidos con los superíndices como ^N y ^O, respectivamente.

$$\sigma_i^N = \sigma_i^O + \Delta \sigma_i \quad i = 1,3 \quad \text{Ec. 2.40}$$

Sustituyendo para cada incremento $\Delta \sigma_i$, $i=1,3$ las ecuaciones se escriben de la siguiente forma:

$$\sigma_1^N = \sigma_1^I - \lambda^s (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi)$$

$$\sigma_2^N = \sigma_2^I - \lambda^s \alpha_2 (1 - N_\psi) \quad \text{Ec. 2.41}$$

$$\sigma_3^N = \sigma_3^I - \lambda^s (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2)$$

Donde el superíndice *I* es usado para representar la parte elástica, obtenida mediante los incrementos de los esfuerzos elásticos iniciales para el cálculo de los incrementos de las deformaciones.

$$\sigma_1^I = \sigma_1^O + \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3) \quad \text{Ec. 2.42}$$

$$\sigma_2^I = \sigma_2^O + \alpha_1 \Delta e_2 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_3)$$

$$\sigma_3^I = \sigma_3^O + \alpha_1 \Delta e_3 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_2)$$

El método numérico permite que ahora se pueda estimar el valor de λ^s bajo la condición que el nuevo punto de tensión se ubique en la superficie de fluencia por

corte. Se sustituye σ_1^N y σ_3^N por σ_1 y σ_3 en la función $f^s = 0$ y combinando la Ec. 2.30a y Ec. 2.42 se obtiene:

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi} \quad \text{Ec. 2.43}$$

En caso de falla por tensión, la regla se define como:

$$\Delta e_i^p = \lambda^t \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_i} \quad i = 1,3 \quad \text{Ec. 2.44}$$

Donde:

λ^t Parámetro es una constante, inicialmente desconocida.

Usando la Ec. 2.33a para g^s , las ecuaciones se convierten en diferencias parciales, como sigue a continuación:

$$\begin{aligned} \Delta e_1^p &= 0 \\ \Delta e_2^p &= 0 \\ \Delta e_3^p &= -\lambda^t \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.45}$$

Repitiendo el razonamiento anterior, se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} \sigma_1^N &= \sigma_1^I + \lambda^t \alpha_2 \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I + \lambda^t \alpha_2 \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I + \lambda^t \alpha_1 \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.46}$$

Y que,

$$\lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^I)}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 2.47}$$

Finalmente, la implementación del modelo constitutivo descrito en el programa FLAC, involucra calcular primero un esfuerzo elástico σ_{ij}^I , adicionando los componentes de esfuerzos iniciales (old) aplicando la ley de Hooke y los

incrementos de deformación para cada paso. Así mismo se calculan los esfuerzos principales σ_1^I, σ_2^I y σ_3^I y sus correspondientes direcciones.

En caso de que los esfuerzos no cumplan el criterio de falla, la corrección debe ser hecha para estimar un nuevo estado de esfuerzos. Frente a esto tenemos dos casos: el primero $h(\sigma_1^I, \sigma_3^I) \leq 0$ ó $h(\sigma_1^I, \sigma_3^I) > 0$ (Ver Ec. 2.35) representa una condición de falla por corte, de forma que los nuevos esfuerzos se estiman empleando la Ec. 2.41 y para la constante λ^s con la Ec. 2.43. El segundo caso representa una condición de falla por tracción, de forma que los nuevos esfuerzos se estiman empleando la Ec. 2.46 y para la constante λ^t con la Ec. 2.44. Por tanto, las componentes del tensor de esfuerzos en el sistema de ejes son luego calculados a partir de los valores de esfuerzos principales asumiendo que las direcciones no han sido afectadas por la aplicación de la corrección por plasticidad.

A pesar de que el modelo Mohr-Coulomb no reproduce adecuadamente los cambios de rigidez del suelo, sigue siendo el más utilizado en la práctica geotécnica. Acorde a lo descrito por Nieto et al. 2009, su aplicabilidad se debe a que no precisa de parámetros muy difíciles de obtener. Los parámetros necesarios para el modelo Mohr - Coulomb se muestran de manera resumida en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Parámetros del modelo Mohr-Coulomb

Parámetro	Descripción
E	Módulo de Young
ν	Relación de Poisson
c	Cohesión
φ	Ángulo de fricción
ψ	Ángulo de dilatancia

Fuente: Nieto et al. 2009

a. Módulo de Young (E)

También conocido como módulo elástico, es una característica del suelo que permite comprender cuánto se puede deformar frente a cargas externas. El suelo no presenta un único valor de elasticidad. Al representar gráficamente la relación de esfuerzos y deformaciones, se tiene que la pendiente inicial es el módulo de elasticidad inicial E_0 para unas deformaciones dentro del rango elástico. También se define el módulo

secante E_{50} el cual se calcula al 50% de resistencia, es decir al 50% del máximo valor alcanzado. Para materiales con un rango elástico lineal amplio el E_0 es adecuado, pero para el caso de suelos generalmente se usa E_{50} , ver figura 2.17.

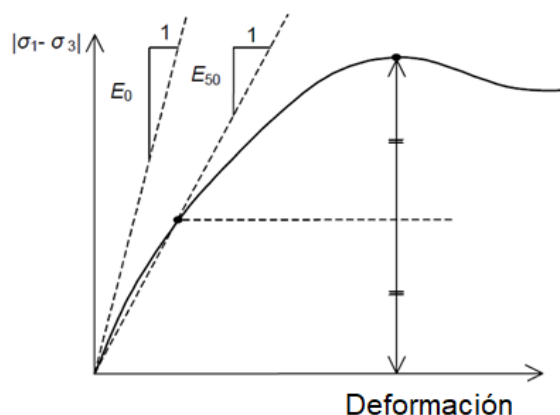


Figura 2.17 Definición de E_0 y E_{50} para resultados de ensayos triaxiales drenados

Para suelos sometidos a ensayos de carga-descarga el módulo de rigidez en descarga E_{ur} , y el módulo de rigidez de la primera carga E_{50} , tienden a incrementarse con la presión de confinamiento.

b. Relación de Poisson

La relación de Poisson es una constante elástica que mide la compresibilidad de un material perpendicular al esfuerzo aplicado, o la relación entre la deformación transversal y la deformación longitudinal, ver Ec. 2.48.

$$v = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_a} \quad \text{Ec. 2.48}$$

Además, si el cuerpo es isótropo, la relación de Poisson está definida según la Ec. 2.49.

$$v = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = \frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_x} \quad \text{Ec. 2.49}$$

c. Cohesión

La cohesión del terreno es la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, que dependen, entre otras cosas, del número de puntos de contacto que cada partícula tiene

con sus vecinas. En consecuencia, la cohesión es mayor cuanto más finas son las partículas del suelo.

d. Ángulo de fricción

El ángulo de rozamiento interno o ángulo de fricción es una propiedad de los materiales granulares, cuya interpretación física está relacionada con el ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular.

e. Ángulo de dilatación

Es una propiedad de los materiales utilizada para describir el incremento en volumen de un material granular frente a un esfuerzo de corte; debido al reacomodo de partículas primero debe haber un destrabamiento de las mismas, eso hace que aumente los vacíos. En algunos casos se da un descenso del volumen, es decir se puede tener una dilatación negativa o contracción.

2.7.3 Elemento de refuerzo

Los elementos de refuerzo pueden ser geosintéticos como geomallas uniaxiales, biaxiales, tiras poliméricas, o barras metálicas. Incluso se puede clasificar el refuerzo de acuerdo a sus propiedades en: extensibles o inextensibles. Para la presente investigación se emplearon geomallas uniaxiales, las cuales son elementos extensibles de alta resistencia.

La geomalla uniaxial es un geosintético formado por elementos conectados de manera integral que trabajan en conjunto con aberturas mayores a 6.35 mm (1/4") entre sí, para permitir la interacción con materiales propios como suelo, enrocado, etc. Así mismo, su principal función es la de refuerzo, acorde con la definición descrita en la norma ASTM D6637.

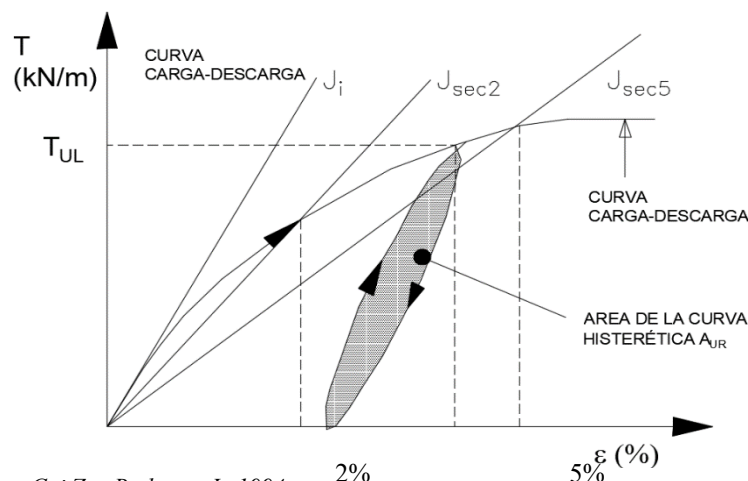
2.7.3.1 Resistencia de la geomalla uniaxial

En el caso del modelamiento geotécnico con geomallas, su principal característica es la resistencia a la tensión. Diversos autores han descrito el comportamiento de este material bajo condiciones estáticas y dinámicas. Por ejemplo, Perkins, 2000 menciona que las geomallas son conocidas por presentar un comportamiento

termo-viscoelástico directamente dependiente y en algunos casos un comportamiento dependiente al esfuerzo normal. Bathurst y Cai (1994) y Ling et al. (2000), también han mostrado en sus investigaciones que el comportamiento esfuerzo - deformación de las geomallas es no lineal y que tiene un desarrollo significativo de deformaciones plásticas. Además, debe tenerse en cuenta que las características resistentes de las geomallas también dependen la geometría y las propiedades que tienen en cada dirección. Yogendrakumar y Bathurst (1992) usaron un modelo hiperbólico capaz de describir el comportamiento histerético observado durante los ciclos de carga y descarga.

Investigaciones más recientes como la presentada por Yu et al (2016) siguen ratificando que los modelos hiperbólicos son los que mejor se ajustan al comportamiento real de la geomalla. Estos modelos hiperbólicos son las envolventes del comportamiento histerético del material, como se observa en la figura 2.20.

Bathurst y Cai (1994) describen que las geomallas de HDPE tienen un efecto histerético para todas las amplitudes de carga. El efecto histerético puede ser cuantificado por el A_{ur} (área bajo la curva histerética), el cual es influenciado por el nivel de deformación y la frecuencia de carga; estos resultados fueron obtenidos en base a ensayos de carga y descarga aplicada en geomallas de forma aislada, es decir, no simulaban el efecto de confinamiento al que está sujeto el refuerzo cuando trabaja dentro de una estructura de suelo reforzado. En 1995, estos autores encontraron que el efecto de amortiguamiento decrece rápidamente con la frecuencia para un nivel dado de deformación. Por debajo del 0.5% de deformación ó 12% de la tensión última, el comportamiento de la geomalla es completamente lineal elástico y para mayores deformaciones en ensayos carga - descarga se encontró buena recuperación del material para una misma deformación, así mismo se identificó que era sensible a la frecuencia cíclica de ensayos. En la figura 2.18, se muestra el comportamiento de la tensión vs la deformación, para un ensayo carga-descarga, donde T_{UL} es la tensión última, antes de la descarga.



Fuente: Cai Z. y Bathurst, J., 1994

Figura 2.18 Curva obtenida del ensayo carga-descarga en una geomalla uniaxial

2.7.3.2 Modelo constitutivo para geomallas

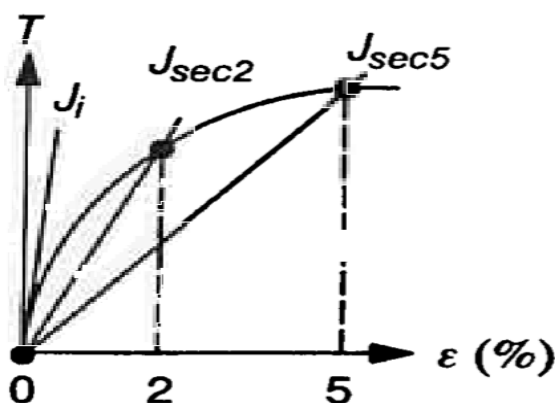
Bathurst (1992) encontró que existe una relación entre la carga uniaxial y la deformación tensional para cada curva derivada del comportamiento del refuerzo, la Ec. 2.50 muestra dicha relación.

$$T_a = \frac{J_i \epsilon_a}{[1 + (J_i/T_{\text{máx}})|\epsilon_a|]} \quad \text{Ec. 2.50}$$

Donde:

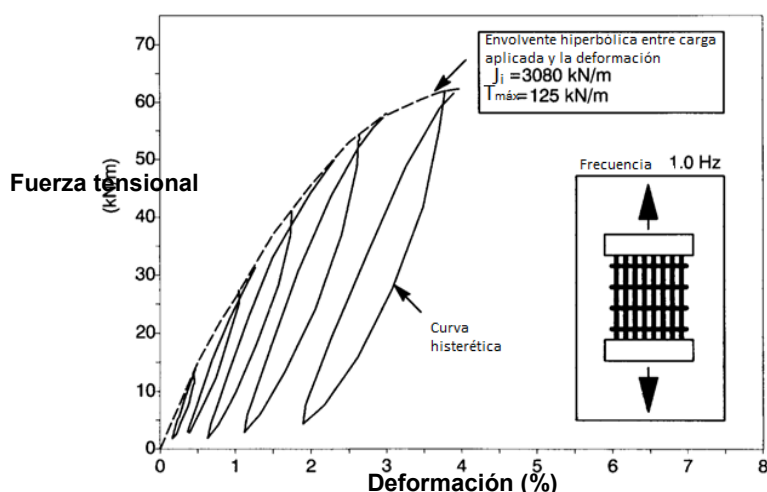
- T_a Tensión aplicada axialmente por unidad de ancho del espécimen;
- ϵ_a Deformación axial unitaria;
- J_i Módulo inicial; y
- $T_{\text{máx}}$ Tensión máxima

Cai y Bathurst (1994), presentaron cómo se determina gráficamente las rigideces secantes en la figura 2.19. Asimismo, Cai y Bathurst (1995) esquematizaron la curva envolvente de una geomalla de $T_{\text{máx}}$ 125 kN/m , como se observa en la figura 2.20, donde se presenta la gráfica de fuerza vs deformación de un ensayo carga-descarga.



Fuente: Cai y Bathurst (1994)

Figura 2.19 Obtención de la rigidez secante para geosintéticos



Fuente: Cai y Bathurst, 1995

Figura 2.20 Formulación de la ecuación hiperbólica para el comportamiento de la geomalla uniaxial, basado en ensayos carga-descarga

Bathurst y Alfaro (1996) realizaron una revisión de la metodología de diseño de muros de suelos reforzados, donde enfatizaron en el comportamiento dinámico del refuerzo longitudinal. Para describir dicho comportamiento presentaron un modelo hiperbólico, para el cual es importante estimar la rigidez inicial J_i y secante J_{sec} del material.

Por otro lado, Allen y Bathurst (2014) propusieron un modelo hiperbólico para geomallas uniaxiales de HDPE con la carga aplicada versus la deformación en función del tiempo t , el cual fue actualizado por Bathurst y Allen (2016). La Ec. 2.51 define el módulo de rigidez secante para la deformación unitaria ϵ en un tiempo dado t .

$$J_{(\varepsilon,t)} = \frac{1}{[\chi_{(t)}\varepsilon + (1/J_{i(t)})]} \quad \text{Ec. 2.51}$$

Donde:

- J_i Módulo inicial;
 $\chi_{(t)}$ Parámetro empírico de ajuste; y
 t Tiempo

Adicionalmente, acorde a lo propuesto por Yu et al. (2016), si al valor de rigidez obtenido se le multiplica por la relación de cobertura de cada elemento entre el área del refuerzo da el módulo de elasticidad, en términos de Pascales. Donde la relación de cobertura se estima como el espesor entre el área de sección. Ver Ec. 2.52.

$$E_r = J_{\text{sec}(\varepsilon\%)} * \frac{R_c}{A_{xr}} \quad \text{Ec. 2.52}$$

Donde:

- E_r Módulo de elasticidad del refuerzo;
 $J_{\text{sec}(\varepsilon\%)}$ Rigidez secante al ε % de deformación;
 R_c Relación de cobertura, $R_c=A_{xr}/\text{espesor}$; y
 A_{xr} Área de sección del elemento de refuerzo

2.7.3.3 Elementos de refuerzo en el programa FLAC

El programa FLAC tiene incorporado 7 tipos de elemento de refuerzo (estructuras), el elemento viga (BEAM), elementos lineales (LINER), elementos tipo cable (CABLE), elementos tipo pilote, elementos de anclaje en roca (ROCKBOLT), elementos de banda (STRIP) y los elementos de soporte (SUPPORT). Siendo los elementos tipo banda y tipo cable los más recomendados para modelar estructuras de suelo reforzado.

a. Elementos tipo viga (Beam)

Las principales características para definir un elemento viga son el módulo de elasticidad E , el área de la sección A , la altura, ancho, o radio dependiendo de la geometría del elemento, el momento de inercia y el espaciamiento. En el caso del espaciamiento si este no se define se considera como un elemento continuo en dirección perpendicular al plano de análisis. Los parámetros de resistencia mecánica son el momento plástico, la máxima resistencia a la tensión, la resistencia residual, la resistencia axial al corte, y la resistencia axial a la compresión, las cuales pueden ser asumidos por el programa si no se conoce su valor.

Las geomallas pueden ser modeladas como elementos tipo viga, para ello se debe contar con el comportamiento a la flexión y su interacción arriba y abajo del suelo. Asignándole momento de inercia cero, se comportarían como un miembro flexible que no soporta momentos. El elemento tipo viga debe estar pegado a la grilla del programa y a las interfases.

b. Elementos lineales (Liner)

Tienen una formulación similar a los elementos tipo viga, salvo por la inclusión de un modelo elasto-plástico que incorpora la resistencia a la flexión, limitación de los momentos de flexión y resistencia a la deformación del material de revestimiento. Es más apropiado para elementos de acero o concreto.

c. Elementos tipo cable

La formulación tipo cable permite modelar la resistencia cortante a lo largo de toda su extensión, además toma en cuenta el efecto local del refuerzo. Su efecto en la resistencia a la deformación se aplica a lo largo de toda su longitud, por lo cual resulta adecuada para geomallas uniaxiales. En estos casos donde los efectos de flexión no son importantes, los elementos de cable son suficientes porque permiten modelar una resistencia de cizallamiento a lo largo de su longitud.

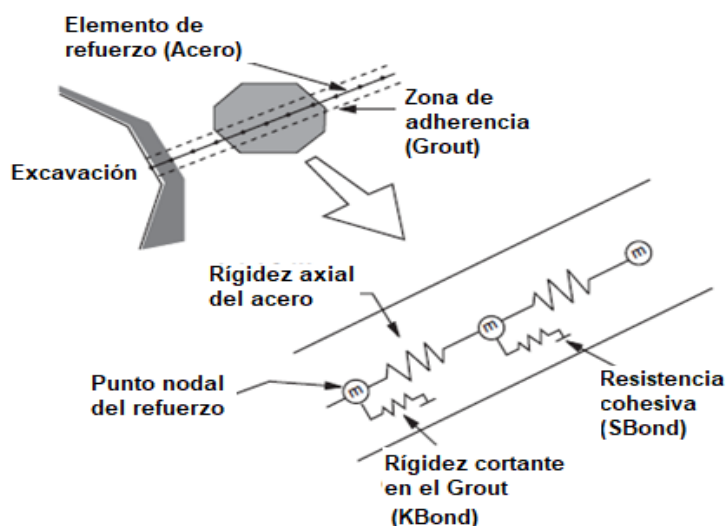
Los elementos tipo cable también pueden usarse como anclaje rígido en estabilización de rocas. Sin embargo, no es materia de estudio en la presente tesis.

- **Comportamiento axial de los elementos tipo cable**

El comportamiento axial de los mecanismos de refuerzo convencionales puede ser asumido que se rigen enteramente por el mismo refuerzo. Esta propiedad tiene relevancia en caso de que el refuerzo sea de barras de acero o cables, el comportamiento axial tendrá mayor relevancia.

Un modelo constitutivo unidimensional es adecuado para describir el comportamiento axial del elemento de refuerzo. En la presente formulación, la rigidez axial se describe en términos del área de sección transversal de refuerzo, A (área) y el módulo de Young, E

Al evaluar las fuerzas axiales que se desarrollan en el refuerzo, los desplazamientos se calculan en puntos nodales a lo largo del eje del refuerzo, como se muestra en la figura 2.21. Las fuerzas fuera de equilibrio en cada punto nodal, así como las fuerzas cortantes que contribuyen a través de la interacción cortante en la zona de adherencia, se calculan a partir de fuerzas axiales en el refuerzo. Los desplazamientos axiales se calculan en función de las aceleraciones derivadas de la integración de las leyes del movimiento utilizando la fuerza axial calculada fuera del equilibrio y una masa concentrada en cada punto nodal.



Fuente: Manual de FLAC, sección de estructuras.

Figura 2.21 Representación mecánica conceptual de la zona de adherencia

• **Comportamiento cortante en la zona de interfase (refuerzo – suelo)**

El comportamiento cortante en la zona de adherencia se representa como un sistema de resorte deslizante ubicado en los puntos nodales que se muestran en la figura 2.22. La resistencia cortante de la zona de contacto entre refuerzo y suelo se define como la fuerza cortante entre la longitud de contacto de la interfase por metro de desplazamiento entre caras de la interfase (ver figura 2.21). De manera análoga en el muro de suelo reforzado se define la resistencia cortante de la interfase, que se da por el entramamiento de partículas con la geomalla uniaxial; este parámetro puede ser obtenido de ensayos de arrancamiento (pullout test).

$$\frac{F_s}{L^a} = K_{bond}(u_c - u_m) \quad \text{Ec. 2.53}$$

Donde:

F_s Fuerza cortante en la zona de adherencia (A lo largo de la interfase entre elemento tipo cable y la grilla).

K_{bond} Resistencia cortante en la zona de adherencia, posteriormente se llama K_s

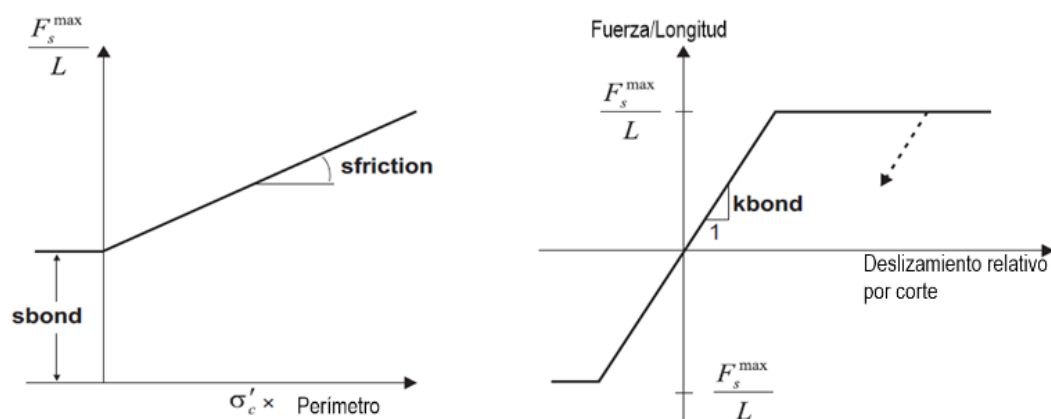
u_c Desplazamiento axial en la zona de adherencia.

u_m Desplazamiento axial en el estrato (suelo o roca).

L^a Longitud de la zona de adherencia.

S_{bond} Cohesión en la interfase

$s_{friction}$ Ángulo de fricción de la interfase



Fuente: Manual de FLAC, sección de estructuras.

Figura 2.22 Comportamiento del material de adherencia de los elementos tipo cable; a) Criterio de resistencia al corte en la adherencia; b) Resistencia cortante vs desplazamiento en la adherencia.

El elemento tipo cable también puede ser usado para modelar geomallas en la construcción de estructuras de suelo reforzado como las MSR. Yu et al (2016) realizaron el modelamiento dinámico en FLAC de MSR; para ello, caracterizaron el elemento de refuerzo como elemento tipo cable, también remarcaron la importancia de sujetar o fijar el mismo a la fachada del muro.

Al mismo tiempo es importante asignar parámetros de rigidez para el contorno o interfase a lo largo del cable (zona de adherencia), este puede estar en términos del ángulo de fricción de la interfase y de los parámetros de rigidez axial y rigidez cortante; los cuales se obtienen de los ensayos de arrancamiento o ensayos de interfase.

d. Elementos tipo tira

Es un tipo de elemento estructural diseñado para simular el comportamiento de refuerzos tipo tira delgada, colocada en capas dentro del terraplén de suelo para proveer de soporte.

Los elementos tipo tira tienen características similares a los anclajes de roca y a los elementos tipo cable. El elemento tipo tira puede alcanzar la fluencia en compresión y tensión, e incluso se puede definir un límite de ruptura para el material.

Las principales características de los elementos tipo tira son las siguientes:

Es necesario indicar el número de tiras por ancho definido medido fuera del plano de análisis. La rigidez elástica de la tira es definida por el área de la sección por unidad de ancho y el módulo de elasticidad E . Los elementos tipo tira se pueden definir en función de los valores límite de resistencia a la tensión y compresión del material. Así mismo se deberá definir el límite de deformación a la tensión para la simulación.

El comportamiento del corte entre la interfase y el elemento de refuerzo está dado por la envolvente de falla no lineal de corte que varía como función de la presión de confinamiento.

2.7.3.4 Compatibilidad de unidades

En el programa FLAC, es importante que las propiedades de los elementos de refuerzo tengan las siguientes unidades.

- Área: m^2
- Rigidez axial, o cortante: N/m
- Rigidez de interfase: N/m/m
- Perímetro: m
- Momento de inercia: m^4
- Momento plástico N-m
- Fuerza de fluencia: N
- Módulo de Young: Pa, N/m^2

2.7.4 Interfase entre materiales

Rowe y Skinner, 2001 indican que entre el relleno de suelo reforzado (relleno estructural tipo GW) y el refuerzo existe un ángulo de fricción de 29° , y de tratarse de gravas drenantes el ángulo es de 45° . Por otro lado, Burke (2004) indicó un factor de 0.7 veces el ángulo de fricción del suelo para las interfases. El-Emam et al. (2004) utilizaron para su modelo interfases entre el suelo reforzado y el suelo de fundación y entre la fachada y suelo reforzado, únicamente variando el ángulo de fricción del suelo reforzado a un valor $\frac{3}{4} \phi$.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS

3.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Usualmente, el MSR se diseña con la máxima altura del muro, siendo este diseño extendido para todas las alturas, lo cual resulta en algunos casos en un diseño sobredimensionado. Por ello, en la presente investigación se propone realizar el diseño de un muro de suelo reforzado, con altura variable desde los 5 m hasta alcanzar su altura máxima de 10 m. Ver figura 3.1.

La práctica ingenieril indica que el MSR se debe evaluar por estabilidad interna, estabilidad externa, y estabilidad global estática y pseudoestática. Sin embargo, no es común en la práctica el análisis dinámico por ser una estructura compleja. La presente investigación busca resaltar las ventajas de realizar un análisis dinámico, y describir bajo que condiciones los resultados se acercarán a un comportamiento real. Para el diseño de los muros de suelo reforzado de diferente altura se empleará el programa MSEW v3.0, el cual permite evaluar la estabilidad interna y externa del muro; para los análisis de estabilidad global estática y pseudoestática se empleará el programa Slide v6.0. Finalmente, para evaluar el comportamiento sísmico de los muros MSR se empleará el programa FLAC que usa el método de diferencias finitas.

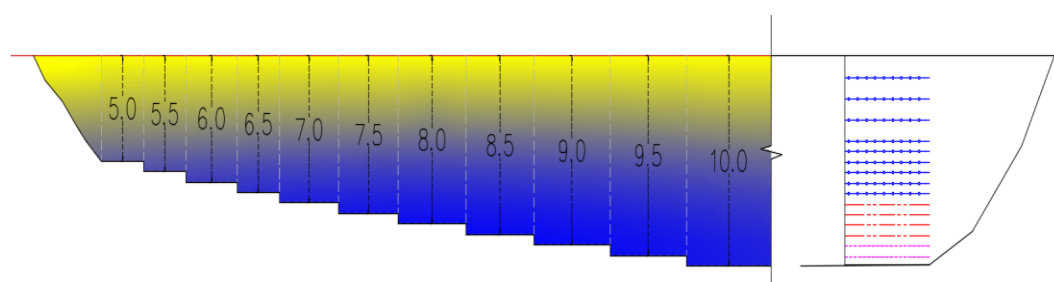


Figura 3.1 Perfil del muro de suelo reforzado y corte H=5-10m
Sectorización por alturas para el pre-dimensionamiento

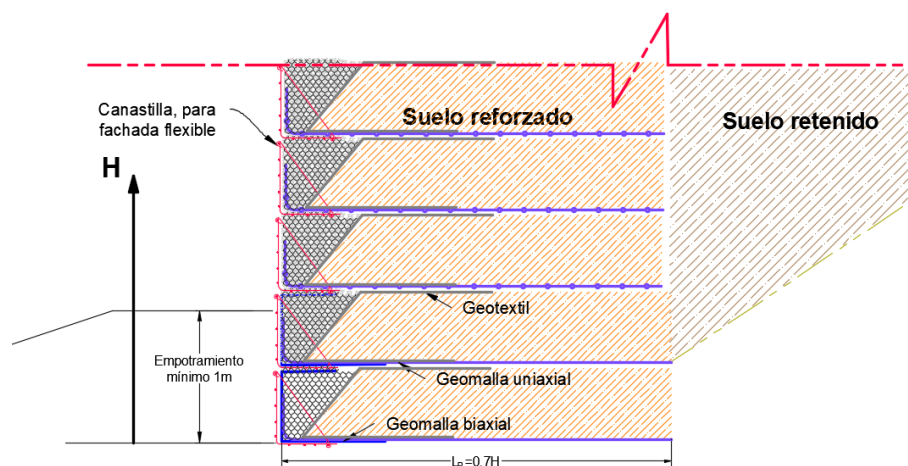
3.2 DISEÑO DE MUROS DE SUELO REFORZADO

El MSR con geomallas extruidas uniaxiales, con fachada flexible (canastillas rellenas con piedra) fue seleccionado para la presente investigación, por haber demostrado en casos históricos tener un adecuado desempeño frente a sollicitaciones sísmicas.

La configuración geométrica para el diseño del muro a diferentes alturas se realizó respetando una misma geometría aguas abajo y aguas arriba. A continuación, se detallan las consideraciones adoptadas acorde con la normativa vigente.

- El MSR será conformado a partir de 1 m por debajo del terreno natural. AASHTO recomienda como mínimo 0.60 m o la décima parte de la altura.
- La berma conformada al pie del MSR será de 1 m de ancho como mínimo.

En la figura 3.2 se observa el sistema de MSR y las consideraciones geométricas señaladas anteriormente.



Fuente: Propia

Figura 3.2 Sistema MSEW optado para la investigación, muro reforzado con geomallas uniaxiales, envuelto con geotextil y fachada de canastilla metálica.

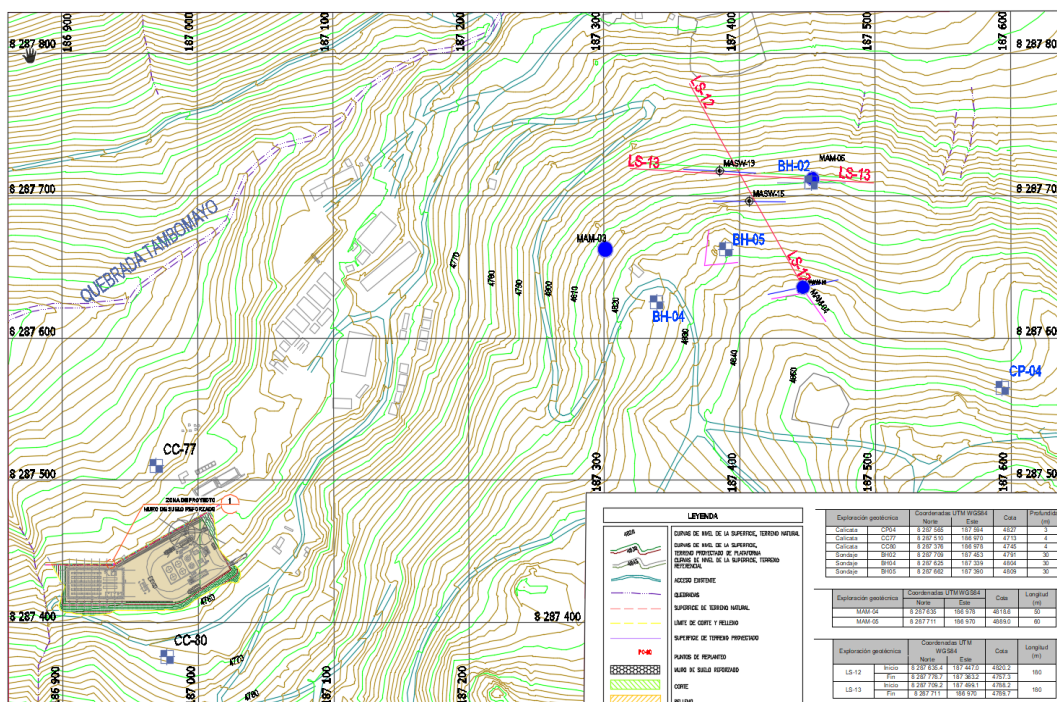
Para las longitudes de refuerzo, se seguirá las recomendaciones de las publicaciones de la FHWA y AASTHO; es decir, la longitud mínima de refuerzo será 0.7 veces la altura del muro, o $L_{\min} \geq 0.7 H$, donde H , es altura total del muro. Se indica incluso que para análisis sísmicos esta longitud podría ser mayor.

3.2.1 Parámetros geotécnicos para el perfil de suelo

La investigación geotécnica en el terreno provee la información apropiada sobre las características de los suelos en el proyecto, lo que sumado a la interpretación de los resultados de los ensayos de laboratorio y a la selección de parámetros permite un diseño consistente con la realidad. Así también lo indican las publicaciones FHWA-NHI-00-043 (2000) y FHWA-NHI-10-024 (2010) y Koerner (2012).

A continuación, se describirá los diferentes materiales considerados para el diseño de los MSR.

La figura 3.3 muestra la ubicación de las calicatas y perforaciones más cercanas ejecutadas en la zona proyectada para la construcción del muro de suelo reforzado, además de la exploración geofísica; las coordenadas están en el sistema UTM WGS84. La información obtenida de los ensayos en muestras de laboratorio de estos sondajes servirá para caracterizar el suelo de fundación, mientras que la geofísica será usada sólo de forma referencial.



Elaboración propia. Ver plano 001, en Anexo A

Figura 3.3 Ubicación del proyecto y de las exploraciones geotécnicas consideradas

Tabla 3.1 Ubicación de las calicatas y sondajes

Exploración geotécnica		Coordenadas UTM WGS84		Cota (msnm)	Profundidad (m)
		Norte	Este		
Calicata	CP04	8 287 565	187 594	4827	3
Calicata	CC77	8 287 510	186 970	4713	4
Calicata	CC80	8 287 376	186 978	4745	4
Sondaje	BH02	8 287 709	187 453	4791	30
Sondaje	BH04	8 287 625	187 339	4804	30
Sondaje	BH05	8 287 662	187 390	4809	30

Fuente: Estudio geotécnico del Proyecto Tambomayo

3.2.1.1 Suelo de fundación o cimentación

La exploración geotécnica que se realizó en el emplazamiento Tambomayo mediante sondajes diamantinos, permitió observar un estrato superficial de grava arcillosa de consistencia compacta a muy compacta de 5 a 15 metros de espesor sobreyaciendo la roca base formada por una toba andesítica fracturada y meteorizada. Para los análisis se consideró un espesor de suelo de 7 m por debajo del sitio donde se proyectó el MSR, debido a la presencia cercana de afloramientos de roca.

De las calicatas CP-04, CC-77 y CC-80, las dos últimas cercanas al muro proyectado, se obtuvieron muestras alteradas del suelo, en las que se realizaron ensayos de compresión triaxial CU, cuyos resultados se presentan en la Tabla 3.2 (Ver anexo A).

Tabla 3.2 Resultados de ensayo triaxiales en suelo – Tambomayo

Zona	Calicata/ Sondeo	Muestra	Prof. (m)	SUCS	Peso específico (kN/m ³)	Triaxial CU			
						Esf. Totales		Esf. Efectivos	
						c _u	φ _u	c'	φ'
						(kPa)	(°)	(kPa)	(°)
Emplazamiento Tambomayo	CP-04	M-1	2 – 3	SM- SC	17.9	47	27.0	19	36.8
	CC-77	M-1	3 – 4	GC	18.8	0	14.9	1	35.0
	CC-80	M-1	3 – 4	GC	19.0	0	13.3	2	33.1

De los perfiles obtenidos en el estudio geofísico, se definió que las velocidades de corte para el estrato de suelo glacial identificado en campo como un GC están en el orden 400 a 600 m/s; mientras que en el caso de la roca fracturada están en el orden de 600 a 800 m/s. La tabla 3.3 muestra las coordenadas de los puntos de los ensayos MAM-04 y MAM-05; y la tabla 3.4 muestra las coordenadas inicio y fin de las líneas de refracción sísmica. (Ver anexo B)

Tabla 3.3 Exploración geofísica – Ensayos MAM

Exploración geotécnica	Coordenadas UTM WGS84		Cota	Longitud (m)
	Norte	Este		
MAM-04	8 287 635	186 978	4818.6	50
MAM-05	8 287 711	186 970	4889.0	60

Tabla 3.4 Exploración geofísica – Ensayos de refracción sísmica

Exploración geotécnica		Coordenadas UTM WGS84		Cota	Longitud (m)
		Norte	Este		
LS-12	Inicio	8 287 635.4	187 447.0	4820.2	180
	Fin	8 287 778.7	187 363.2	4757.3	
LS-13	Inicio	8 287 709.2	187 499.1	4788.2	180
	Fin	8 287 711	186 970	4789.7	

3.2.1.2 Basamento rocoso

Por debajo del suelo de fundación se encuentra una roca descrita como toba andesítica y andesita, de acuerdo a las perforaciones diamantinas que se realizaron en un área cercana (ver figura 3.3); sin embargo, para la zona donde se proyecta el MSR se observaron afloramientos rocosos, lo cual indica que la presencia de la roca está a un nivel superficial; para la presente tesis y acorde a la interpretación geotécnica de la zona se consideró la roca a una profundidad de 7m. La tabla 3.5 presenta el resumen de los ensayos de compresión no confinada en roca, la cual se usará para caracterizar los parámetros mecánico-resistentes.

Tabla 3.5 Resultados de ensayos de compresión simple en roca - Tambomayo

Zona	Perforación	Litología	Profundidad (m)	Propiedades de la roca	
				Peso específico (kN/m ³)	Resistencia a la compresión simple (MPa)
Emplazamiento Tambomayo	BH-2	Toba andesítica	19.00-20.00	22.5	23
	BH-4	Toba andesítica	38.60-39.30	20.5	20
	BH-5	Toba andesítica	19.70-21.10	22.3	17

Considerando las características de la roca y su resistencia a la compresión, se realizó un cálculo aproximado de parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso en términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb, donde la cohesión es aproximadamente 100 kPa y la fricción es 40°; estos valores sólo serán usados para el análisis de estabilidad global.

3.2.1.3 Relleno estructural

Es importante seleccionar adecuadamente el material de relleno estructural que interactúa con el refuerzo, para garantizar un buen comportamiento de todo el conjunto (suelo reforzado). La normativa recomienda que el material sea de alta calidad; es decir, que tenga buena durabilidad, además de una buena capacidad de drenaje, y que el tamaño de partícula facilite la construcción. Por ello, se recomienda que el relleno estructural sea granular y bien gradado, en otras palabras, este clasificado como GW según la clasificación SUCS. Otra recomendación es que el índice de plasticidad (IP) no debe ser mayor a 6% y que el coeficiente de uniformidad (C_u) sea mayor a 20, también se restringe el valor máximo de finos al 10% del total.

3.2.1.4 Resumen de parámetros adoptados

Se definieron cuatro tipos de material constituyentes del MSR: el suelo de fundación, el suelo retenido (detrás del muro), el suelo reforzado (material de relleno) y el basamento rocoso. En la tabla 3.6 se indican los parámetros adoptados para cada material para el análisis de la estabilidad global del muro, en función a los resultados de ensayos expuestos anteriormente.

Se debe notar que en el caso del diseño del MSR por verificación externa e interna del muro, la cohesión fue cero para suelos recientemente constituidos, y para el suelo de fundación se consideró una cohesión mínima de 2 KPa.

Tabla 3.6 Parámetros geotécnicos adoptados para el diseño

Emplazamiento Tambomayo	Peso específico (kN/m ³)	Parámetros geotécnicos	
		c' (kPa)	ϕ' (°)
Suelo reforzado (Relleno estructural)	20	5	32°
Suelo retenido	19	2	32°
Suelo de fundación	19	10	35°
Roca	22	100	40°

Fuente Propia

3.2.2 Material de refuerzo

El refuerzo para el diseño tiene que ser capaz de deformarse y resistir las fuerzas traccionantes a las que estará sujeto, tal es el caso de las geomallas uniaxiales.

Zornberg (2002), demostró mediante una serie de ensayos a escala reducida realizados en equipo centrífuga, que la estabilidad interna de los taludes reforzados con geosintéticos está gobernada por los parámetros de resistencia efectivos, y que además la localización de las fallas y su ocurrencia se daba luego de haberse alcanzado la resistencia de tracción del refuerzo (Galindo, 2012).

La tabla 3.7 muestra las propiedades físicas y mecánicas de geomallas uniaxiales empleadas como refuerzo para los diseños de los muros de suelo reforzado. Así mismo se indican los valores de la tensión última para diseño y verificaciones de estabilidad interna. Esos valores han sido reducidos por factores de reducción por: los efectos de la degradación del material (FR creep), el daño por instalación (FRdi) y la durabilidad (FRd).

Tabla 3.7 Propiedades de las geomallas uniaxiales

PROPIEDADES DE LAS GEOMALLAS UNIAXIALES				
PROPIEDADES FÍSICAS	UNIDADES	UX-60	UX-90	UX-120
		I	II	III
Material	Fibra de Poliéster de Alta Resistencia recubierto de polímero de larga duración			
Tamaño de la abertura - MD \pm 20	mm	24	22	21
Tamaño de la abertura - CD \pm 20	mm	28	28	28
PROPIEDADES MECÁNICAS				
Resistencia a la tracción, Tult - MD min	kN/m	60	90	120
Resistencia a la tracción, Tult - CD min	kN/m	30	30	30
Elongación - MD	%	10	10	11
Resistencia a la tracción al 2% def - MD min	kN/m	15	23	30
Resistencia a la tracción al 5% def - MD min	kN/m	30	45	60
PROPIEDADES PARA EL DISEÑO DE LARGA DURACIÓN				
Factor de reducción creep (FRcr)		1.43	1.43	1.43
Factor de reducción por daño de instalación (FRdi)		1.03	1.03	1.03
Factor de reducción por durabilidad (FRd)		1.15	1.15	1.15
Factor de reducción (FR=FRcr*FRdi*FRd)		1.69	1.69	1.69
Tensión de diseño a largo plazo (Tult/FR)	kN/m	35	53	71

Fuente: Tensar MD Main direction (Dirección principal) y CD Cross direction (Dirección transversal)

Según Koerner (2012) la mayoría de los resultados de ensayos de resistencia en geosintéticos obtenidos en laboratorio no pueden ser utilizados directamente para el diseño, sino que deben ser modificados según las condiciones del sitio y los esfuerzos a los que van a estar sometidos durante la vida útil de la obra. Esto último justifica el uso de los factores de reducción indicados anteriormente, los cuales fueron propuestos por el proveedor del producto. Se recomienda la colocación de refuerzo entre capas de 0.5 m a 1 m de espesor.

3.2.3 Cargas nominales

La principal carga externa nominal sobre un MSR es la presión de tierra ejercida por el suelo retenido detrás del suelo reforzado y algunas sobrecargas por encima del suelo reforzado. Para el caso evaluado en la presente investigación, para un MSR de 10 m, el efecto de las presiones de tierra será mucho mayor que el efecto de una sobrecarga (la cual principalmente se trata de la carga viva del tránsito de vehículos). Por lo tanto, por no ser objetivo de investigación y para simplificar las variables involucradas en el análisis, no se incluirán sobrecargas para el modelamiento dinámico.

3.3 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD UTILIZANDO EL PROGRAMA MSEW v3.0

Una vez definidos los requerimientos del proyecto, los parámetros de diseño y las consideraciones de diseño, se procedió a ingresar la información al software MSEW v3.0, software diseñado por Adama Engineering acorde con las especificaciones AASHTO expuestas en las publicaciones FHWA-NHI-00-043 (2000) y la FHWA-NHI-10-024 (2010).

Este es un programa interactivo para el diseño y análisis de muros de suelo mecánicamente estabilizados, que a su vez incorpora la verificación de la estabilidad sísmica mediante el método pseudoestático, considerando el 50% de la aceleración máxima del terreno para los cálculos del coeficiente sísmico.

Se debe tener en cuenta que el programa permite seleccionar bajo qué norma o criterio se desea verificar el diseño; por ejemplo, si se seleccionan las normativas AASHTO98 / 02 estas se basan en el diseño por esfuerzos admisibles (ASD),

mientras que AASHTO 2007/2010 se basa en el diseño de factores para reducir la resistencia y maximizar las cargas (LRFD).

Los diseños presentados a continuación están en función de los conceptos y criterios expuestos en AASHTO 2002 (FHWA-NHI-00-043), es decir diseño por esfuerzos admisibles. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para el diseño del MSR considerando que la altura varía de 5 a 10 metros de altura, analizando mediante el método estático para la estabilidad externa e interna

3.3.1 Resultados del análisis de estabilidad externa

Debido a que la proporción de la altura de muro versus la longitud de refuerzo se mantiene constante, es decir la longitud de refuerzo horizontal es 0.7 veces la altura del muro ($L=0.7H$), los factores de seguridad obtenidos del análisis de estabilidad externa son iguales para todos los muros.

Los esfuerzos en la base del bloque de suelo reforzado son estimados mediante el método de Meyerhof, mientras que la capacidad última está en función de los parámetros del suelo, la relación entre ambos esfuerzos nos da el FS por capacidad de soporte. Los factores de seguridad obtenidos se presentan en la tabla 3.8 para condición estática, y en la tabla 3.9 para la condición pseudoestática. Para mayor detalle, revisar el anexo C.

Tabla 3.8 Resultados del análisis de estabilidad externa – Condición estática

Altura MSR	F.S. Deslizamiento en la base	Capacidad de carga última en kPa	Esfuerzos en la base kPa (Meyerhof)	F.S. Capacidad de soporte	Excentricidad e/L
5.0	2.8 > 1.5	720.1	110.4	6.5 > 2.5	0.075 < 1/6
5.5		792.1	121.4		
6.0		864.1	132.5		
6.5		936.1	143.5		
7.0		1008.1	154.5		
7.5		1080.1	165.6		
8.0		1152.1	176.6		
8.5		1224.1	187.7		
9.0		1296.1	198.7		
9.5		1368.2	209.7		
10.0		1440.2	220.8		

Fuente: Propia

**Tabla 3.9 Resultados del análisis de estabilidad externa –
Condición pseudoestática**

Altura MSR	F.S. Deslizamiento en la base	Capacidad de carga última en kPa	Esfuerzos en la base kPa (Meyerhof)	F.S. Capacidad de soporte	Excentricidad e/L
5.0	2.2 > 1.5	636.9	124.8	5.1 > 2.5	0.12 < 1/6
5.5		700.6	137.3		
6.0		764.3	149.8		
6.5		828.0	162.2		
7.0		891.7	174.7		
7.5		955.4	187.2		
8.0		1019.1	199.7		
8.5		1082.8	212.2		
9.0		1146.5	224.6		
9.5		1210.2	237.1		
10.0		1273.9	249.6		

Fuente: Propia

3.3.2 Resultados de estabilidad interna (condición estática)

Del mismo modo se presentan los resultados de la verificación de estabilidad interna, es decir de la resistencia del refuerzo a la tracción, al deslizamiento entre capas y la resistencia al arrancamiento.

Es importante notar que los factores de seguridad obtenidos son críticos cuando se analiza el muro de suelo reforzado por resistencia a la tracción del refuerzo, por lo cual podemos decir que el diseño final está sujeto al comportamiento del refuerzo a la tracción.

Los valores de factores de seguridad obtenidos de la verificación de la resistencia a la tracción que son más cercanos al mínimo se dan principalmente en la base del muro y aumentan conforme se incrementa la altura del muro o cuando existe un cambio entre las tensiones del elemento de refuerzo. Mientras que, en el caso de los factores de seguridad obtenidos de la verificación por resistencia al arrancamiento, estos son siempre menores cerca de la superficie. A continuación, se presentan tablas resumen con los factores de seguridad obtenidos para condiciones estáticas.

Tabla 3.10 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 5.0m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
5.0	5	3.9	4.50	3.13	8.96	
	4	2.9	2.75	4.66	4.64	
	3	1.9	1.86	5.67	3.10	
	2	0.9	1.93	9.19	2.31	
	1	0.4	1.90	10.69	2.05	

Fuente: Propia

Tabla 3.11 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 5.5m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
5.5	6	4.9	9.53	3.36	18.2	
	5	3.9	3.60	4.40	6.75	
	4	2.9	2.22	5.42	4.10	
	3	1.9	1.60	6.43	2.93	
	2	0.9	1.72	10.2	2.27	
	1	0.4	1.71	11.81	2.03	

Fuente: Propia

Tabla 3.12 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 6.0m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
6.0	7	5.4	9.53	3.61	19.87	
	6	4.4	3.60	4.66	7.37	
	5	3.4	2.22	5.67	4.49	
	4	2.4	1.60	6.68	3.21	
	3	1.4	1.72	10.55	2.48	
	2	0.9	2.26	16.40	2.23	
	1	0.4	1.56	12.91	2.02	

Fuente: Propia

Tabla 3.13 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 6.5m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
6.5	8	5.4	4.50	3.78	11.69	
	7	4.4	2.75	5.41	6.06	
	6	3.4	1.86	6.43	4.07	
	5	2.4	1.93	10.23	3.04	
	4	1.9	2.51	15.90	2.70	
	3	1.4	2.26	16.91	2.42	
	2	0.9	2.06	17.90	2.20	
	1	0.4	2.15	14.02	2.01	

Fuente: Propia

Tabla 3.14 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 7.0m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
7.0	9	6.4	9.53	4.12	23.2	
	8	5.4	3.60	5.16	8.62	
	7	4.4	2.22	6.18	5.26	
	6	3.4	1.60	7.19	3.76	
	5	2.4	1.72	11.24	2.92	
	4	1.9	2.26	17.41	2.62	
	3	1.4	3.09	18.43	2.37	
	2	0.9	2.84	19.39	2.17	
	1	0.4	1.99	15.12	2.00	

Fuente: Propia

Tabla 3.15 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 7.5m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
7.5	10	6.4	4.503	4.22	13.51	
	9	5.4	2.745	5.92	7.01	
	8	4.4	1.859	6.93	4.71	
	7	3.4	1.934	10.93	3.53	
	6	2.9	2.506	16.91	3.13	
	5	2.4	2.261	17.92	2.82	
	4	1.9	3.088	18.93	2.55	
	3	1.4	2.835	19.95	2.33	
	2	0.9	2.620	20.87	2.15	
	1	0.4	1.854	16.23	1.99	

Fuente: Propia

Tabla 3.16 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 8.0m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
8.0	11	7.4	9.50	4.62	26.53	
	10	6.4	3.60	5.67	9.87	
	9	5.4	2.22	6.68	6.03	
	8	4.4	1.60	7.69	4.32	
	7	3.4	1.72	11.94	3.35	
	6	2.9	2.26	18.43	3.01	
	5	2.4	2.06	19.44	2.73	
	4	1.9	1.89	20.46	2.50	
	3	1.4	2.62	21.47	2.3	
	2	0.9	2.436	22.34	2.13	
	1	0.4	1.733	17.33	1.98	

Fuente: Propia

Tabla 3.17 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 8.5m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
8.5	12	7.4	4.50	4.65	15.32	
	11	6.4	2.75	6.43	7.97	
	10	5.4	1.86	7.44	5.37	
	9	4.4	1.93	11.62	4.02	
	8	3.9	2.51	17.92	3.57	
	7	3.4	2.26	18.93	3.21	
	6	2.9	2.06	19.95	2.91	
	5	2.4	1.89	20.96	2.66	
	4	1.9	2.62	21.98	2.45	
	3	1.4	2.44	22.98	2.27	
	2	0.9	2.275	23.80	2.11	
	1	0.4	1.627	18.43	1.97	

Fuente: Propia

Tabla 3.18 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 9.0m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
9.0	13	8.4	9.53	5.12	29.86	
	12	7.4	3.60	6.17	11.12	
	11	6.4	2.22	7.19	6.80	
	10	5.4	1.60	8.20	4.87	
	9	4.4	1.72	12.65	3.79	
	8	3.9	2.26	19.47	3.40	
	7	3.4	2.06	20.45	3.09	
	6	2.9	1.89	21.46	2.82	
	5	2.4	1.75	22.48	2.60	
	4	1.9	2.44	23.49	2.41	
	3	1.4	2.28	24.50	2.24	
	2	0.9	2.14	25.26	2.10	
	1	0.4	1.53	19.53	1.97	

Fuente: Propia

Tabla 3.19 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 9.5m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tensión	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
9.5	14	8.4	4.50	5.09	17.14	
	13	7.4	2.75	6.93	8.92	
	12	6.4	1.86	7.95	6.00	
	11	5.4	1.93	12.32	4.51	
	10	4.9	2.51	18.93	4.00	
	9	4.4	2.26	19.95	3.60	
	8	3.9	2.06	20.95	3.27	
	7	3.4	1.89	21.97	2.99	
	6	2.9	1.75	22.98	2.75	
	5	2.4	1.62	24.00	2.55	
	4	1.9	2.28	25.01	2.37	
	3	1.4	2.14	26.01	2.22	
	2	0.9	2.01	26.72	2.08	
	1	0.4	1.93	20.63	1.96	

Fuente: Propia

Tabla 3.20 Resultados del análisis de estabilidad interna - MSR de H: 10.0m

MSR H(m)	#	Z (m)	F.S. Resistencia a la tensión	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Geometría del diseño
10	15	9.4	9.53	5.62	33.19	
	14	8.4	3.60	6.68	12.34	
	13	7.4	2.22	7.69	7.56	
	12	6.4	1.60	8.70	5.43	
	11	5.4	1.72	13.32	4.22	
	10	4.9	2.26	20.46	3.80	
	9	4.4	2.06	21.46	3.45	
	8	3.9	1.89	22.48	3.15	
	7	3.4	1.75	23.49	2.90	
	6	2.9	1.62	24.50	2.69	
	5	2.4	2.28	25.52	2.51	
	4	1.9	2.14	26.53	2.34	
	3	1.4	2.01	27.51	2.20	
	2	0.9	1.90	28.17	2.07	
	1	0.4	1.83	21.73	1.96	

Fuente: Propia

El programa MSEW permite realizar el análisis de estabilidad interna en condición pseudoestática, es decir ingresando un valor para la aceleración horizontal máxima del terreno, y el coeficiente sísmico (como una fracción de la aceleración horizontal máxima del terreno). Es decir, aplicando el principio de la segunda ley de Newton, según la cual la fuerza máxima horizontal es igual a la masa por la aceleración.

La FHWA recomienda que el coeficiente sísmico sea el 50% de la aceleración máxima horizontal (PGA); por otro lado, el método de Mononobe-Okabe propone que la fuerza horizontal obtenida sea aplicada a los 2/3 de la altura del talud evaluado, medido desde la base. Para ello es importante conocer la aceleración máxima del terreno (PGA) a partir del estudio de peligro sísmico. El PGA en esta zona es 0.38 g según el estudio de peligro sísmico, para un periodo de retorno de 475 años, y para un tipo de suelo C (Suelos $V_s > 400$ y $V_s < 760$ m/s), ver el anexo B; por lo tanto, se adopta el valor de 0.19 como coeficiente sísmico horizontal para el caso de los análisis por método de equilibrio límite.

A continuación, la tabla 3.21 presenta los factores de seguridad obtenidos en el programa MSEW v 3.0 del análisis de estabilidad interna respecto a la resistencia

a la tracción del elemento de refuerzo, la resistencia al deslizamiento entre capas, la resistencia al arrancamiento y la excentricidad por capas. Siendo la excentricidad la ubicación de la fuerza vertical resultante, esta no debe superar la máxima excentricidad (según normativa vigente $L/6$ para fundaciones en suelo; donde L es la longitud de la base del muro), para evitar el volcamiento de la estructura. Los tipos de geomallas son los indicados en la tabla 3.21.

Tabla 3.21 Resultados del análisis de estabilidad interna – Condición pseudoestática

MSR H(m)	#	Z (m)	Tipo de geomalla	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Excentricidad (e/L)
H=5m	5	3.9	I	3.4	1.71	6.88	0.0003
	4	2.9	I	2.19	2.74	3.56	0.0133
	3	1.9	I	1.54	3.49	2.38	0.039
	2	0.9	I	1.54	5.38	1.78	0.0778
	1	0.4	I	1.49	6.17	1.57	0.1023
H=5.5m	6	4.9	I	5.9	1.43	13.98	-0.0017
	5	3.9	I	2.77	2.46	5.18	0.0035
	4	2.9	I	1.8	3.27	3.15	0.0188
	3	1.9	I	1.34	4.02	2.25	0.0447
	2	0.9	I	1.38	6.05	1.74	0.0816
	1	0.4	I	1.36	6.89	1.56	0.1042
H=6m	7	5.4	I	5.92	1.54	15.26	-0.0017
	6	4.4	I	2.78	2.62	5.66	0.0022
	5	3.4	I	1.82	3.45	3.45	0.0146
	4	2.4	I	1.35	4.21	2.46	0.0358
	3	1.4	I	1.39	6.34	1.91	0.0661
	2	0.9	I	1.71	8.95	1.71	0.0848
	1	0.4	I	1.26	7.7	1.55	0.1058
H=6.5m	8	5.4	I	3.42	2.08	8.98	-0.0011
	7	4.4	I	2.22	3.24	4.66	0.0054
	6	3.4	I	1.56	4.04	3.12	0.0193
	5	2.4	I	1.57	6.17	2.34	0.0407
	4	1.9	I	1.9	8.75	2.07	0.0543
	3	1.4	I	1.73	9.43	1.86	0.0699
	2	0.9	I	1.59	10.09	1.69	0.0875
	1	0.4	II	1.77	8.56	1.54	0.1072

MSR H(m)	#	Z (m)	Tipo de geomalla	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Excentricidad (e/L)
H=7m	9	6.4		5.88	1.74	17.82	-0.0016
	8	5.4	I	2.79	2.91	6.62	0.0006
	7	4.4	I	1.82	3.78	4.04	0.009
	6	3.4	I	1.36	4.57	2.89	0.0238
	5	2.4	I	1.41	6.83	2.24	0.0452
	4	1.9	I	1.73	9.66	2.01	0.0584
	3	1.4	II	2.38	10.34	1.82	0.0733
	2	0.9	II	2.2	10.98	1.67	0.0899
	1	0.4	II	1.64	9.27	1.53	0.1084
H=7.5m	10	6.4	I	3.4	2.3	10.37	-0.0014
	9	5.4	I	2.21	3.53	5.39	0.0029
	8	4.4	I	1.56	4.36	3.62	0.0127
	7	3.4	I	1.58	6.6	2.71	0.0281
	6	2.9	I	1.91	9.35	2.41	0.0379
	5	2.4	I	1.74	10.04	2.16	0.0492
	4	1.9	I	2.4	10.73	1.96	0.062
	3	1.4	II	2.22	11.42	1.79	0.0763
	2	0.9	II	2.06	12.04	1.65	0.0921
	1	0.4	II	1.54	10.09	1.53	0.1094
H=8m	11	7.4	I	5.77	1.94	20.38	-0.0015
	10	6.4	I	2.77	3.17	7.58	-0.0003
	9	5.4	I	1.82	4.08	4.63	0.0056
	8	4.4	I	1.36	4.89	3.32	0.0163
	7	3.4	I	1.41	7.27	2.57	0.0321
	6	2.9	I	1.73	10.26	2.31	0.0418
	5	2.4	I	1.59	10.95	2.1	0.0529
	4	1.9	I	1.47	11.65	1.92	0.0652
	3	1.4	II	2.06	12.33	1.77	0.0789
	2	0.9	II	1.92	12.92	1.63	0.0939
	1	0.4	II	1.45	10.79	1.52	0.1103

MSR H(m)	#	Z (m)	Tipo de geomalla	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Excentricidad (e/L)
H=8.5m	12	8.4	I	3.36	2.5	11.77	-0.0016
	11	7.4	I	2.2	3.8	6.12	0.0013
	10	6.4	I	1.56	4.66	4.11	0.0085
	9	5.4	I	1.57	7	3.09	0.0199
	8	4.4	I	1.91	9.88	2.74	0.0273
	7	3.4	I	1.74	10.6	2.46	0.0358
	6	2.9	I	1.6	11.3	2.24	0.0455
	5	2.4	I	1.48	12	2.04	0.0562
	4	1.9	II	2.06	12.69	1.88	0.0682
	3	1.4	II	1.93	13.38	1.74	0.0813
	2	0.9	II	1.81	13.95	1.62	0.0956
	1	0.4	II	1.37	11.59	1.52	0.1111
H=9m	13	8.4	I	5.65	2.06	22.94	-0.0014
	12	7.4	I	2.75	3.42	8.54	-0.0009
	11	6.4	I	1.81	4.36	5.22	0.0034
	10	5.4	I	1.35	5.2	3.74	0.0114
	9	4.4	I	1.41	7.67	2.91	0.0234
	8	3.9	I	1.73	10.8	2.61	0.0309
	7	3.4	I	1.59	11.52	2.37	0.0393
	6	2.9	I	1.47	12.22	2.17	0.0488
	5	2.4	I	1.37	12.91	2	0.0593
	4	1.9	II	1.92	13.61	1.85	0.0709
	3	1.4	II	1.81	14.29	1.72	0.0835
	2	0.9	II	1.7	14.83	1.61	0.0971
1	0.4	II	1.29	12.29	1.51	0.1118	
H=9.5m	14	8.4	I	3.31	2.69	13.17	-0.0016
	13	7.4	I	2.18	4.06	6.85	0.0003
	12	6.4	I	1.55	4.94	4.61	0.0057
	11	5.4	I	1.57	7.38	3.46	0.0144
	10	4.9	I	1.9	10.38	3.08	0.0201
	9	4.4	I	1.73	11.11	2.76	0.0267
	8	3.9	I	1.59	11.83	2.51	0.0342
	7	3.4	I	1.48	12.54	2.3	0.0426
	6	2.9	I	1.37	13.24	2.11	0.0519
	5	2.4	II	1.29	13.94	1.96	0.0621
	4	1.9	II	1.81	14.64	1.82	0.0733
	3	1.4	II	1.71	15.32	1.71	0.0854
	2	0.9	II	1.62	15.83	1.6	0.0985
	1	0.4	III	1.63	13.08	1.51	0.1125

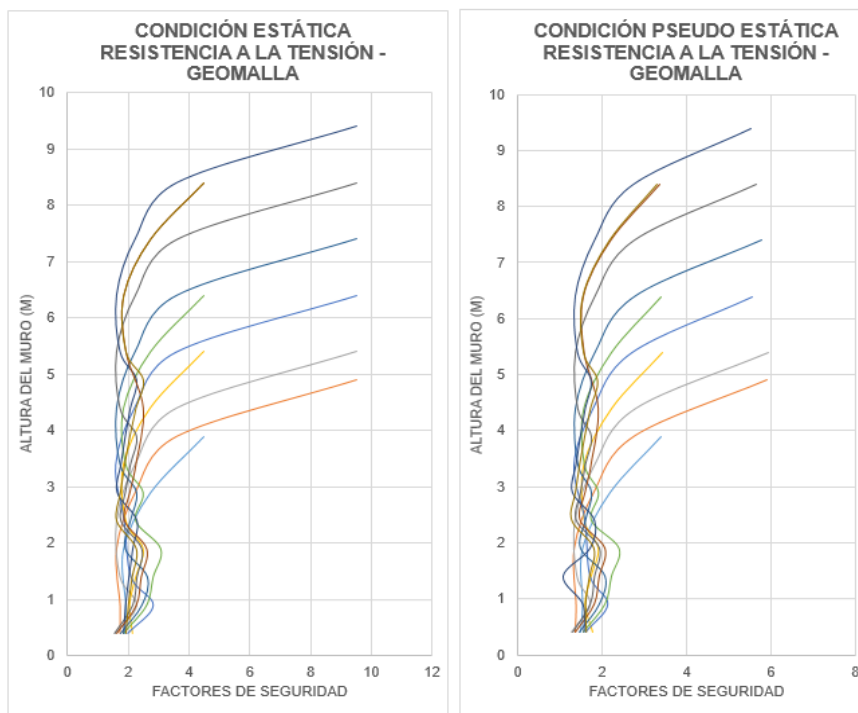
MSR H(m)	#	Z (m)	Tipo de geomalla	F.S. Resistencia a la tracción	F.S. Resistencia al arrancamiento	F.S. Resistencia al deslizamiento	Excentricidad (e/L)
H=10m	15	9.4	I	5.51	2.2	25.5	-0.0013
	14	8.4	I	2.72	3.65	9.5	-0.0012
	13	7.4	I	1.8	4.63	5.81	0.0019
	12	6.4	I	1.35	5.49	4.17	0.0081
	11	5.4	I	1.4	8.06	3.24	0.0174
	10	4.9	I	1.72	11.32	2.92	0.0233
	9	4.4	I	1.59	12.04	2.65	0.0299
	8	3.9	I	1.47	12.75	2.42	0.0374
	7	3.4	I	1.37	13.47	2.23	0.0457
	6	2.9	I	1.28	14.16	2.07	0.0548
	5	2.4	II	1.8	14.86	1.92	0.0647
	4	1.9	II	1.7	15.56	1.8	0.0755
	3	1.4	II	1.610	16.23	1.69	0.0872
	2	0.9	II	1.53	16.71	1.59	0.0997
	1	0.4	III	1.56	13.78	1.5	0.113

Fuente: Propia

Los colores remarcados en la columna de tipo de geomalla corresponden a cada tipo de refuerzo, para facilitar la identificación de las capas de refuerzo a lo largo de la altura de muro.

3.3.1 Verificación de estabilidad interna – Resistencia a la tracción del refuerzo

La figura 3.4 muestra que los factores de seguridad obtenidos de la verificación de la resistencia a la tracción del refuerzo siempre serán más bajos cuando estén instalados cerca a la base del muro o cuando exista un cambio de rigideces del refuerzo. El mínimo valor obtenido se dio en la capa 1, a 0.40 m del nivel de fundación para un muro de suelo reforzado de 9 m de altura, para el caso de condición estática. En el caso de la condición pseudoestática, se observa que el menor valor de 1.28 se obtuvo para el análisis de estabilidad para una altura de muro de 10 m, en la 6ta capa, a 2.90 m de la base y donde se da el cambio de rigidez del refuerzo.

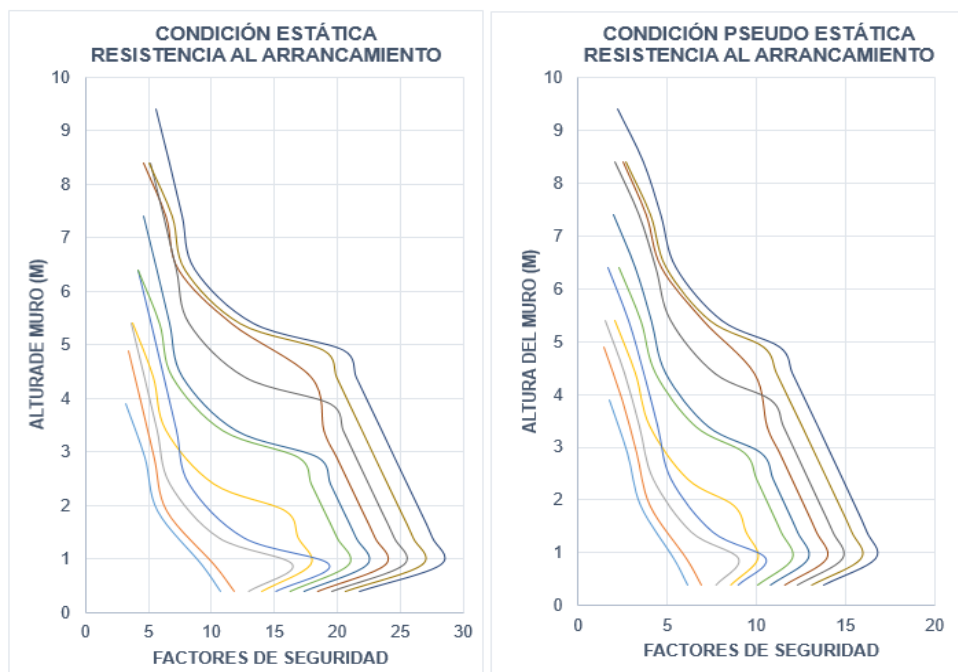


Fuente: Propia

Figura 3.4 Relación de resultados de factores de seguridad para la verificación de la resistencia a la tracción para cada muro de suelo reforzado

3.3.2 Verificación de estabilidad interna – Resistencia al arrancamiento del elemento de refuerzo

La resistencia al arrancamiento de los elementos de refuerzo describe la resistencia en la interfase entre refuerzo y suelo, si esta fricción se vuelve nula o la relación entre esfuerzos es menor a 1, se dice que ha fallado por arrancamiento. A continuación, en figura 3.5 se muestra de manera gráfica el resultado de los factores de seguridad obtenidos en cada capa de acuerdo con la altura del muro.



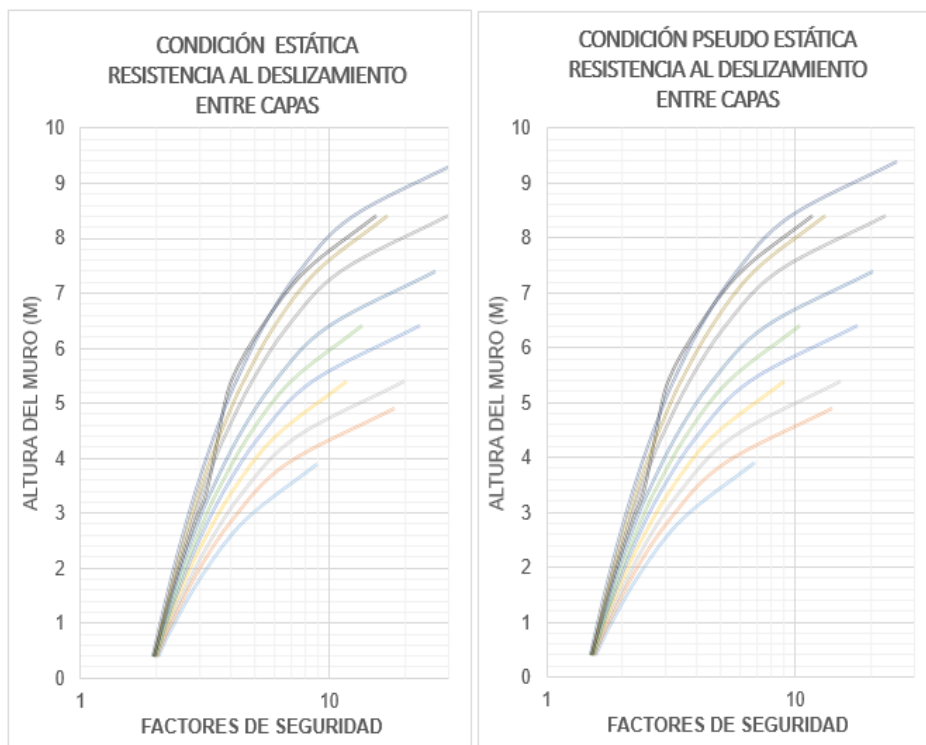
Fuente: Propia

Figura 3.5 Relación de resultados de factores de seguridad para la verificación de la resistencia al deslizamiento para cada muro de suelo reforzado

Para condiciones estáticas el mínimo valor obtenido fue 3.13 y se dio en la capa 5, a 3.9 m del nivel de fundación o a 1.1 m de la cresta del muro de suelo reforzado de 5 m de altura, mientras que para condiciones pseudoestáticas el mínimo valor obtenido fue 1.43 para un muro de suelo reforzado de 5.5 m de altura. Para todos los casos, el mínimo valor se dio en la última capa, más cercana a la cresta del muro. También se observa que cuando se incrementa el espaciamiento de 0.5 a 1 m entre elementos de refuerzo, los factores de seguridad se reducen de manera significativa.

3.3.3 Verificación de estabilidad interna – Resistencia al deslizamiento entre capas

La figura 3.6 muestra que los factores de seguridad obtenidos de la verificación de la resistencia al deslizamiento entre capas para los muros evaluados de distintas alturas siempre serán menores en la base del muro tanto para la condición estática como la pseudoestática. El mínimo factor de seguridad obtenido para la condición estática fue 1.96, mientras que el mínimo valor obtenido para la condición pseudoestática fue 1.50. Para ambos casos los mínimos valores se obtuvieron en la primera capa, es decir a 0.4 m del nivel de fundación.



Fuente: Propia

Figura 3.6 Relación de resultados de factores de seguridad para la verificación de la resistencia al deslizamiento para cada muro de suelo reforzado

De acuerdo con los resultados presentados, de manera general es más probable que el muro de suelo reforzado falle por resistencia a la tensión del elemento de refuerzo, por ello a continuación se dibujan las variaciones de resultados de los factores de seguridad para cada muro. Si descartamos los valores que se dan en el elemento de refuerzo más superficial, podemos decir que los resultados obtenidos para la condición pseudoestática, son aproximadamente el 80% del valor de los resultados obtenidos para la condición estática. Es decir, la reducción del F.S. es de 20%. Ver figura 3.7.

Por la flexibilidad que presentan los muros mecánicamente estabilizados es muy poco probable que se presente una falla por volteo; por lo tanto, el criterio para falla por volteo (máxima excentricidad permisible) ayuda al control de la deformación lateral puesto que limita el ladeo de la estructura y como consecuencia esta condición es satisfactoria, los valores obtenidos son menores a $1/6$ ó 0.166 . Ver figura 3.8.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA RESISTENCIA A LA TENSIÓN DEL ELEMENTO DE REFUERZO

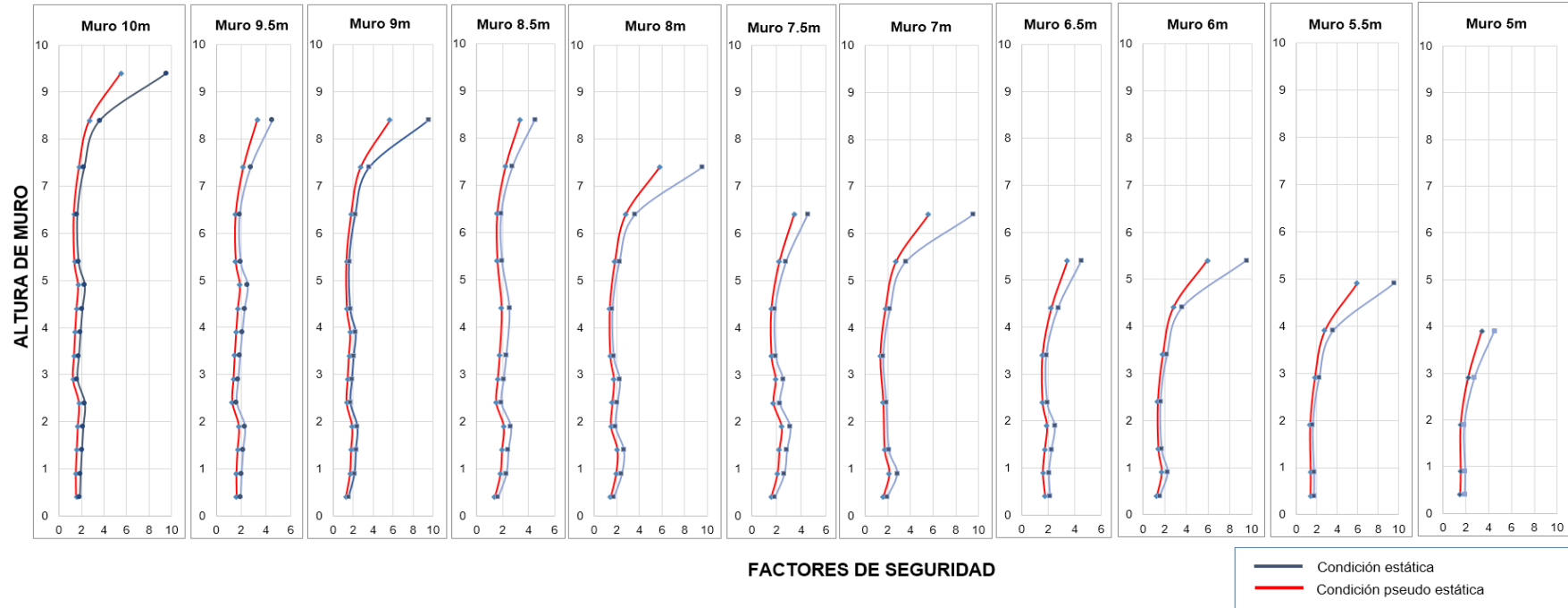


Figura 3.7 Factores de seguridad para la verificación de la resistencia a la tensión por capa para cada MSR

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA EXCENTRICIDAD

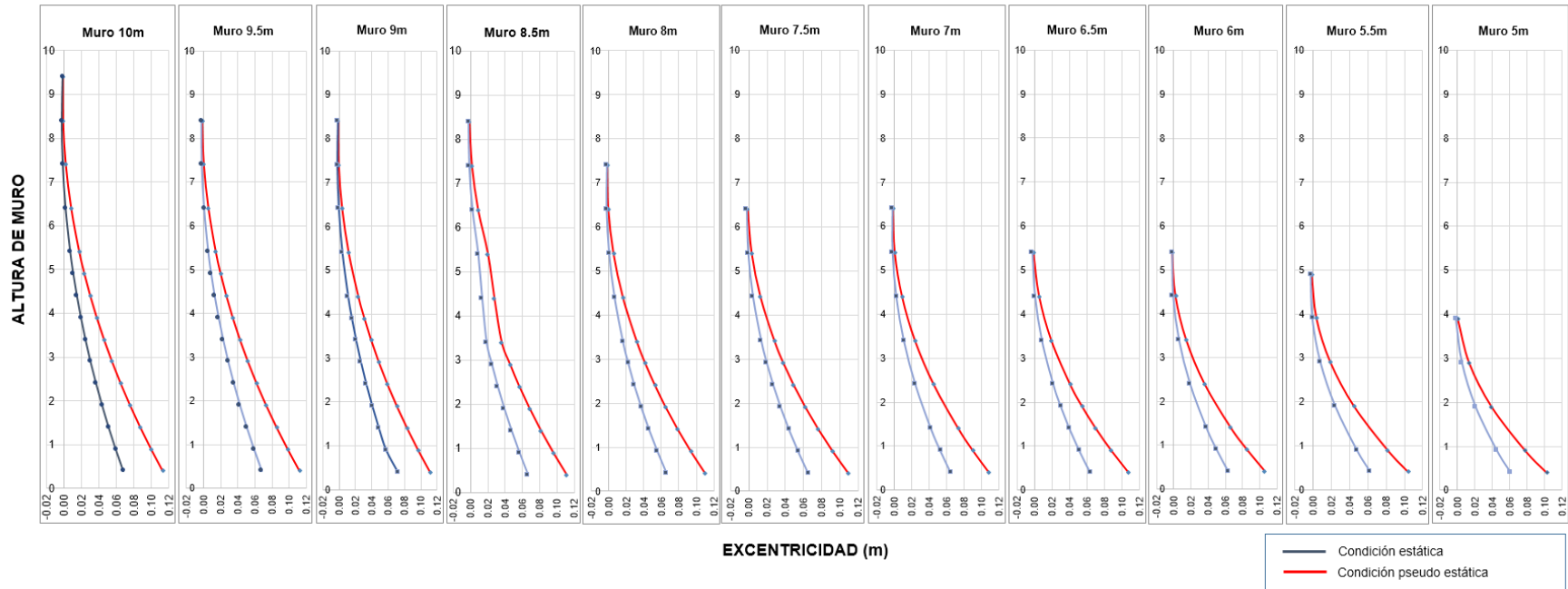


Figura 3.8 Resultados de excentricidad por capas para cada MSR

3.4 ESQUEMA FINAL DE MURO DE SUELO REFORZADO

Los análisis de estabilidad externa e interna anteriormente mostrados se realizaron para obtener el pre-dimensionamiento mínimo de los refuerzos y espaciamiento del MSR, es decir cumplen con el factor de seguridad mínimo requerido.

En la figura 3.9 se muestra la sección longitudinal del muro con los refuerzos diseñados para cada altura a lo largo del muro de suelo reforzado; si se siguiera la misma configuración no existiría continuidad del elemento longitudinalmente, lo cual dificultaría su construcción. La práctica actual de diseño de MSR indica que se evalúe sólo la máxima altura y que la configuración del refuerzo se extienda hasta cubrir todas las alturas. Sin embargo, el esquema presentado indica que el diseño más crítico se da para una altura de 9.5 m y no para los 10 m, de esta manera se buscó continuidad en función a la configuración de refuerzo del MSR de 9.5 m. La figura 3.10 presenta la configuración final de refuerzo propuesta, que a su vez cumple el requisito de ser construable.

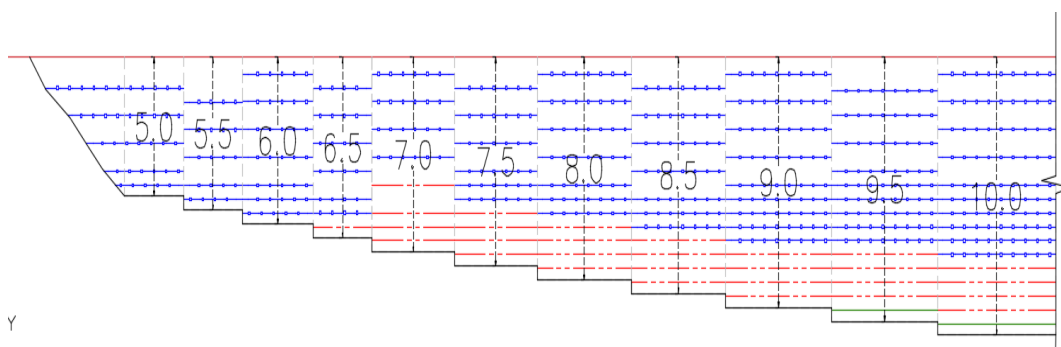


Figura 3.9 Esquema preliminar del MSR

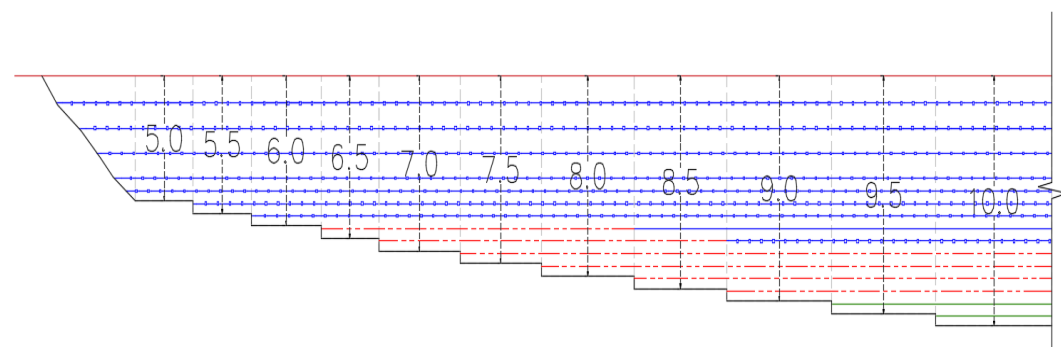


Figura 3.10 Configuración final del diseño del MSR

3.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL MSR

El análisis global se realizó para la máxima altura de la configuración final de diseño de muro de suelo reforzado. La estabilidad global del muro se analizó proyectando la mayor distancia delante y detrás del muro, debido a que este análisis toma en cuenta las condiciones del terreno, como pendiente, estratos del subsuelo, entre otros.

El software utilizado para el análisis de estabilidad global por el método de equilibrio límite es SLIDE v6.0 de Rocscience.

Los factores de seguridad obtenidos serán comparados con los mínimos requeridos de acuerdo con esta normativa, es decir 1.3 en condición estática y 1.1 en condición pseudoestática. Para el análisis pseudoestático el coeficiente sísmico horizontal es de 0.5 veces la aceleración máxima, expresada en términos de la aceleración de la gravedad (g) (valor determinado en el estudio de peligro sísmico).

3.5.1 Resultados del análisis de estabilidad global

Para el modelamiento en Slide v.6 se requiere ingresar las propiedades anteriormente descritas para los materiales en la tabla 3.6 y para el caso del refuerzo el programa pide datos adicionales como:

Cobertura del refuerzo (Strip coverage), que representa el porcentaje cubierto por las tiras de refuerzo en un metro lineal de muro. El porcentaje se obtiene de la siguiente manera: $(A_t - A_e) / A_t$, donde A_t es Área total y A_e es Área del espacio entre tiras.

Resistencia a la tracción; este valor se coloca para el análisis a largo plazo, es decir reducido por los factores de reducción. La tabla 3.7 muestra las tensiones últimas para diseño a largo plazo.

La resistencia a la tracción para el diseño a largo plazo se calcula de la siguiente manera:

$$T_{AL} = \frac{T_u}{FR_{CR} * FR_{DI} * FR_D} \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

$FR_{CR}=1.43$ Factor de reducción por creep (120 años)¹

$FR_{DI}=1.03$ Factor de reducción por daño durante la instalación

$FR_D=1.15$ Factor de reducción por durabilidad

La resistencia al arrancamiento (Pullout Strength), es ingresada en términos de adhesión y cohesión en la interfase. Koerner (2012) indica que el comportamiento de resistencia al arrancamiento deriva de la interacción que se da entre las aberturas de la geomalla, las cuales permiten el paso del suelo desde un lado de la geomalla al otro. Las partículas deberán ser suficientemente pequeñas para que permitan el llenado completo de estos espacios. Koerner (2012), recomienda limitar el tamaño de partícula, al valor de ancho de geomalla entre 3.5 como máximo valor de d_{50} .

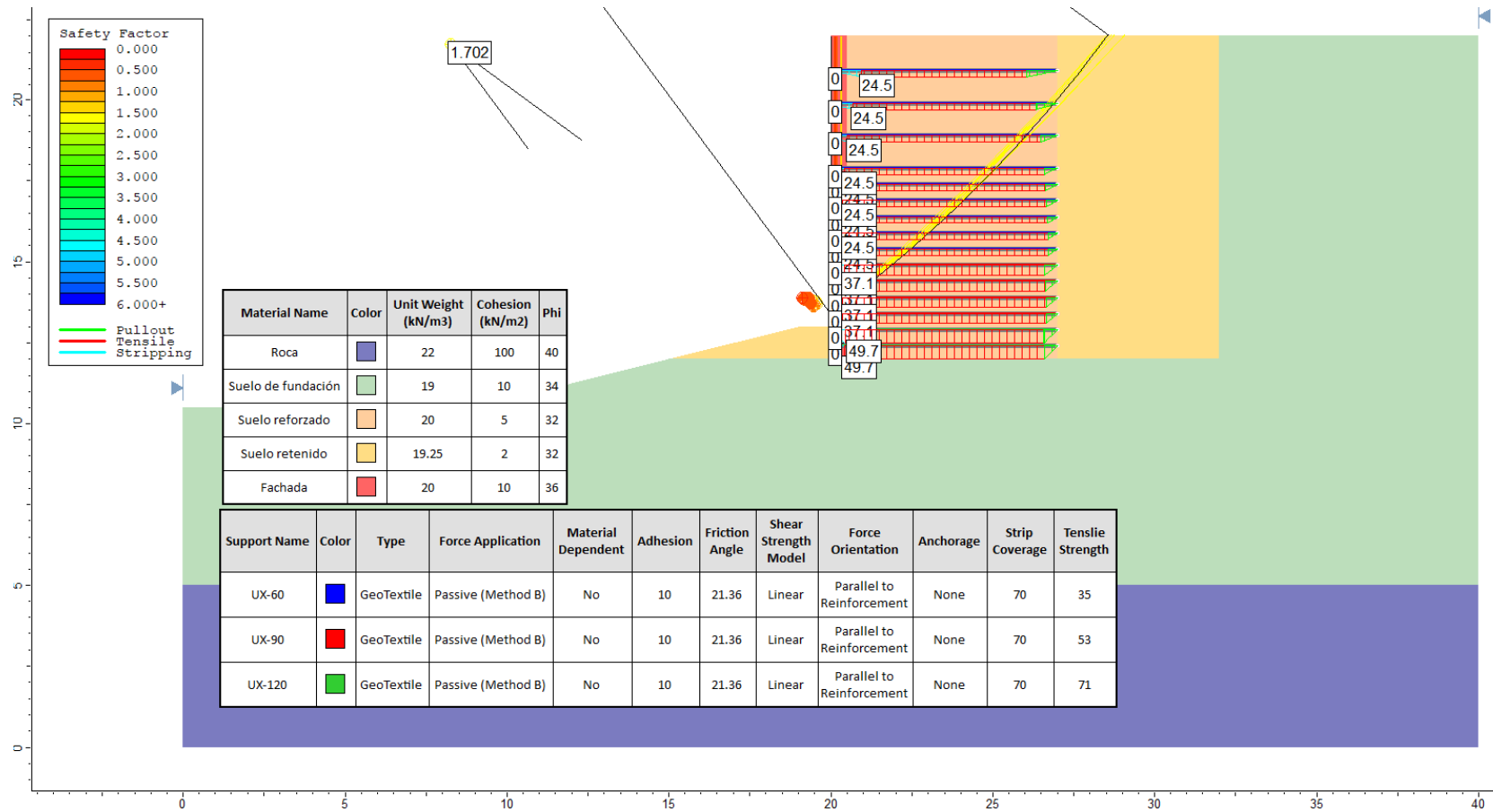
Diversos ensayos físicos han mostrado que en la interfase el ángulo de fricción se reduce hasta 2/3. El suelo reforzado empleado tiene un ángulo de fricción de 32° , por lo que el ángulo de fricción en la interfase será de 21.36°

Finalmente, con respecto al coeficiente sísmico, este será el 50% de la aceleración máxima del terreno, el mismo valor que fue empleado anteriormente para el predimensionamiento de los refuerzos, es decir el coeficiente sísmico será: 0.19^2 .

A continuación, se presentan los resultados de los análisis de estabilidad; en la figura 3.11 para condiciones estáticas y en la figura 3.12 para condiciones pseudoestáticas.

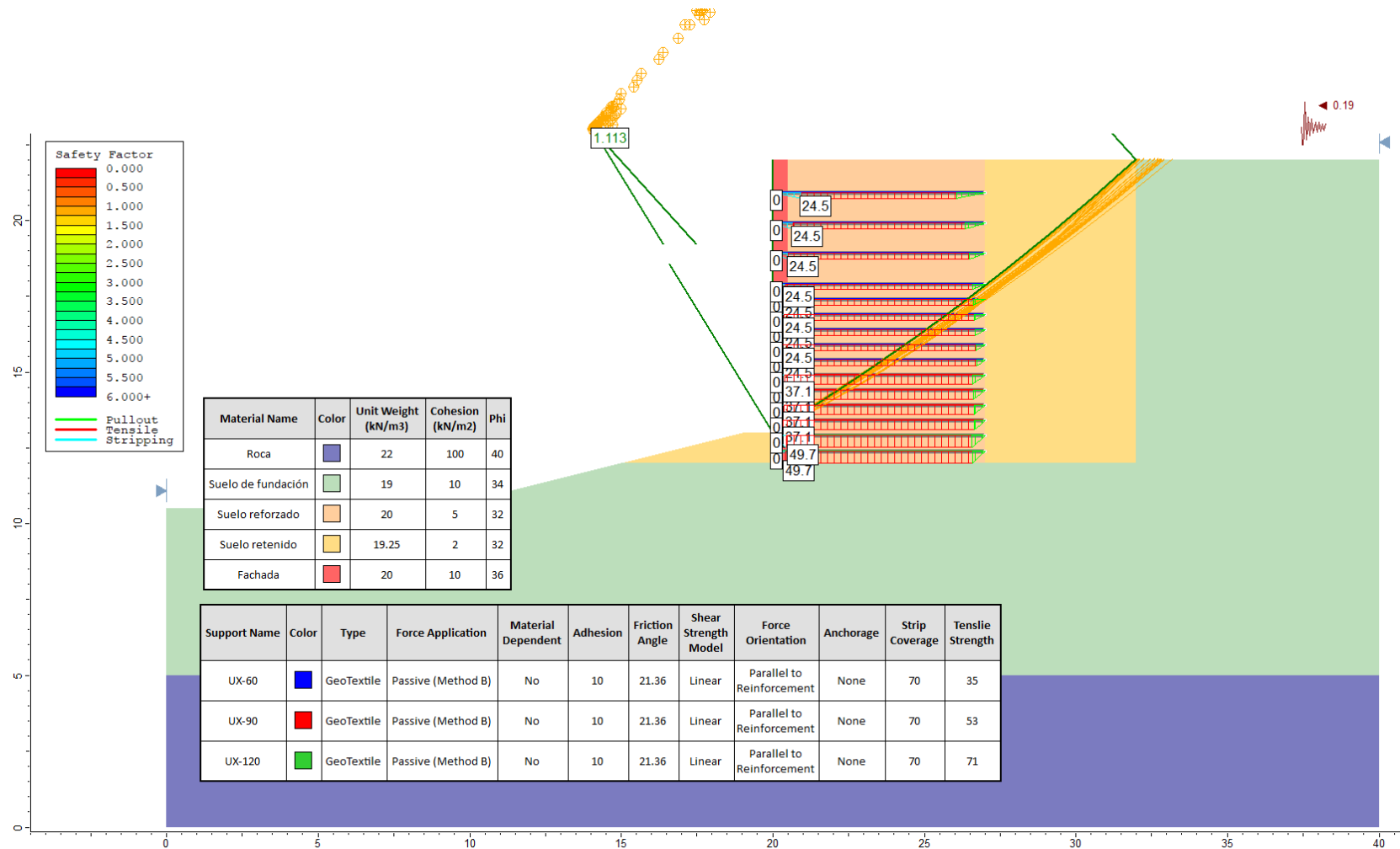
¹ De acuerdo con las especificaciones técnicas de geomallas ACEGRID del grupo ACE Geosintéticos (Anexo C), indica el FR para 120 años.

² Valor proveniente del estudio de peligro sísmico (Anexo B)



Fuente: Propia

Figura 3.11 Análisis global del MSR en condición estática



Fuente: Propia

Figura 3.12 Análisis global del MSR en condición pseudoestática

La tabla 3.22 presenta los resultados del análisis de estabilidad global. De los valores obtenidos se puede decir que siguiendo el método de análisis por equilibrio límite, la estructura se mantendrá estable tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas, sin información alguna sobre los desplazamientos a producirse.

Tabla 3.22 Resultados del análisis de estabilidad global

Altura de muro	Análisis de estabilidad para un $T_r=475$ años (0.19g)	
	Condición estática	Condición pseudoestática
10 m	1.70	1.11

3.6 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES PERMANENTES

Para el problema analizado en la presente tesis, el muro de suelo reforzado será simulado como un bloque rectangular de altura de 10 m, sobre una superficie deslizante, sujeto a un sismo de magnitud 8. Además, del capítulo 3, se tiene los espectros de diseño para un periodo de retorno de 475 años, donde se determina la aceleración espectral para 1.5 veces el periodo fundamental. El periodo fundamental acorde con la formulación presentada líneas arriba es de 0.16 s; para dicho fin se asume un valor promedio de velocidad de ondas de corte de 250 m/s, el cual corresponde a un promedio entre el valor medido de 120 m/s por Stanić et al. (2001) para un modelo de muro de suelo reforzado de 1 m reforzado cada 10 cm y la información de las velocidades de corte en la zona de proyecto que alcanza un valor de 380 m/s a 10 m de profundidad.

También es necesario determinar el coeficiente de fluencia K_y , es decir el coeficiente sísmico para el cuál se obtiene un factor de seguridad pseudoestático de 1. En la figura 3.13 se muestran las superficies de falla (método de equilibrio límite) para la condición estática en comparación con la superficie de falla para una condición pseudoestática de fluencia.

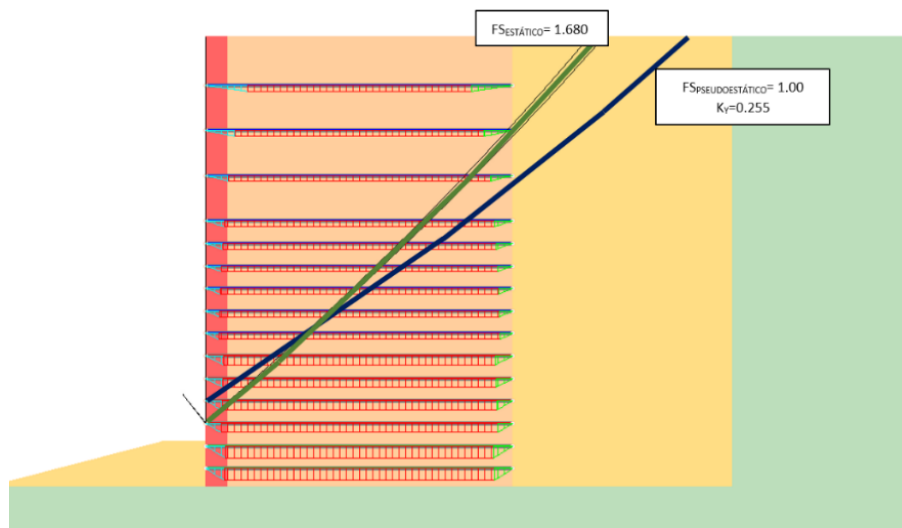


Figura 3.13 Superficies potenciales de falla, para condición estática y condición pseudoestática.

La estimación de desplazamientos horizontales permanentes por el método de Bray y Travorou (2007), reporta que existe 8.3% de probabilidad que el deslizamiento sea menor a 1 cm. Por lo tanto, se puede decir que existe el 91.7% de probabilidad que los valores sean mayores a 1 cm, lo que significa que debe ser cuidadosamente revisado. Utilizando la teoría de probabilidades, y la fórmula propuesta para determinar el valor de desplazamiento, se tiene que el desplazamiento intermedio es de 6 cm, y que fluctúa entre 3 cm y 11 cm; los cuales corresponden a una probabilidad del 84% y 16% respectivamente. Para este proyecto el MSR se describe como un bloque que se desliza, las deformaciones permanentes que se encuentran son relativas a la base del MSR.

Si se coloca como límite de desplazamiento 35 cm, por el método de Bray y Travorou (2007), se obtiene que existe 0.3% de probabilidad que se exceda ese valor; y si se limita a 15 cm, se observa que existe un 0.7% de ocurrencia. Acorde a lo indicado por el método, esto no toma en consideración las deformaciones volumétricas. Además, cabe resaltar que el método fue obtenido a partir de recopilación de desplazamientos en taludes, presas, enrocados, entre otros, pero no en un muro de suelo reforzado con fachada de muro vertical; por ello, la información provista es referencial.

Estos métodos tienen mayor relevancia en estructuras geotécnicas como diques y terraplenes.

3.7 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

El predimensionamiento del muro requiere ser propuesto acorde al requerimiento del proyecto, por ello es importante desarrollar una sección para presentar la revisión de información existente, donde se evalúen las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas, entre otras, dedicadas a la consideración del diseño.

En referencia a los materiales involucrados se tiene un basamento rocoso aproximadamente a 7 m por debajo del depósito glacial (GC, denominado como suelo de fundación), y dentro de la estructura se tiene el suelo reforzado (suelo estructural, es decir suelo granular con presencia de finos menor al 10% y con bajo Índice de plasticidad, es decir menor al 5); luego se tendrá un suelo retenido, el cual será conformado principalmente por material de la zona; finalmente, para la fachada se incluye las características de las piedras que van en las canastillas de la fachada del MSR.

Seguidamente, es importante establecer el problema a solucionar o planteamiento del problema, de esta manera se realiza el predimensionamiento del MSR siguiendo la normativa existente (configuración de refuerzo a lo largo de la altura del muro), verificándose en cada caso la estabilidad interna y externa del muro para condiciones estáticas y pseudoestáticas. Al compararse las configuraciones de refuerzo del MSR (acápites 3.4) se encontró que no siempre el caso más crítico se da para la máxima altura, sino que se puede dar a 0.50 m por debajo de esta. Por lo tanto, se recomienda realizar el diseño (configuración de refuerzos) para la altura máxima del muro, y para dos alturas menores, es decir si la altura máxima es H, deberá realizarse también el diseño para H-0.5m y para H-1.0m.

De la evaluación de la estabilidad interna se concluye que la verificación de la estabilidad por tracción del refuerzo es la más crítica, y es donde se reportó el menor factor de seguridad, es decir 1.28 en la 6ta capa ubicada a 3 m medidos desde la base del MSR de 10 m de altura; cabe indicar que esto sucede para un tipo de muro de suelo reforzado con fachada flexible, y no se puede generalizar para otros casos.

La configuración final del muro de suelo reforzado con geomallas de 10 m de altura sometida a un análisis de estabilidad global en condición estática y pseudoestática, en el acápite 2.8, arroja los factores de seguridad de 1.70 y de 1.11, los cuales cumplen con los mínimos establecidos, es decir 1.3 y 1, respectivamente.

Finalmente se emplean métodos analíticos como el propuesto por Bray y Travasorou (2007) para estimar los desplazamientos máximos permanentes, de lo cual se obtiene que existe el 91.7% de probabilidad que el desplazamiento máximo horizontal sea mayor a 1 cm para el suelo reforzado; por lo cual debe realizarse mayores análisis. Los valores de desplazamientos permanentes obtenidos con este método están entre 3 y 11 cm, para una probabilidad del 16% y 84% de ocurrencia.

CAPÍTULO IV: MOVIMIENTO SÍSMICO EN LA BASE DEL MODELO

La determinación del movimiento en la base del muro de suelo reforzado es necesaria para la evaluación del comportamiento sísmico o análisis dinámico; para ello se usa un acelerograma que representa al sismo esperado en una locación determinada. Dicho acelerograma deberá tener las características del movimiento sísmico en el sitio; sin embargo, muy pocas veces se cuenta con tal información, principalmente debido a la escasez de instrumentos sísmicos de medición como los acelerógrafos en zonas remotas. Por esta razón, se usa un registro sísmico histórico cuyo espectro de respuesta se escala en función del espectro de peligro uniforme estimado para el sitio, considerado en adelante como espectro objetivo. El registro sísmico, también conocido como acelerograma sintético, representa al sismo de diseño.

4.1 ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA ZONA DE ESTUDIO

El estudio de peligro sísmico fue elaborado por la empresa ZerGeosystem, (2012) solicitado por Buenaventura Ingenieros S.A. para un proyecto cercano en el departamento de Arequipa, de donde se tomarán los espectros de peligro uniforme para los periodos de retorno de 100 y 475 años.

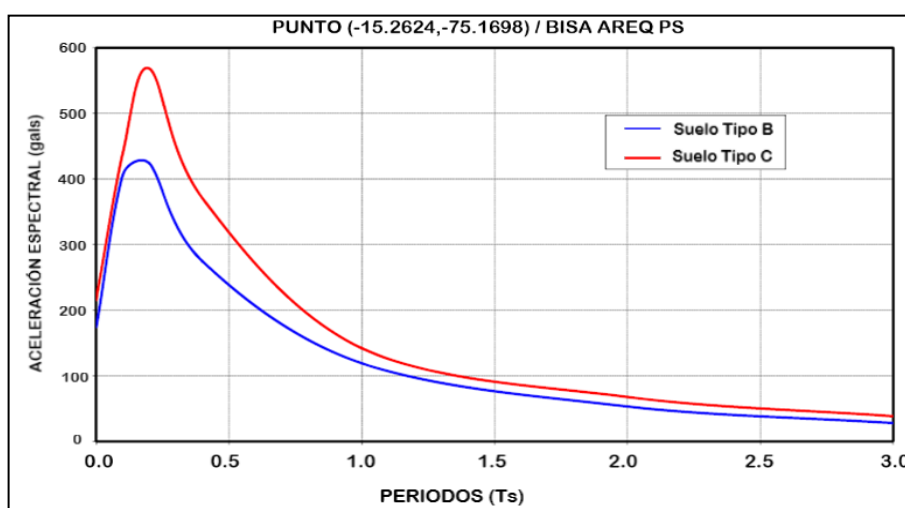
El estudio de peligro sísmico presenta los análisis determinísticos y probabilísticos para determinar la máxima aceleración del terreno para diferentes periodos de retorno; para ello, se emplearon diversas leyes de atenuación desarrolladas en base a registros de sismos de fuentes de subducción interfase o intraplaca. El estudio de peligro sísmico utilizó 9 fuentes sismogénicas de subducción: 3 fuentes de mecanismo focal de interfase, 3 fuentes de mecanismo focal de intraplaca y 3 fuentes de mecanismo focal intermedio. Adicionalmente se utilizaron 6 fuentes sísmicas continentales, de acuerdo a lo descrito en el estudio de peligro sísmico.

El estudio de peligro sísmico utilizó las leyes de atenuación para ordenadas espectrales de Youngs et al (1997), CISMID (2006), Atkinson y Boore (2003), y Zhao et al. (2006) que diferencian los mecanismos focales para sismos de subducción de interfase e intraplaca en la estimación de la máxima aceleración del suelo. En el caso de sismos continentales fue usado el modelo de atenuación sísmica propuesto por Sadigh et al. (1997). Esto ha permitido estimar un espectro

de peligro uniforme ponderado para un determinado nivel de exposición en función a la importancia de la estructura a proyectar (Ver anexo B).

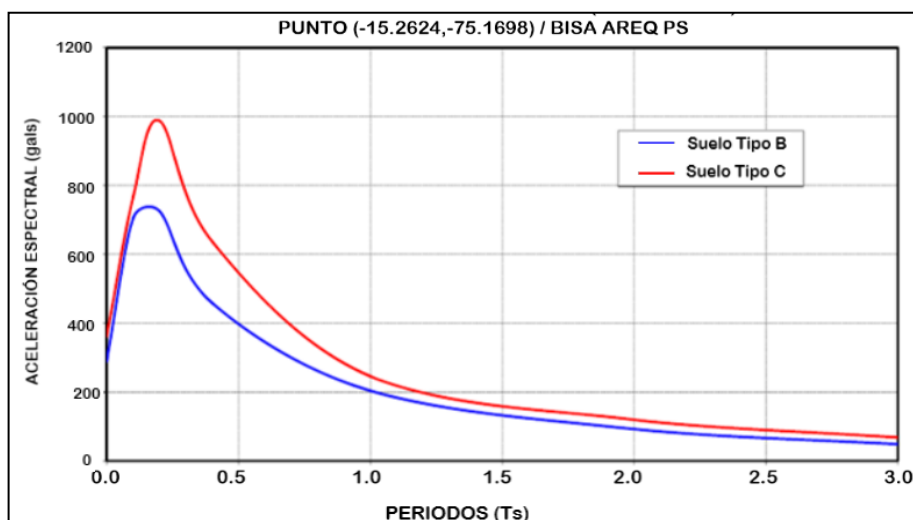
4.1.1 Espectro de peligro uniforme

A continuación, la figura 4.1 y la figura 4.2 muestran los espectros de peligro uniforme, para los tipos de suelo B y C, para un periodo de retorno de 100 años y de 475 años, respectivamente. Las curvas espectrales para un tipo de suelo B, corresponde a un suelo muy compacto comparable a la roca, característica similar a la base del modelo (roca fracturada).



Fuente: Estudio de peligro sísmico (Zergeosystem,2012)

Figura 4.1 Espectro de peligro uniforme TR=100 años



Fuente: Estudio de peligro sísmico ((Zergeosystem,2012)

Figura 4.2 Espectro de peligro uniforme TR=475 años

4.1.2 Selección de registros sísmicos

Para el presente análisis se procesaron los registros Este-Oeste y Norte-Sur de 03 eventos sísmicos registrados por la red acelerográfica del CISMID-FIC-UNI. A continuación, se detallará la información de los eventos sísmicos seleccionados, por estar en el área de influencia del lugar de estudio, ver tabla 3.1.

La información que se presenta a continuación proviene de la página web: <http://www.cismid-uni.org/redacis/> (Red acelerográfica del CISMID-UNI), donde además de una reseña del evento sísmico también se encuentran los registros de aceleraciones de las diferentes estaciones del CISMID y de la página web del IGP (Instituto Geofísico del Perú), www.igp.glob.pe/geodesy/publicaciones.html; también se encuentran reportes de los principales eventos sísmicos en el Perú y en la página web de la Universidad de Chile www.terremotosuchile.cl, los sismos de gran intensidad registrados en Chile y que han sido sentidos en el sur de Perú.

Tabla 4.1 Registros sísmicos utilizados

Sismo		Estación					Suelo
		Nombre	Latitud	Longitud	Profundidad focal (m)	Altitud (msnm)	
03-10-74	Lima	PQR	-12.06°	-77.05°	13 km	130	Grava gruesa densa a muy densa, de gran potencia ¹
23-06-01	Atico	MOQ	-17.19°	-70.93°	33 km	1461	Depósito aluvial (Conglomerado) ²
13-06-05	Tarapacá	AQP1	-16.40°	-71.52°	117 km	2413	Suelo arenoso, Depósito aluvial

Fuente: Propia; PQR: Parque de la Reserva, AQP1: Arequipa UNSA, y MOQ: Moquegua

Donde:

AQP1 (Universidad Nacional San Agustín, Arequipa), MOQ (Moquegua), PQR (Parque de la Reserva, Lima)

¹Basualdo R. y Lázares F. (2003), indican que los factores de amplificación en esta estación oscilan entre valores de 3 a 4 en dirección NS y 2 a 3.3 en dirección E-O.

²Lermo et al. (2003), indican que el efecto de sitio ocasionó amplificaciones relativas mayores a 10, y en el caso de las estaciones de Arequipa, la amplificación se dio en un rango de 1 a 20Hz.

4.1.3 Registros sísmicos

4.1.3.1 Sismo de Lima (3 de octubre del 1974)

El jueves 3 de octubre de 1974, siendo las 9:21 am, se produjo un terremoto en Lima, de 7,6 ML en la escala Richter ó 8.2 MW en la escala momento, que duró cerca de 2 minutos. Su epicentro fue a 90 kilómetros al sur oeste de la capital, afectando considerablemente a Mala, Cañete, Chincha y Pisco. Dentro de la capital, la Lima antigua, es decir zonas del Rímac, Barranco, Chorrillos y Callao sufrieron graves daños estructurales. Descrito por Giesecke et al. (1975).

Este sismo tuvo dos características peculiares:

- Fue un movimiento sísmico de larga duración (cerca de 2 minutos).
- En los tres meses siguientes ocurrió un gran número de réplicas, siendo la más notable la ocurrida el 9 de noviembre, con magnitud de 7.2 grados.
- Se encontró que la intensidad en el litoral fue mayor a lo largo de los acantilados. En Chorrillos y Callao sólo algunas construcciones de concreto armado sufrieron daños mientras que las de adobe colapsaron (ver figura 4.3 y figura 4.4). Por otro lado, en La Molina edificaciones de concreto armado en el colegio Reina de los Ángeles y la Universidad Nacional Agraria La Molina colapsaron; y otras resultaron muy dañadas por presentar problemas de estabilidad o compacidad de suelos, ver figura 4.5.

El registro que se analizó fue registrado en la estación del Parque de la Reserva PQR, en el centro de Lima sobre un suelo de grava arenosa compacta y bolonería, de gran potencia.



Figura 4.3 Chorrillos luego del terremoto de 1974.

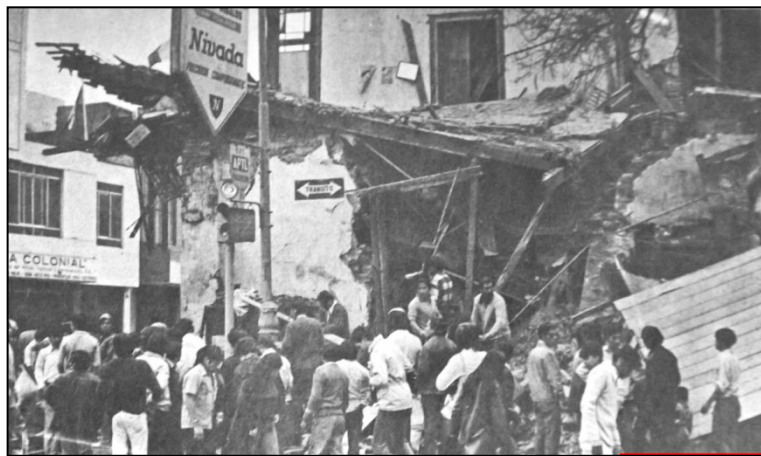


Figura 4.4 Colapso de estructura de adobe en el Callao



**Figura 4.5 Colapso de uno de los laboratorios de la
Universidad Agraria La Molina**

4.1.3.2 Sismo de Atico (23 de Junio del 2001)

El sábado 23 de junio de 2001, siendo las 3:33 pm, se produjo un terremoto en Arequipa de 6.9 ML en la escala Richter y de 8.4 Mw de la escala de momento. Su epicentro fue localizado a 82 km al NO de la ciudad de Arequipa y cerca de la línea costera, afectando principalmente Ocoña, Camaná, Mollendo en Arequipa, Ilo en Moquegua y Tacna, e incluso a las ciudades de Arica e Iquique en Chile y La Paz en Bolivia. Este fue el terremoto más devastador del Perú desde la catástrofe de 1970 en Ancash, las pérdidas materiales y personales en toda la región sur fueron cuantiosas.

Este sismo tuvo características singulares como:

- Fue un movimiento sísmico de larga duración, y debido a la complejidad de su registro evidenció un proceso de ruptura muy heterogénea, así como el modo de propagación de energía que produjo el ondulamiento de la superficie y la generación de un tsunami de carácter netamente local. Este terremoto, de carácter superficial, produjo en las primeras 24 horas, 134 réplicas (ML>3.0), todas localizadas al Sur Este del epicentro del terremoto principal, lo cual sugirió que la propagación de la ruptura de falla era en esa dirección.
- En la ciudad de Arequipa, los daños se concentraron en edificaciones antiguas y consideradas “monumentales”, construidas con bloques de material volcánico llamado ignimbrita, conocidos coloquialmente como “sillar”. La estructura más afectada fue la catedral la cual sufrió la caída de una torre quedando la otra a punto del colapso, ver figura 4.6. Sin embargo, en Moquegua se presentaron mayores daños estructurales debido a la presencia de mayor amplificación sísmica, carreteras y puentes se vieron también afectados, ver figura 4.7. En la ciudad de Tacna varias viviendas colapsaron en un sector de la ciudad por haber sido construidas sobre un relleno no consolidado, y no haberse seguido las buenas prácticas constructivas; las fallas de otras estructuras se dieron principalmente por el problema de columna corta, ver figura 4.8.



Figura 4.6 Catedral de Arequipa, estructura que presentó el mayor daño en la ciudad.



Figura 4.7 Vista lateral de la rampa de acceso del puente Camiara en la carretera Moquegua-Tacna.



Figura 4.8 En Tacna casas construidas sobre relleno no consolidado colapsaron, la mayoría por el efecto de columna corta.

4.1.3.3 Sismo de Tarapacá, 2005

El lunes 13 de junio de 2005, siendo las 6:44 pm (hora local), la región de Tarapacá, Chile fue sacudida por un sismo fuerte de 7 ML en la escala de Richter y una magnitud de Mw 7.9 (USGS-NEIC) cuyo epicentro fue a 41 km al Sur de la Comuna de Huara, Localidad de Chiapa, Chile. Este sismo fue sentido en el Sur del Perú y la zona Occidental de Bolivia, sin embargo, la mayor intensidad local se reportó en Candarave, sierra de Tacna. En Arequipa se sintió con una intensidad IV en la escala de Mercalli modificada. Para esta tesis se tomó la data registrada en la estación AQP1, en la Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa.

El sismo fue de subducción tipo intraplaca, con una profundidad focal de 117 km, con registros sísmicos de aceleraciones en Perú y Chile, que han permitido estudiar leyes de atenuación y respuestas de sitio. Se produjeron deslizamientos y caídas de roca que afectaron carreteras. Treinta subestaciones eléctricas quedaron fuera de servicio, por lo que se cortó el abastecimiento de agua en Iquique.



Figura 4.9 Daños registrados en Tarapacá



Figura 4.10 Desplome de muros y techo de la Iglesia San Lorenzo - Tarapacá

4.2 TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Los ajustes iniciales pueden ser utilizados en conjunción con filtros para proporcionar un procesamiento óptimo de registro, Boore (2004). Para fines del presente estudio, los acelerogramas serán corregidos por filtros pasabanda utilizando la aproximación de Butterworth, donde se filtrará la señal que se encuentre entre 0.10 Hz y 25.0 Hz. Ver figura 4.11.

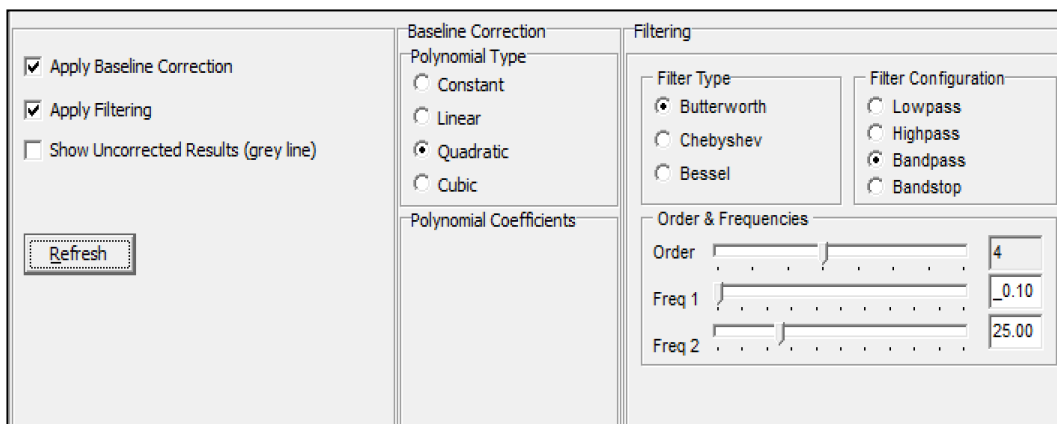


Figura 4.11 Corrección por línea base y filtro de frecuencias utilizado.

A continuación, se muestran los acelerogramas corregidos: (Ver figura 4.12, figura 4.13 y figura 4.14).

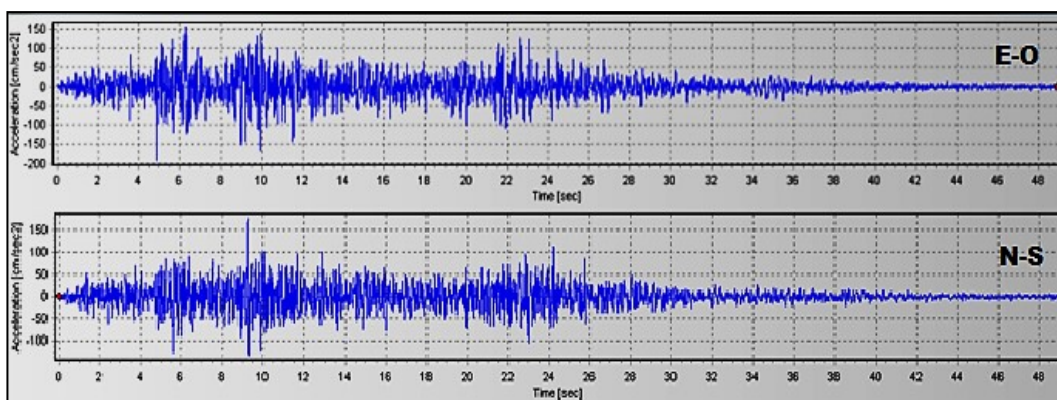


Figura 4.12 Registro de aceleraciones corregido en direcciones E-O y N-S del sismo 03 de octubre del 1974.

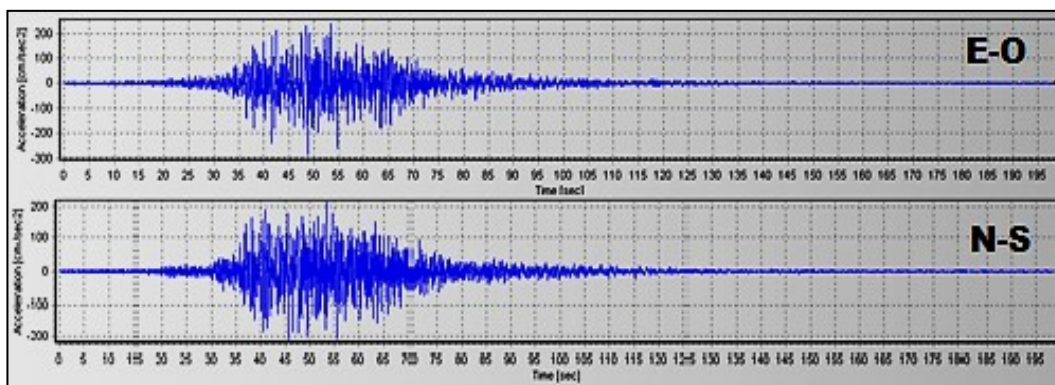


Figura 4.13 Registro de aceleraciones corregido en direcciones E-O y N-S del sismo 23 de junio del 2001

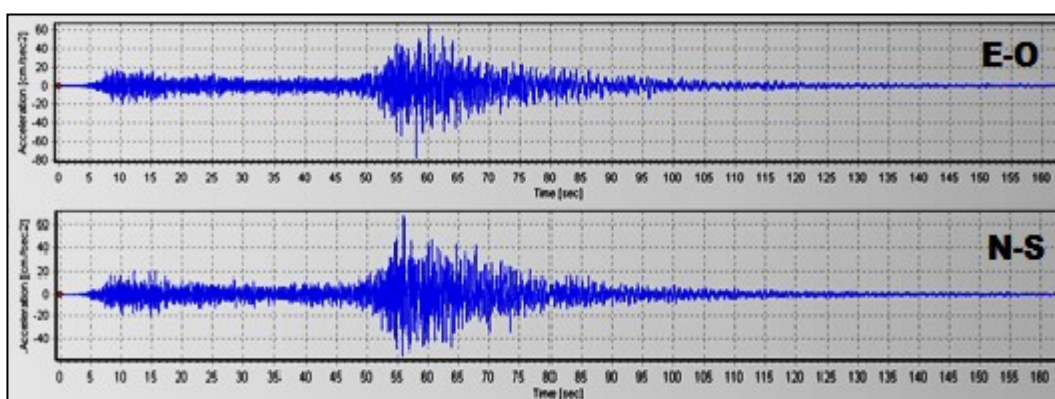


Figura 4.14 Registro de aceleraciones corregido en direcciones E-O y N-S del sismo 13 de junio del 2005

4.3 ESPECTRO DE RESPUESTA COMO BASE DE LA OBTENCIÓN DEL ACELEROGRAMA SINTÉTICO

4.3.1 Espectro de respuesta

En el diseño sísmico la principal preocupación es hallar el balance del potencial de movimiento de suelo para causar daño (demanda) y la capacidad de resistencia al daño de las estructuras (capacidad). La capacidad sísmica de estructuras ingenieriles puede ser evaluada mediante modelos experimentales, analíticos y observaciones en campo después de terremotos, según lo descrito por Boore, (2004). Identificar un solo parámetro que describa las características importantes del movimiento de suelo es casi imposible.

Todo movimiento sísmico presenta un contenido de frecuencias variables, las cuales influirán considerablemente en los efectos del movimiento del suelo. Una forma de evaluar dichos efectos del movimiento provocados por el sismo sobre la

estructura es el espectro de respuesta, cuyo concepto fue introducido por M.A. Biot en 1932, (Kramer, 1996).

El espectro de respuesta caracteriza el efecto que produce un movimiento oscilatorio o sísmico sobre la estructura, está en función del periodo de vibración y del factor de amortiguamiento de la estructura. Para hallar el espectro de respuesta sísmica, primero se selecciona una dirección del movimiento que puede ser: Este-Oeste, Norte-Sur o Arriba-Abajo, luego se aplica el movimiento a las estructuras que para fines de cálculo son sistemas de un grado de libertad de diferente periodo y el mismo factor de amortiguamiento, obteniéndose para cada sistema una respuesta máxima, esta puede estar en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento.

Por lo tanto, la determinación del espectro de respuesta elástico e inelástico requiere el cálculo de los valores de la respuesta máxima, por lo que el análisis dinámico lineal y no lineal tiene que ser llevado a cabo con un esquema de integración numérica directa para resolver el sistema de ecuaciones de movimiento descrito por Chopra, 1995. En el programa Seismosignal, dicha integración se lleva a cabo por medio del esquema de integración de Newmark.

El factor de amortiguamiento más usado es de 5%, para la obtención de las curvas espectrales (Haselton, 2012). En la Figura 4.15, se encuentran los espectros de respuesta de sistemas de un grado de libertad con 5% de amortiguamiento, como efecto de los movimientos Este-Oeste y Norte Sur de los sismos a ser evaluados, comparados con los espectros de respuesta objetivo.

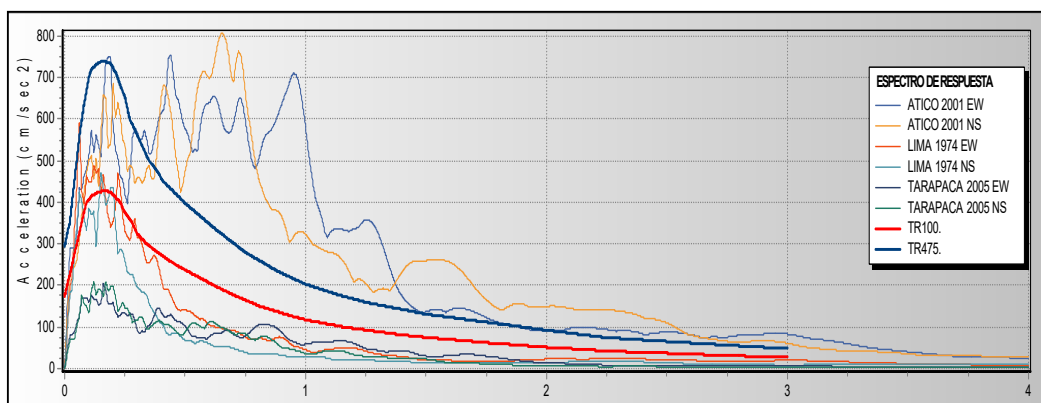


Figura 4.15 Espectro de respuesta de aceleraciones de sistemas con 5% de amortiguamiento, y los espectros objetivos correspondientes a un $T_r=100$ años y 475 años.

4.3.2 Acelerograma sintético para el modelo

En muchas situaciones, la simulación de la respuesta estructural usando un espectro de respuesta elástico no se considera apropiado para verificar las resistencias sísmicas, por ello será requerido un análisis dinámico no lineal cuya entrada necesita ser definida en forma de series tiempo-historia de aceleración, el cual, generalmente, requerirá ser “compatible” con el espectro de respuesta representativo de las acciones de diseño sísmico en el sitio, ver sección 4.1.1 donde se muestran los espectros de diseño de un estudio de peligro sísmico para periodos de retorno de 100 años y de 475 años.

Para tales casos es necesaria la generación de registros artificiales que iguallen los parámetros sísmicos del diseño y que a su vez se asemejen a la realidad. Las formas más conocidas para la generación de registros artificiales son: modificación de registros reales, generación artificial en el tiempo, generación en las frecuencias, técnicas de la función de Green, e integración de las ecuaciones de onda.

Se usó el programa SeismoMatch para la generación de los acelerogramas sintéticos, el cual hace uso del método de ajuste espectral (*spectral matching*) para la cual se usaron los registros corregidos con el programa SeismoSignal revisados en la sección 4.2.

A continuación, se presenta el ajuste espectral realizado para los registros de los sismos de Lima 1974, Atico 2001 y Tarapacá 2005, tomados en la estación de Parque de la Reserva (PQR), Moquegua (MOQ) y Universidad Nacional San Agustín (UNSA) respectivamente; y como espectro objetivo se tiene el espectro de peligro uniforme obtenido del estudio de peligro sísmico para un periodo de retorno de 100 años y 475 años en roca (Sitio Clase B).

Como se observa, los datos deberán ser escalados antes de realizar el proceso de integración numérica de manera que el proceso converja adecuadamente. Este factor puede hallarse de manera aproximada dividiendo el valor máximo del espectro objetivo entre el valor máximo del primer pico del espectro de respuesta.

Para un $T_r=100$ años, el sismo de Lima 1974 fue escalado por un factor de 0.70, el sismo de Atico fue escalado por un factor de 1.00 y el de Tarapacá 2005

(tomado de la estación de Arequipa) fue escalado por 2.70. A continuación se muestra los espectros compatibles con el espectro uniforme o espectro objetivo correspondiente a un periodo de retorno de 100 años para un suelo rocoso, hallado con el programa Seismomatch, ver las figuras 4.16, 4.17 y 4.18.

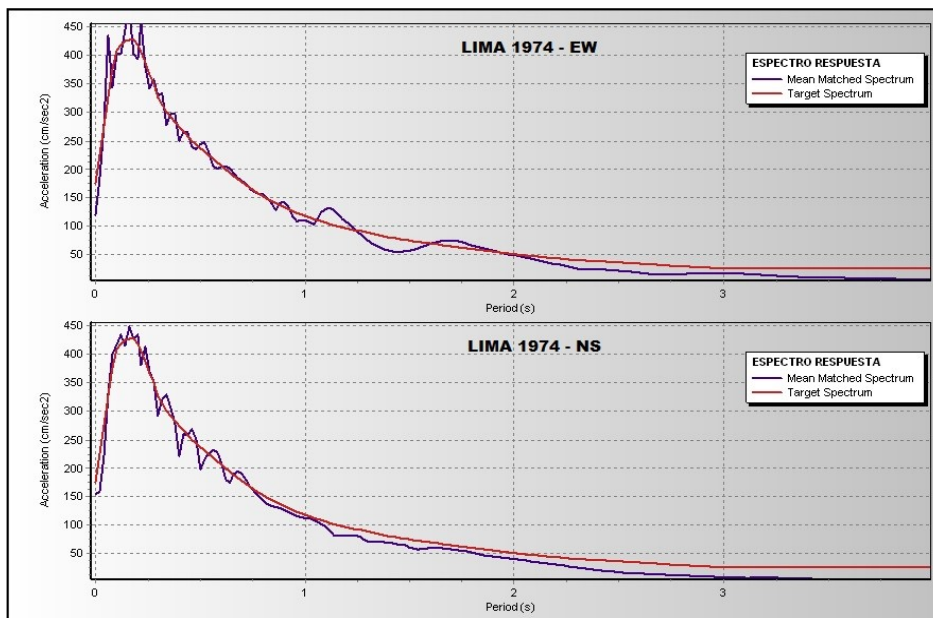


Figura 4.16 Espectro compatible con el espectro objetivo $T_r=100$ años – LIMA 1974

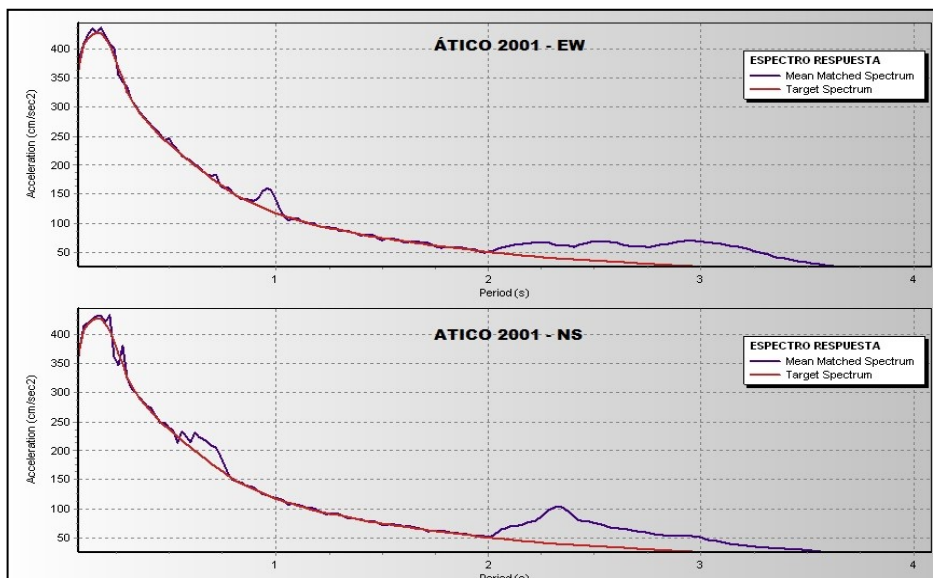


Figura 4.17 Espectro compatible con el espectro objetivo $T_r=100$ años – ATICO 2001

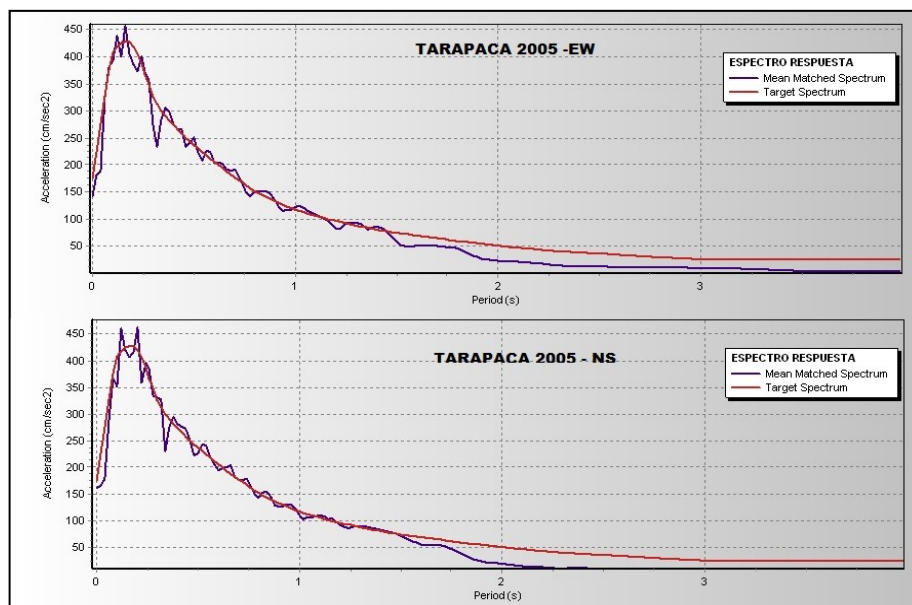


Figura 4.18 Espectro compatible con el espectro objetivo $T_r=100$ años – TARAPACA 2005

Para un $T_r=475$ años, el sismo de Lima 1974 fue escalado por un factor de 1.20, el sismo de Atico 2001 fue escalado por un factor de 1.35 y el de Tarapacá 2005 (registrado en Arequipa) fue escalado por 3.5. A continuación se muestran los espectros compatibles con el espectro del peligro uniforme o espectro objetivo, hallados con el programa Seismomatch, ver las figuras 4.19, 4.20 y 4.21.

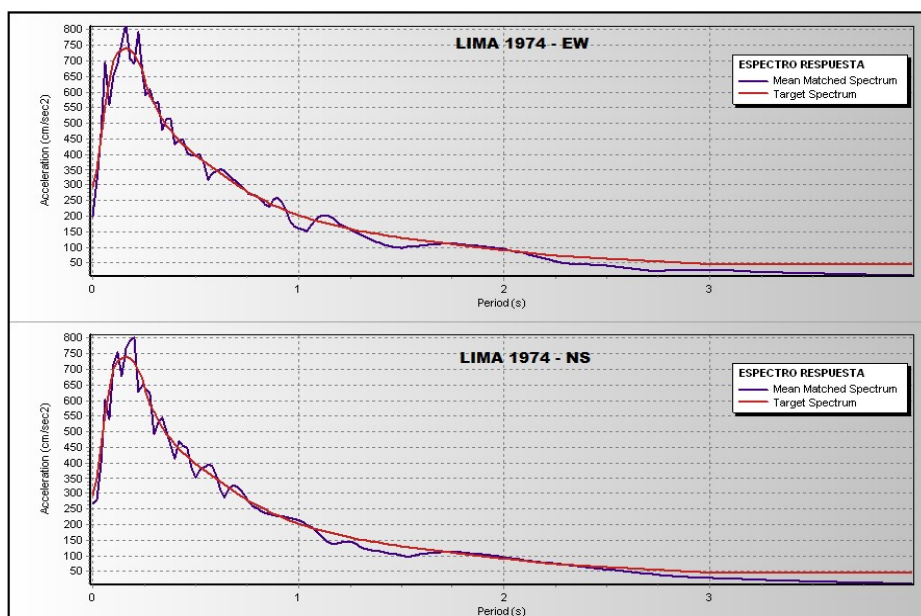


Figura 4.19 Espectro compatible con el espectro objetivo $T_r=475$ años – LIMA 1974

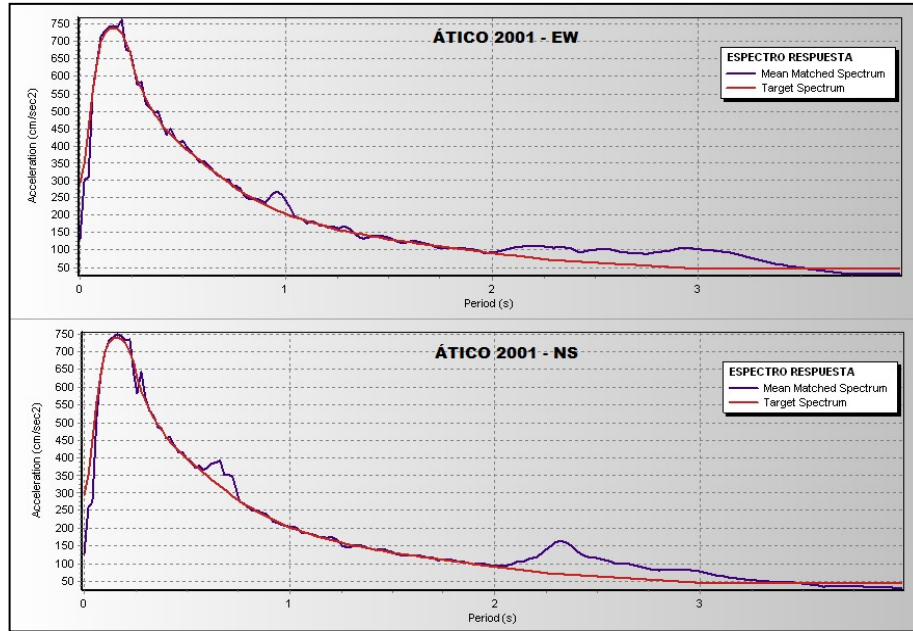


Figura 4.20 Espectro compatible con el espectro objetivo $T_r=475$ años – ATICO 2001

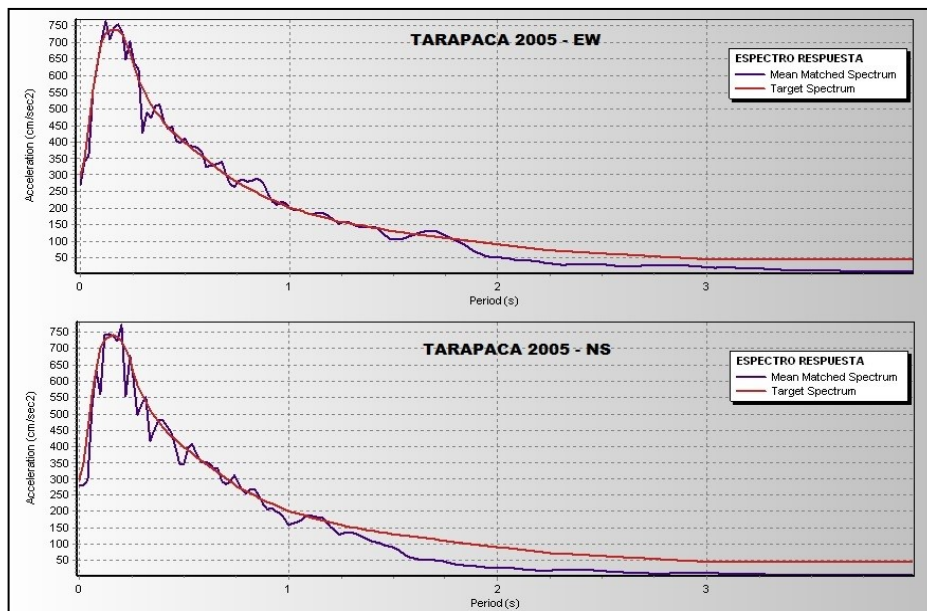


Figura 4.21 Espectro compatible con el espectro objetivo $T_r=475$ años – TARAPACA 2005

A los acelerogramas obtenidos a partir del ajuste espectral, se les conoce como acelerogramas sintéticos. Debe verificarse que la energía del sismo de entrada sea cercana a la energía del sismo sintético obtenido, de esta manera se puede decir que se realizó el proceso correctamente.

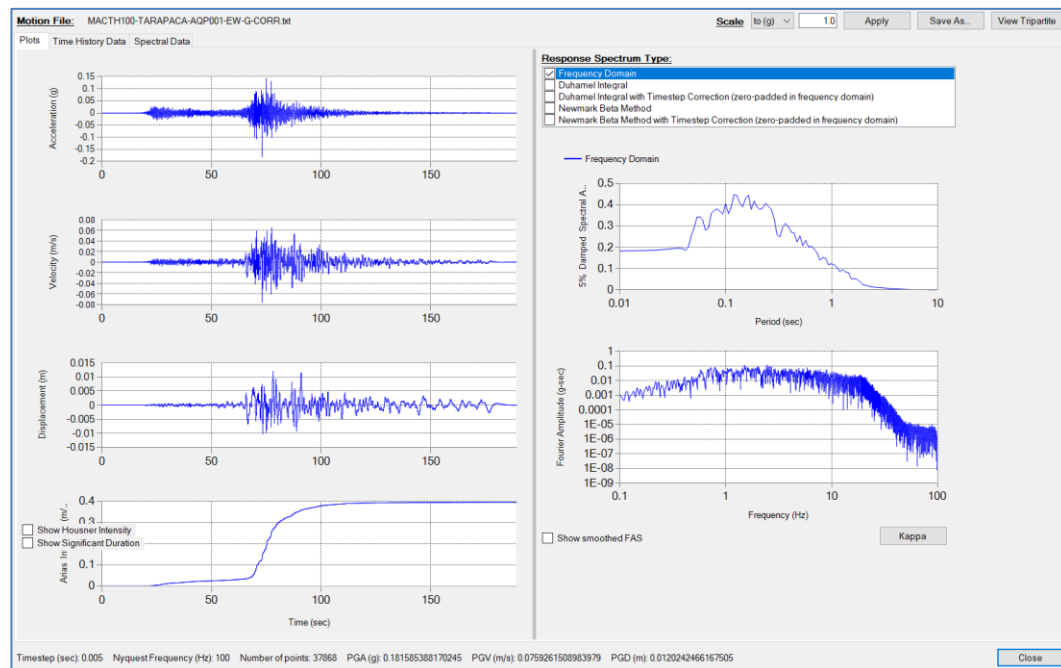
4.4 MOVIMIENTO EN LA BASE DEL MODELO

El movimiento en la base del modelo será aquel acelerograma sintético correspondiente a los espectros compatibles obtenidos en la sección anterior que mejor se ajusten al espectro de peligro uniforme propuesto para un suelo tipo B o roca en la zona de estudio.

Lermo et al. (2003) analizaron los efectos que se produjeron durante el sismo de Atico, y el efecto de sitio en la estación MOQ1 en comparación con las réplicas registradas en otras estaciones como AQP, determinando que en la estación MOQ, se tenían un efecto de amplificaciones relativas mayores a 10. Por ese motivo, a pesar de que el sismo de Atico presentó un aparente buen ajuste espectral, fue descartado debido a que este espectro contenía una mayor energía debido a la amplificación sísmica, que alteraba al acelerograma sintético provocando alteraciones en el modelamiento dinámico.

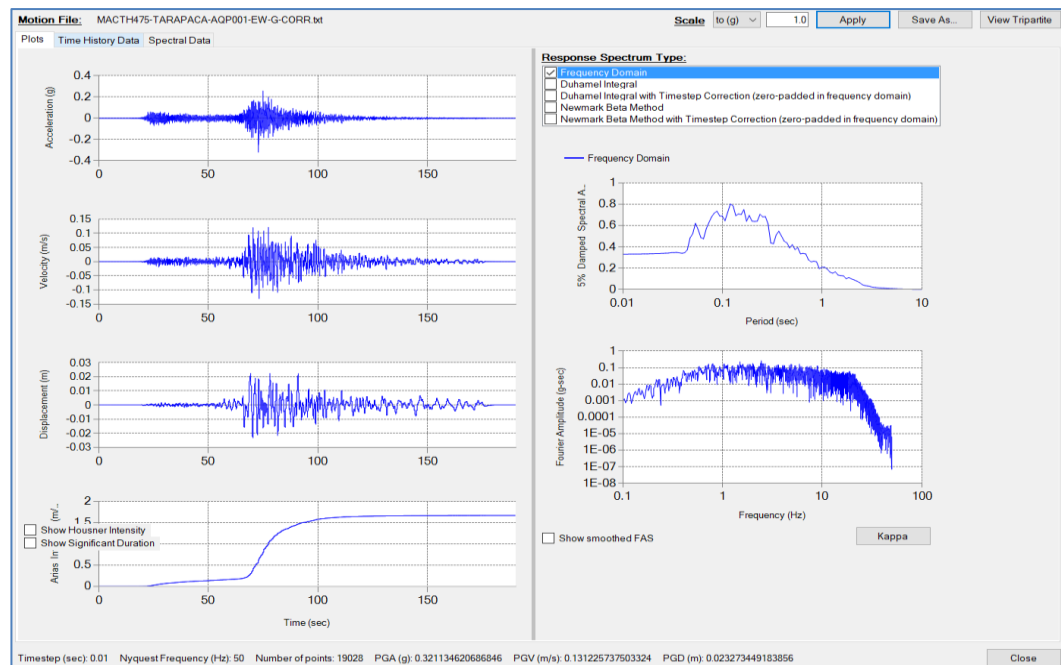
En el caso del sismo de Tarapacá, el registro fue tomado de la estación AQP1, suelo considerado de intermedio a rígido; debido a la intensidad con la que llegó, fue posible tener un registro más adecuado, con una energía moderada. Este registro presentó un mejor ajuste espectral, en comparación con los sismos de Atico y Lima.

En adelante este espectro ajustado servirá para obtener el acelerograma sintético. El acelerograma sintético obtenido tanto para 100 años como para 475 años de periodo de retorno, deberá ser corregido nuevamente por línea base y por filtrado de frecuencias, antes de ser usado en el análisis dinámico. Ver figura 4.22 y figura 4.23



Fuente: Deepsoil v.6, imagen ilustrativa del espectro ajustado y el acelerograma sintético.

Figura 4.22 Acelerograma sintético para un $Tr = 100$ años



Fuente: Deepsoil v.6, imagen ilustrativa del espectro ajustado y el acelerograma sintético.

Figura 4.23 Acelerograma sintético para un $Tr = 475$ años

4.4.1 Deconvolución del sismo

El análisis de deconvolución es otro método para determinar el movimiento sísmico en la base del modelo. Este análisis consiste en obtener una señal sísmica correspondiente a un afloramiento rocoso a partir del registro sísmico obtenido en

la superficie. El procedimiento es inverso a un análisis unidimensional de respuesta sísmica, es decir se ingresa el sismo en la superficie, y se caracteriza el perfil de suelo hasta alcanzar la roca, de esta manera se obtiene el registro en roca. Asumiendo que la roca es continua, se puede decir que el mismo movimiento se replicará debajo de la base del modelo en estudio.

Mejía y Dawson, (2006) indica que la mayoría de las señales han sido registradas por acelerógrafos instalados sobre suelo, debido a esto las señales se encuentran afectadas por efectos de amplificación sísmica.

4.5 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Luego de realizar los ajustes espectrales para acelerogramas de diferentes sismos, se concluyó que el ajuste espectral del espectro de aceleraciones derivados de los registros del sismo de Tarapacá en la estación AQP001 representa mejor al espectro objetivo, por lo tanto, será empleado para el movimiento en la base del modelo.

Además, de los sismos analizados se concluye que, pese a que se observa un mejor ajuste espectral en Atico para periodos menores a 2s, tanto para un periodo de retorno de 100 y 475 años; este acelerograma sintético no será utilizado debido al contenido de frecuencias del registro, el cual podría haberse visto afectado inicialmente por la condición de sitio (suelo arenoso). Fahjan y Ozdemir (2008) describen que las condiciones de sitio afectan en gran medida el registro sísmico alterando su contenido de frecuencias. El efecto de la condición de sitio se refleja en la figura 3.16, donde se observa los espectros de aceleración de todos los acelerogramas sísmicos y de los espectros de peligro uniforme; para el caso del sismo de Atico, los valores de la pseudo aceleración se mantienen altos hasta periodos de 1s; esto conllevó a que, durante el ajuste espectral, sólo se ajuste correctamente hasta los 2s de periodo, y no a lo largo de los 4s. (Ver figura 3.18)

Una recomendación que Fahjan y Ozdemir (2008) proponen es preservar las características no estacionarias del historial de tiempo inicial, para ello es esencial comenzar con un historial de tiempos de aceleración cuyo espectro sea lo más cercano posible al espectro objetivo en el rango de periodos espectrales de interés, esto ayudará que en el proceso de ajuste la convergencia se dé

rápidamente. Bajo esta recomendación el ajuste espectral proveniente del sismo de Lima, 1974 fue descartado.

Por otro lado, Lermo et al. (2003) analizaron los efectos que se produjeron durante el sismo de Atico, y el efecto de sitio en la estación MOQ1 en comparación con las réplicas registradas en otras estaciones como AQP, determinando que en la estación MOQ, se tenían un efecto de amplificaciones relativas mayores a 10. Por esta razón, el ajuste espectral proveniente del sismo de Atico, 2001 fue descartado.

Finalmente, se recomienda corregir y filtrar los acelerogramas sintéticos obtenidos nuevamente para evitar la acumulación de desplazamientos después del proceso de integración, lo cual puede afectar el modelamiento dinámico, tal como se observó durante la realización de la presente investigación. El acelerograma sintético será aplicado en la base del modelo.

CAPÍTULO V: MODELAMIENTO DINÁMICO DE MUROS DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS UNIAXIALES

5.1 ANÁLISIS DINÁMICO EN FLAC POR EL MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS

El programa FLAC de ITASCA Inc. es una opción de análisis dinámico 2D que permite realizar un modelamiento en el estado plano de deformaciones y de esfuerzos. El cálculo está basado en el esquema de diferencias finitas, donde para resolver las ecuaciones de movimiento se emplea una malla de elementos rectangulares; para cada elemento se encuentran las masas agrupadas en cada vértice, las mismas que derivan de la densidad real en las zonas circundantes. La formulación permite el acoplamiento de elementos estructurales permitiendo así que el análisis dinámico de un muro de suelo reforzado pueda llevarse a cabo.

Todo análisis computacional deberá ser validado mediante otros métodos. En el caso del análisis dinámico, la calibración de los desplazamientos puede ser realizada por medio un análisis de respuesta unidimensional o por un método probabilístico para determinar los desplazamientos permanentes tal como el método propuesto por Bray y Travasorau (2007).

5.1.1 Consideraciones para el modelo dinámico

Los aspectos que deben considerarse cuando se elabora un modelo en FLAC para un análisis dinámico son la geometría, la creación de la malla, la definición de propiedades de los estratos, la definición de las propiedades del elemento de refuerzo, las condiciones de contorno, el amortiguamiento del material y las cargas aplicadas al modelo.

5.1.2 Geometría del muro

El presente problema se desarrollará en el estado plano de deformaciones. Se activarán las herramientas disponibles para casos dinámicos, y se desactivará la opción para cálculo de filtraciones, debido a que no se contempla la presencia de flujo de agua en la cimentación. Es decir, no se identificó nivel freático, y para controlar las aguas percoladas producto de la lluvia, los MSR cuentan con un sistema de drenaje.

El primer paso consistió en la importación de la geometría dibujada en AutoCAD (archivo con extensión *.dxf), lo cual facilitó el dibujo de la geometría del modelo, así mismo se extendió el modelo 30 m a cada lado, para evitar que la refracción de la onda incida en los desplazamientos obtenidos; otra forma que también menciona el programa es establecer contornos silenciosos (opción disponible en el programa).

5.1.3 Creación de malla

La creación de la malla debe ser acorde con el objetivo de diseño, es decir para un análisis dinámico la altura máxima del elemento está dada por la relación entre velocidad de corte, frecuencia de onda y longitud de onda.

A continuación, se estiman las distancias máximas de la grilla, para cada estrato. En primer lugar, debe observarse el espectro de Fourier del sismo de ingreso e identificar el límite de las frecuencias actuantes (f). Del espectro obtenido del acelerograma sintético en el capítulo 3, se observa que las frecuencias predominantes son menores a 15 Hz. Luego, se determina la longitud de onda más pequeña (notar que $\lambda = V_s/f$; donde V_s = velocidades de ondas de corte por estrato).

Finalmente, el espaciamiento máximo debe ser menor a un décimo de la longitud de onda mínima ($\Delta x < \lambda/10$). En la tabla 5.1, se observa los valores obtenidos.

Tabla 5.1 Estimación del espaciamiento máximo de cada zona de la malla en FLAC

Material	V_s (m/s)	f (Hz)	$\Delta l_{\text{máx}}$ (m)	Δl seleccionado (m)
Relleno estructural	250 - 500	15	1.6 – 3.3	0.25
Suelo de fundación	450 - 750	15	3 - 5	0.25
Roca	750 - 1200	15	5 - 8	0.65

Fuente propia; las velocidades de corte se basaron en un estudio de refracción sísmica a aproximadamente 1km de la zona de proyecto.

Los valores adoptados son menores a los calculados, debido a que en la configuración del modelo la configuración de geomallas en el relleno estructural es de 0.50 m, por ello se elaboró la malla con una distancia mínima de 0.25 m en dirección vertical y 0.50 en dirección horizontal, de tal manera que la geomalla (estructura tipo cable) pueda ser apropiadamente fijada. En el caso del suelo de fundación, por debajo del muro y siguiendo la continuidad del mallado anterior, las zonas serán espaciadas a 0.50 m en dirección horizontal, y a 1.0 m en la dirección vertical. En el caso de la roca el espaciamiento es de 0.50 m en dirección horizontal en la parte central y 1 m en dirección vertical. En la figura 5.1 se esquematiza la geometría y malla del modelo.

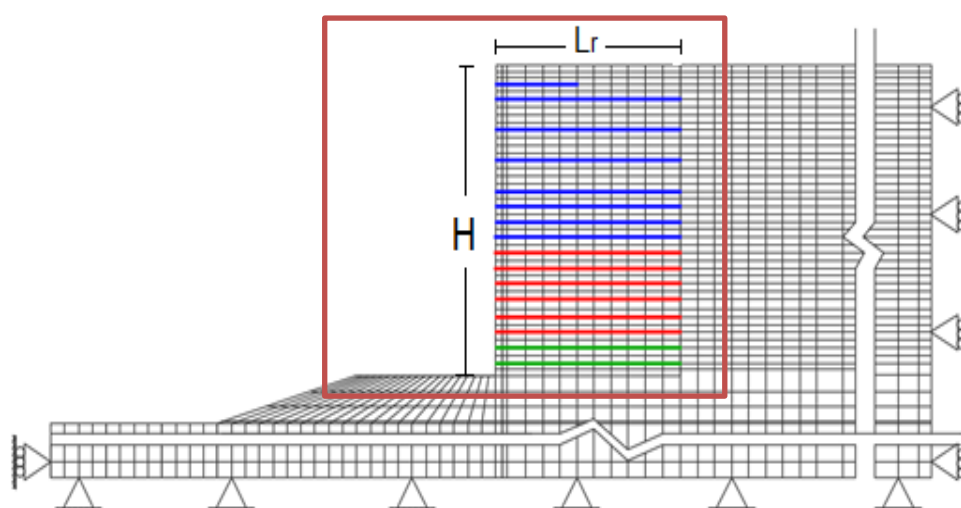


Figura 5.1 Esquema general del modelo en FLAC

El espaciamiento del enmallado está directamente relacionado al diferencial de tiempo de cómputo, para el tamaño de malla empleado en el presente análisis se tiene un $\Delta t = 5.114e-6$ s.

5.1.4 Propiedades de los materiales

La estructura geotécnica consiste en un muro de suelo reforzado de 10 m de altura, para el cual se consideró 3 materiales, el suelo reforzado que es un relleno estructural, el suelo retenido que es un relleno con material propio, y la fachada que es un empedrado de las canastillas de piedra que conforman la fachada.

5.1.4.1 *Basamento rocoso*

En el caso de la roca, los parámetros de resistencia mecánica serán tomados de la literatura, asociados a la roca andesita (reportada en los sondajes cercanos); la cual será simulada a partir de los 7m de profundidad. El modelo constitutivo para la roca será el modelo elástico.

5.1.4.2 *Suelo de fundación*

El suelo de fundación es el estrato sobre el cual se apoyará la estructura proyectada (espesor máximo de 7m), y por debajo de este estará el basamento rocoso. Este estrato presenta grava arcillosa de buena resistencia, tal como se describió en el capítulo III.

El suelo de cimentación o fundación se caracterizó en función de los ensayos triaxiales CU, los cuales serán empleados para determinar los parámetros de resistencia mecánica requeridos para el análisis dinámico. La figura 5.2 muestra la relación entre deformación axial vs esfuerzo desviador aplicado, obtenido tras someter a cargas constantes a 3 diferentes muestras (GC-Suelo de fundación) con presiones de confinamiento de 100 kN/m², 200 kN/m² y 400 kN/m², ver ensayos triaxiales en el anexo A. Como se explicó en el capítulo II, de esta gráfica es posible obtener el módulo de elasticidad secante. El módulo secante es igual a 46.6 MPa. El modelo constitutivo seleccionado para este material será Mohr-Coulomb.

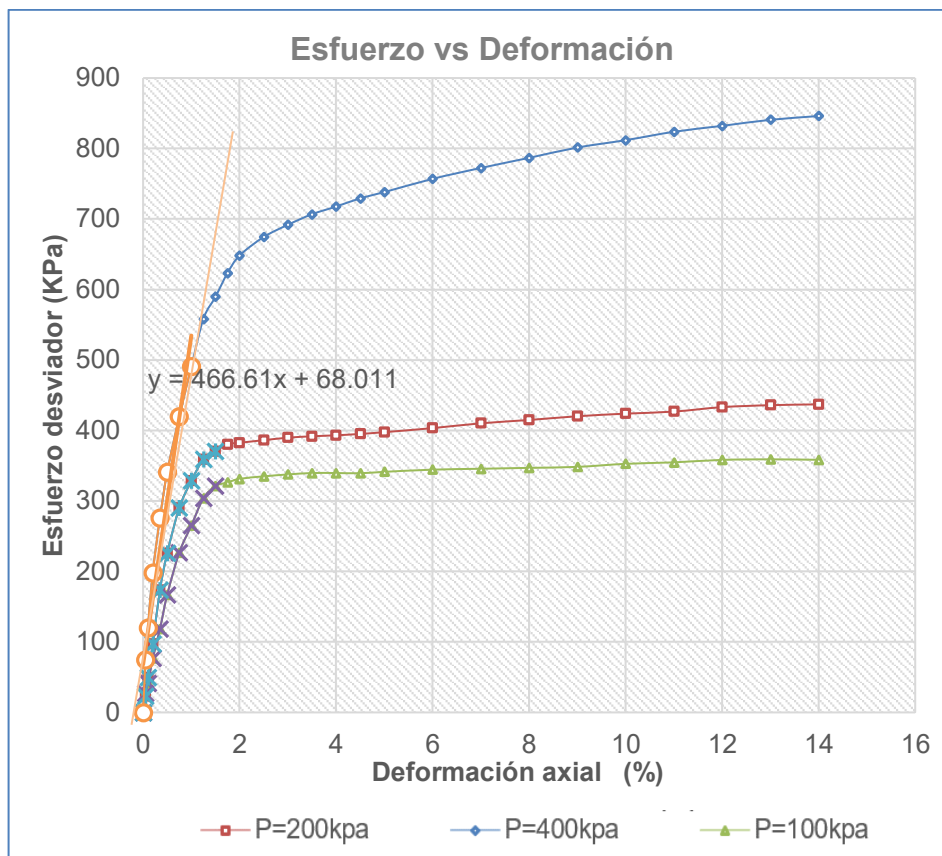


Figura 5.2 Gráfica Deformación axial vs Esfuerzos desviador, obtención gráfica de los módulos de elasticidad.

5.1.4.3 Fachada

La fachada está conformada por piedras apiladas en canastillas metálicas de acero, sujetas con una envoltura de geomalla uniaxial y geotextil. De acuerdo con sus características, se considerará para el modelo dinámico, que el modelo tiene un comportamiento elástico.

5.1.4.4 Suelo reforzado y suelo retenido

Para ambos casos los parámetros de suelo serán asumidos de la literatura y de la experiencia; en el caso del suelo reforzado, se trata de un relleno estructural clasificado como GW, y en el caso del suelo retenido un suelo correspondiente a la zona (material propio), pero colocado y compactado en capas. Para ambos tipos de suelo se selecciona el modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

En la tabla 5.2 se resumen los parámetros adoptados para el modelamiento dinámico, además se recopila lo descrito anteriormente en el capítulo III.

Tabla 5.2 Parámetros de los materiales en el modelo

Parámetro		Roca base	Suelo de fundación	Suelo retenido	Suelo reforzado	Fachada
Modelo constitutivo	Unidad	Elástico / Isotrópico	Isotrópico-Mohr-Coulomb	Isotrópico Mohr-Coulomb	Isotrópico Mohr-Coulomb	Isotrópico Mohr-Coulomb
Módulo de Young	E(N/m ²)	2.50E+08	4.65E+07	4.00E+07	5.00E+07	8.00E+07
Relación de Poisson	ν	0.22	0.30	0.30	0.35	0.35
Peso específico	kN/m ³	24.04	18.64	19.13	19.62	21.58
Densidad	kg/m ³	2450	1900	1950	2000	2200
Amortiguamiento	%	5	Sig3(*)	Sin especificar		
Módulo volumétrico (Bulk)	K(N/m ²)	1.48E+8	0.39E+8	0.33E+8	0.56E+8	-
Módulo de corte	G(N/m ²)	1.02E+8	0.18E+8	0.15E+8	0.19E+8	-
Cohesión	kN/m ²	NA	10	2	2	5
Ángulo de fricción	°	NA	34	32	32	36

(*) Sig3, formulación del amortiguamiento histerético en FLAC

NA: No aplica

Fuente: Propia

Yu et al. (2016) resaltan la relevancia de asignar correctamente el módulo de rigidez elástico en la simulación, ya que las variaciones en este valor podrían llevar a resultados muy diferentes si los comparamos con un caso idealizado de fundación, donde el valor del módulo de rigidez sea muy alto.

El módulo volumétrico se estima a partir del módulo de elasticidad del material y de la relación de Poisson, del mismo modo el módulo de corte; en la Ec. 5.1 y la Ec. 5.2 se presenta las ecuaciones para estimar estos valores.

$$\text{Módulo volumétrico} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\text{Módulo de corte} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Ec. 5.2}$$

5.1.5 Elemento de refuerzo

El manual de FLAC describe en su sección de elementos estructurales, que los principales parámetros a definir para un elemento tipo tira o tipo cable para una geomalla uniaxial son los siguientes: la rigidez elástica por el área de la sección transversal por ancho de cálculo o por la distancia horizontal fuera del plano de análisis. También deben definirse los límites de resistencia a la tracción y a la compresión; y la máxima deformación que se dará antes de la rotura.

En caso de no especificar la separación de los elementos tipo cable, se indica al programa que el refuerzo es continuo en dirección transversal al plano de análisis. La rotura de la banda se simula con un límite de deformación.

La medida de deformación se basa en la deformación plástica acumulada calculada en cada segmento del refuerzo a lo largo de la longitud de este. Si la deformación plástica en un segmento excede el límite de deformación por tracción, se supone que el segmento ha fallado. En el caso de elementos tipo tira o cable, las fuerzas serían cero.

En la tabla 5.3 y la tabla 5.4 se muestran las características del elemento de refuerzo, que son provistas comercialmente dentro de las especificaciones técnicas de cada material.

Tabla 5.3 Propiedades físicas de las geomallas de refuerzo

Descripción	Unidad	Método de ensayo	GG60	GG90	GG120
Abertura nominal de la malla longitudinal	mm	ASTM D4751	24	22	21
Abertura nominal de la malla transversal	mm	ASTM D4751	28	28	28
Espesor	mm	-	3	3	3
Densidad (Masa/Unidad de área/metro de ancho)	Kg/m ² /m		0.45	0.55	0.65

Fuente: Especificaciones técnicas – productos de TMD Perú, 2013

Tabla 5.4 Propiedades mecánicas de las geomallas de refuerzo

Descripción	Unidad	Método de ensayo	GG60	GG90	GG120
Resistencia longitudinal a la tracción	kN/m	ASTM D6637	60	90	120
Resistencia transversal a la tracción	kN/m	ASTM D6637	30	30	30
Elongación a la ruptura	%	ASTM D6637	10	10	11
Resistencia longitudinal a 2% de deformación	kN/m	ASTM D6637	15	23	30
Resistencia longitudinal a 5% de deformación	kN/m	ASTM D6637	30	45	60

Fuente: Especificaciones técnicas – productos de TMD Perú, 2013

La figura 5.3 muestra las resistencias a la tracción para la deformación de 2%, 5% y 10% para cada tipo de geomalla. La pendiente de esta gráfica, en el tramo inicial podría considerarse como J_i , rigidez inicial; los valores calculados para 2% y 5%, se conocen como rigidez secante al 2% y 5% de deformación respectivamente, acorde con lo propuesto por Cai y Bathurst (1994) y descrito en el capítulo II (Ver figura 2.19).

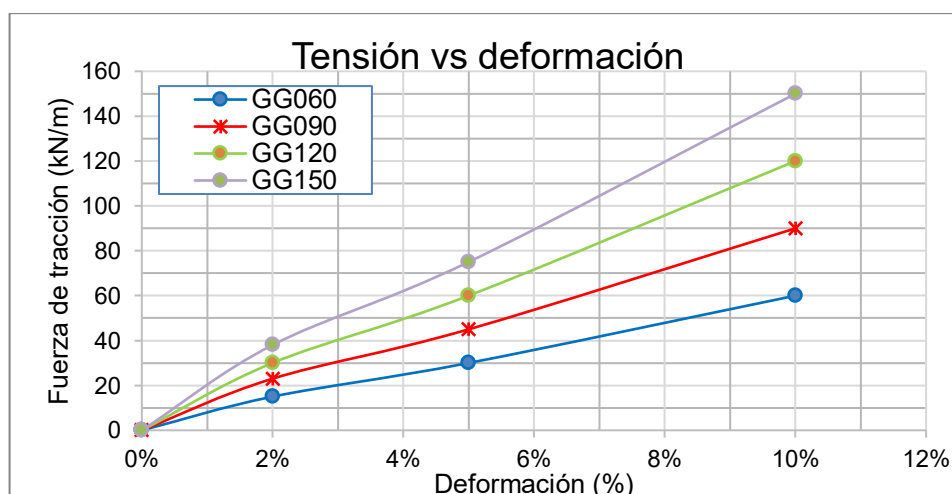


Figura 5.3 Gráfica esfuerzo - deformación

Además, es posible determinar los valores de la rigidez ($kN/m/m$) para el 2% y el 5% de deformación con la Ec. 2.50 propuesta por Bathurst (1992). Mientras que, con la Ec. 2.52 propuesta por Yu et al. (2016) se estima el módulo de elasticidad (Pa). Los valores obtenidos se muestran en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Propiedades de las geomallas de refuerzo

Descripción	Unidad	GG60	GG90	GG120
Rigidez promedio	kN/m/m	1100	1675	2200
Rigidez inicial $J_{2\%}$	kN/m/m	1000*	1545*	2000*
Rigidez inicial $J_{5\%}$	kN/m/m	1200*	1800*	2400*
Módulo de elasticidad	N/m ²	1.76E+08	2.64E+08	3.52E+08
Área / metro de ancho	m ² /m	0.00132	0.00132	0.00132

En modelamientos dinámicos de muros de suelo reforzado en el programa FLAC, los valores empleados por diversos autores para definir el módulo de rigidez inicial están entre 0.5 a 1.5 MPa. También es importante asignar la densidad del material, y el espaciamiento entre tiras resistentes o indicar que es continuo en la dirección Z, como es el caso de los geotextiles y geomallas.

De manera similar el programa permite indicar si el refuerzo está anclado o fijado a un punto del suelo, o si existe una resistencia a la fricción a lo largo del refuerzo; ello permite simular el comportamiento real de las geomallas, las cuales tienen la función de mejorar la resistencia cortante del suelo. Según las recomendaciones del manual FLAC y de otros autores como Yu et al (2016), que han realizado análisis dinámico siguiendo este criterio, los elementos cable pueden simular apropiadamente el comportamiento de los geosintéticos. Por otro lado, los elementos tipo tira, son una opción que la versión más reciente del programa facilita para los geosintéticos, por lo cual también pueden ser usados; sin embargo, aún no hay suficientes investigaciones que avalen su uso. Por esta razón en esta investigación se caracterizó al refuerzo como elemento tipo cable.

Perkins (2000), recopiló la información propuesta por otros autores y planteó un modelo constitutivo para geosintéticos. El estudio comparó resultados de tensión cíclica aplicada a geomallas biaxiales, en dos direcciones, tal como se observa en la figura 5.4 donde se observa buena recuperación del material. Así mismo, se incorpora nuevas componentes para describir la relación entre la respuesta del material al ser sometido a carga, la plasticidad del material y su dependencia con el tiempo hasta alcanzar la rotura.

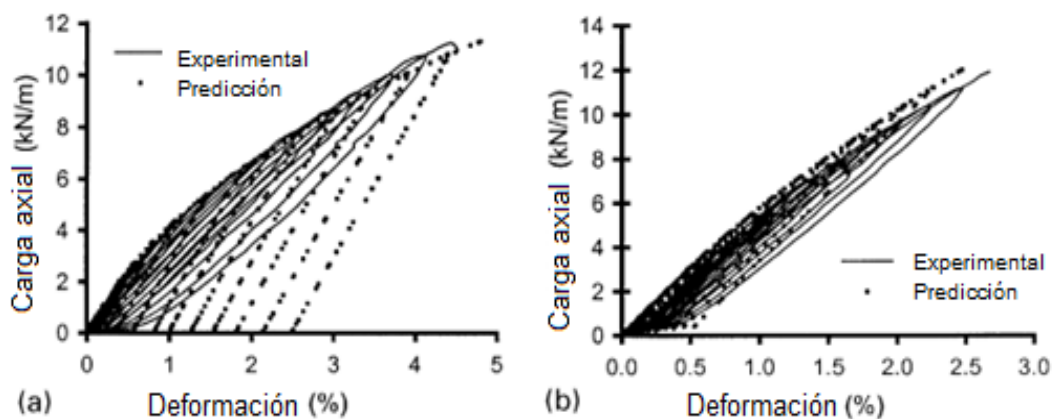


Figura 5.4 Carga axial vs deformación de ensayos de carga – descarga cíclica en geomalla biaxial vs la predicción del comportamiento (a) Geomalla sentido longitudinal y (b) sentido transversal. Perkins (2000).

Nayery y Farharian (2008), evaluaron que la resistencia al arrancamiento de la geomalla estaba influenciada por la rigidez estructural de manera directa, y que en el caso de modelamiento cíclico los incrementos de desplazamiento fueron mayores durante los 5 primeros ciclos; a medida que aumenta la cantidad de ciclos el incremento será menor. Además, que los desplazamientos totales son menores para geomallas de mayor resistencia.

Diversos autores han evaluado el comportamiento dinámico de las geomallas y geotextiles; por ello, se ha elaborado una recopilación de datos empleados para el modelamiento, los valores se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Parámetros empleados por diversos autores para geosintéticos

Fuente	Tipo de geosintético	Área de Sección (m ²)	Perímetro	Peso específico O Masa/m ²	T _{ul} (kN/m)	J (kN/m)	Deformación límite (%)	Módulo de Elasticidad (Pa)	Ángulo de fricción interfase
Hinchberger y Rowe (Gnanendran, 1993)	Geotextil tejido			0.63 1 kg/ m ²		1920	13		42°
Perkins (2000)	Geomalla biaxial			0.21 5 kg/ m ²				6.45 x10 ⁸	
Rowe y Skinner (2001)					29. 4*	980			29°- 45° **
Burke (2004)	Geomalla Pet					1000			
Allen y Rowe (2007)	Geomalla PET 1				72	J _{5%} = 850	10		
	Geomalla PET 2				166	J _{5%} = 1940	10		
Komakpana(2009)	Tira polimérica	0.09			40			7.54 x10 ⁸	
Maldonado (2011)	Geomalla uniaxial				150	J _{2%} = 1510	12	2.718 x10 ⁸	
	Geomalla uniaxial				200	J _{2%} = 1910	12	3.438 x10 ⁸	
Gohil (2013)	Geomalla biaxial	0.005		0.5 kN/ m ³				5x10 ⁹	
Yu, Bathurst y Allen (2016)	Geomalla uniaxial	0.001 88	1.8 8					Variabl e	43°

1(*) Máxima resistencia a la tensión

2(**) Usado para una grava de drenaje

5.1.6 Propiedades de la interfase

Definir la geomalla como elemento de refuerzo tipo cable permite que se ingrese los valores de resistencia entre el refuerzo y el suelo, debido al contacto del área lateral del refuerzo con el suelo. Para el presente modelo los valores de rigidez cortante y rigidez normal al arrancamiento fueron tomados de la bibliografía de otros autores, al igual que también es factible definir un ángulo de fricción de la interfase; Rowe y Skinner (2001) recomendaron que en el caso de interfases se tome el 80% del ángulo de fricción del material más débil.

En la tabla 5.6 y tabla 5.7 se presentan los valores empleados por Cai y Bathurst (1995) para la caracterización del refuerzo basados en los resultados de un ensayo de arrancamiento (pullout test) entre un suelo granular de características $\phi = 35^\circ$ $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ y el refuerzo de geomalla uniaxial de $T_{UL}=125$ kN/m. Así mismo, se presentan los valores asumidos para el modelo.

Tabla 5.7 Parámetros para definir la interfase entre suelo y geomalla

Bibliografía	Tipo de refuerzo	K_s Resistencia cortante (kN/m/m)	K_N Rigidez axial (N/m)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kPa)
Cai y Bathurst, 1995	Geomalla uniaxial	9600	1000	35°	
Sinkker y Rowe, 2005				31.5°	
Huang, Bathurst y Otros, 2009	Geomalla biaxial	1000	1000	44°	
Rowe y Skinner, 2001	Geomalla uniaxial			29°	
Valores asumidos	Geomalla uniaxial	10000	1000	26°	10

5.1.7 Condiciones de contorno para análisis estático (esfuerzos iniciales)

Los esfuerzos iniciales son aquellos que se generan por gravedad; también son conocidos como esfuerzos geostáticos, sobre estos se calcularán los esfuerzos derivados de las cargas externas.

Para el cálculo de esfuerzos geostáticos, el modelo fue fijado en la base en las direcciones X e Y, y en los lados en el sentido X. Para continuar con el modelo, es necesario reiniciar el conteo de desplazamientos y velocidades.

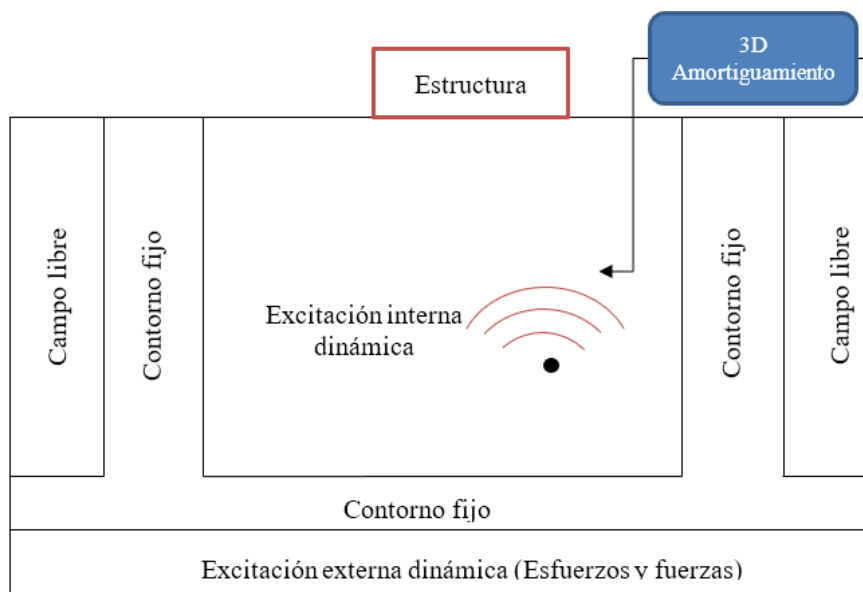
5.1.8 Condiciones de contorno para el análisis dinámico

La definición de las condiciones de contorno dependerá de cómo se realiza la transmisión de ondas. Los efectos de las reflexiones de onda son minimizados especificando las condiciones límites de amortiguamiento ya sea de condición viscosa, libre, o de radiación.

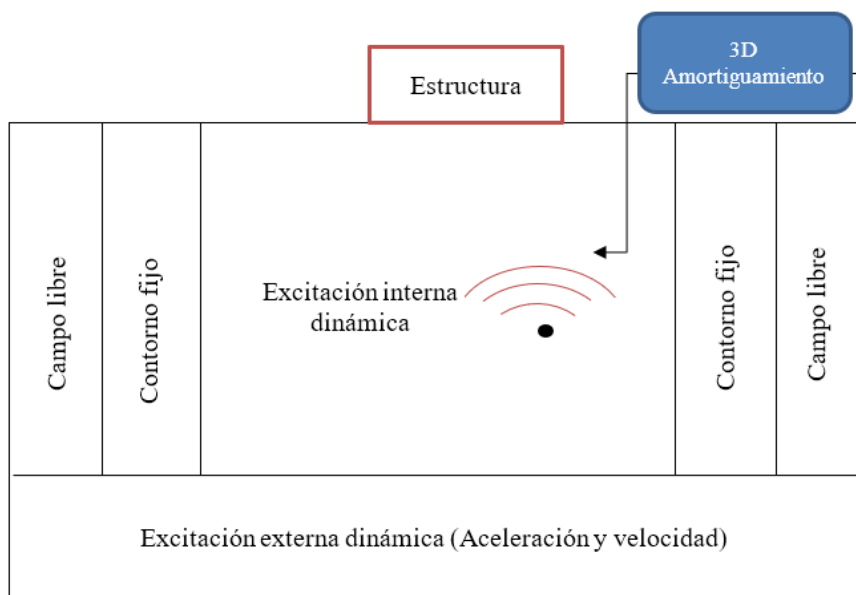
La aplicación de la carga dinámica se puede especificar mediante el ingreso de la aceleración, la velocidad, los esfuerzos o presiones o fuerzas aplicadas, todos estos en términos tiempo – historia. Sin embargo, el programa FLAC recomienda que en el caso del sismo este sea ingresado en términos de velocidad.

FLAC tiene incorporadas las formulaciones denominadas “contornos silenciosos” y “campo libre” para los análisis dinámicos, que facilitan el paso de las ondas dentro del modelo. Las condiciones de contorno para análisis dinámicos disponibles en el programa FLAC son de 2 tipos, para un modelo de base flexible y otra para condición de base rígida, tal como se muestra en la figura 5.5.

Un hecho importante es que en la selección de la zona de aplicación en la base del modelo se debe evitar duplicar el efecto en la base del modelo. Para el modelo analizado se consideró base rígida.



a) Base flexible



b) Fase rígida

Figura 5.5 Condiciones de contorno disponibles para análisis dinámico en FLAC

5.1.9 Selección de las condiciones dinámicas

Los movimientos sísmicos para análisis dinámicos son usualmente los registros de sismos que corresponden a señales acelerográficas instaladas en roca. Sin embargo, en el FLAC, el ingreso del sismo se da en la base del modelo, el cual no necesariamente es un estrato rocoso. En el Capítulo IV, se describe la obtención del acelerograma sintético de diseño por medio del ajuste espectral en base al estudio de peligro sísmico de la zona de estudio.

Para la presente tesis, el modelo dibujado en FLAC consiste en un MSR de 10m de altura, proyectado sobre un suelo de fundación (GC) de espesor de 7m y que descansa sobre un estrato rocoso, el modelo considera un estrato rocoso de 5m, Finalmente el sismo o movimiento sísmico en la base del modelo se coloca a 12 m de la base del MSR.

5.1.10 Amortiguamiento mecánico y respuesta del material

Los sistemas naturales dinámicos cuentan al menos con algún grado de amortiguamiento dentro del sistema, que permite mitigar el movimiento oscilatorio debido a la acción de fuerzas vibratorias. El amortiguamiento se debe a la pérdida de energía como resultado de la fricción interna entre partículas durante el movimiento. En suelos y rocas el amortiguamiento natural es principalmente

histerético, difícil de interpretar, siendo las curvas de reducción del módulo de corte normalizado la más cercana aproximación.

El programa Deepsoil v6.0, software desarrollado por la Universidad de Illinois-USA, tiene incorporadas las curvas de reducción del módulo de corte normalizado para análisis de respuesta sísmica unidimensional, como es el caso de la curva de Darendeli para arcillas y arenas arcillosas, y la curva de Menq para gravas y arenas. Además, cuenta con las curvas convencionales de Seed e Idriss para arenas; estas curvas se pueden ajustar al suelo ingresando propiedades específicas como el índice de plasticidad.

Sólo se consideró amortiguamiento histerético para el suelo de fundación; para ello fue necesario ajustar la curva característica seleccionada al modelo sig3 del programa FLAC. En el caso de la roca se considera amortiguamiento de Rayleigh, mientras que para los demás tipos de material no se especifica, debido a que no se tiene información suficiente para seleccionar la curva característica; en estos casos el programa FLAC tiene la opción implícita de considerar un amortiguamiento mínimo, lo cual correspondería a una situación más crítica.

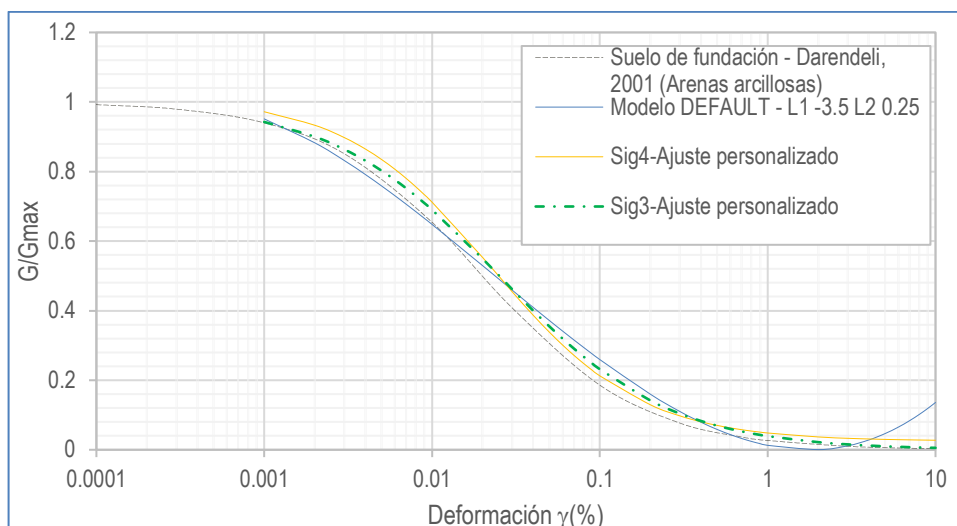
5.1.10.1 Suelo de fundación

La curva característica de reducción del módulo de corte asignado para el suelo de fundación se define siguiendo la teoría de Darendeli para arenas. La curva es ajustada con ayuda del programa DEEPSOIL v6.0 en función a las velocidades de corte y peso específico del material. En la figura 5.6, se muestra además las curvas generadas por el modelo incorporado en FLAC, el modelo Default, el modelo Sig3 y Sig4, ver tabla 5.8. Así mismo, se graficaron los ajustes propuestos en el Manual de FLAC, de los mismos se observó que la formulación Sig3 se acerca más a la curva propuesta.

Tabla 5.8 Ajuste numérico para un suelo GC

Modelo para arcillas o suelos con IP alto	Modelo default Personalizado	Sig 3 - Personalizado	Sig 4 - Personalizado
Darendeli, 2001 (Caso: GC IP=15)	L1=-3.50 L2=0.25	X _o =-1.60 a=1.0 b=-0.5	Y _o =0.02 X _o =-1.65 a=0.98 b=-0.44

Fuente: Propia



Fuente: Propia

Figura 5.6 Curva de reducción del módulo de corte normalizado

5.1.10.2 Basamento rocoso

Se sabe que la roca debido a la alta cohesión que tiene y a su naturaleza, puede considerarse que tiende a comportarse elásticamente a niveles bajos de esfuerzos, se sabe además que la roca tiene un valor de amortiguamiento que va entre el 2 al 10%. Debido a su comportamiento elástico se asignará el modelo de amortiguamiento de Rayleigh, el manual recomienda valores de 2% a 5% en suelos con modelos elásticos y si al suelo se le asigna un modelo constitutivo como Mohr Coulomb, el programa indica un valor de amortiguamiento de 0.2% de manera implícita. Sin embargo, al basamento rocoso del modelo se le asignó un 5% de amortiguamiento crítico y una frecuencia mínima de 25 Hz.

5.1.10.3 Suelo reforzado y suelo retenido

Emma et al. (2004) asignaron 5% de amortiguamiento al relleno del muro de suelo reforzado de su modelo a escala. Sin embargo, a pesar de que el amortiguamiento de un material está fuertemente asociado a la amplitud de la deformación cíclica, el estudio paramétrico realizado por Bathurst y Hatami (1988), donde se analizó la influencia del amortiguamiento, variando este valor en 5%, 10% y 20%, encontró que en términos de deformación y fuerzas tensionales en el refuerzo estos fueron similares en los 3 casos. Adicionalmente, Emma et al (2004) describen en su

investigación que esto se debió a que la disipación de la energía sísmica en el MSR se da a través de la deformación plástica del suelo en la zona de falla.

Dado que el suelo reforzado y retenido son suelos compactados recientemente, de los cuales no se cuenta con una información que nos permita dar una caracterización de amortiguamiento exacta, no se asigna un valor de manera explícita, sino que se permite que el programa le asigne de manera automática e implícita un amortiguamiento asociado al modelo constitutivo Mohr-Coulomb, ver figura 4.3.

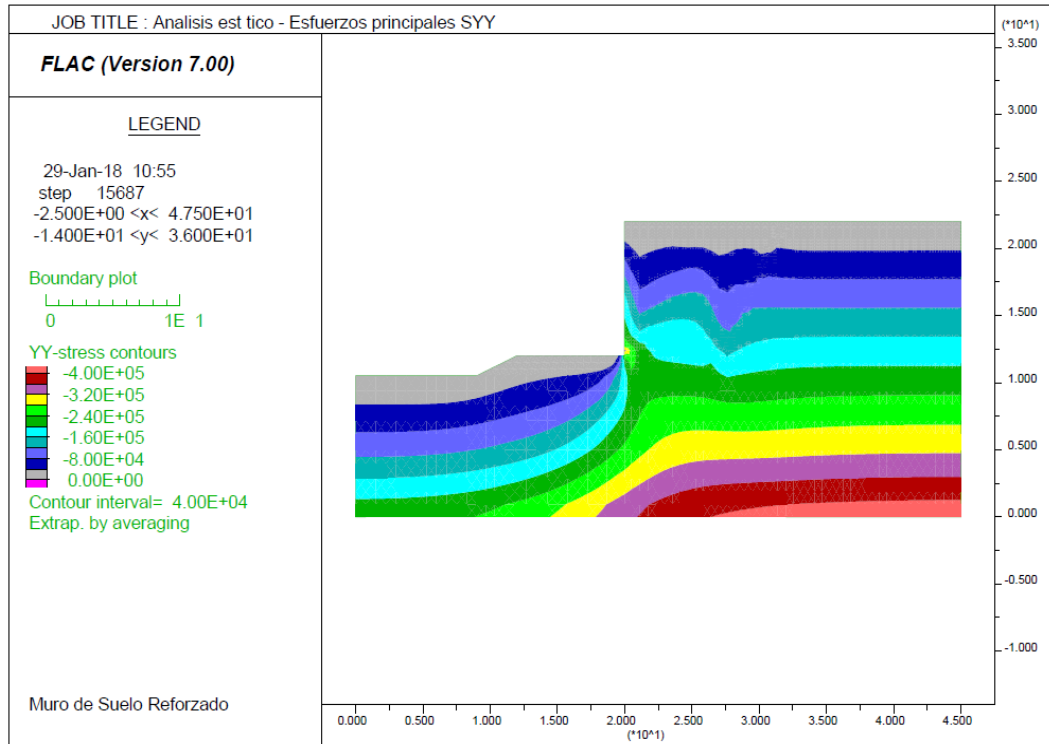
5.2 ANÁLISIS DINÁMICO Y RESULTADOS

5.2.1 Paso preliminar: Cálculo de estado inicial de esfuerzos

El estado inicial de esfuerzos implica un cálculo preliminar de los esfuerzos actuantes debido a cargas geostáticas como es el peso propio. Cada elemento o zona en el material puede experimentar esfuerzos distintos al mismo tiempo. Los esfuerzos normales actúan de manera perpendicular a la base del modelo, y pueden someter al área rectangular a esfuerzos de tracción o compresión. Mientras que los esfuerzos cortantes actúan paralelos a la base del modelo, y son los que tienden a distorsionar la forma rectangular a una forma romboidal.

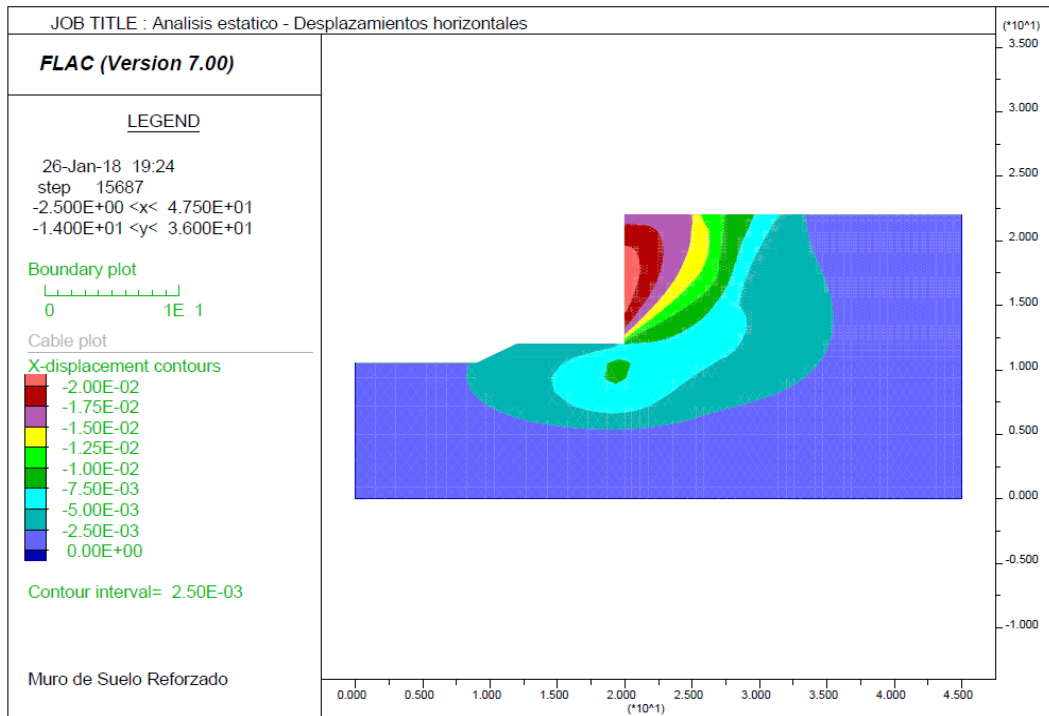
Los esfuerzos geostáticos no se calculan automáticamente en el programa FLAC, es decir, es necesario aplicar la gravedad de manera explícita. En la figura 5.7, se observan los esfuerzos verticales en el modelo. Los valores mostrados están en N/m^2 .

En la figura 5.8 se muestran los desplazamientos en X, producto de las fuerzas geostáticas actuantes, para la condición estática. Se observa que hay un desplazamiento de 2 cm en la fachada del muro, que equivale al 0.2% veces la altura, y se centra a la mitad de la altura del muro.



Fuente: propia

Figura 5.7 Esfuerzos verticales en el estado inicial de esfuerzos (peso propio)



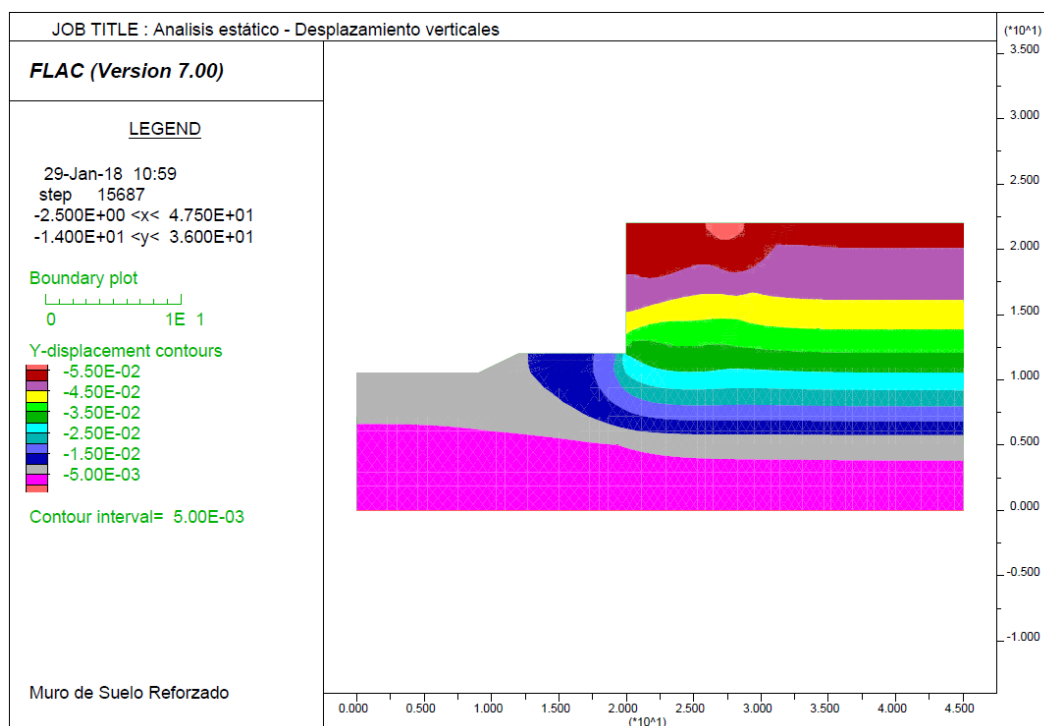
Fuente: Propia

Figura 5.8 Desplazamientos horizontales iniciales por efecto de las fuerzas geostáticas

Huang et al. (2009) presentaron el análisis estático de un MSR para 3 modelos constitutivos diferentes, llevados a cabo en el programa FLAC, donde compararon

los resultados numéricos con resultados experimentales de un ensayo a escala real. Los resultados confirmaron que para condiciones estáticas el modelo Mohr-Coulomb se ajustó apropiadamente. Los resultados que obtuvieron para muros de suelo reforzado con geomalla biaxial de 3.60 m de altura fueron de 4 cm de desplazamiento máximo horizontal. Los desplazamientos relativos con respecto a la base del muro fueron de hasta 2.5 cm.

En la figura 5.9 se muestran los desplazamientos verticales, producto de las fuerzas geostáticas actuantes, para la condición estática. Se observa que hay un desplazamiento vertical de hasta 5 cm en la parte superior, y en la zona de fundación del muro se alcanza hasta 3 cm de desplazamiento vertical.



Fuente: Propia

Figura 5.9 Desplazamientos verticales iniciales por efecto de las fuerzas geostáticas

5.2.2 Análisis dinámico

Para continuar con el análisis dinámico deberá activarse la opción dinámica, y asignar el cálculo mecánico para largas deformaciones con el comando “Set large”. En algunos casos es importante programar la rezonificación (actualizar la grilla del modelo) para evitar que este se detenga a mitad del análisis. Para el presente modelo, en un análisis preliminar se verificó la zona donde la deformación excesiva podría causar el truncamiento del análisis, y se incluyó un

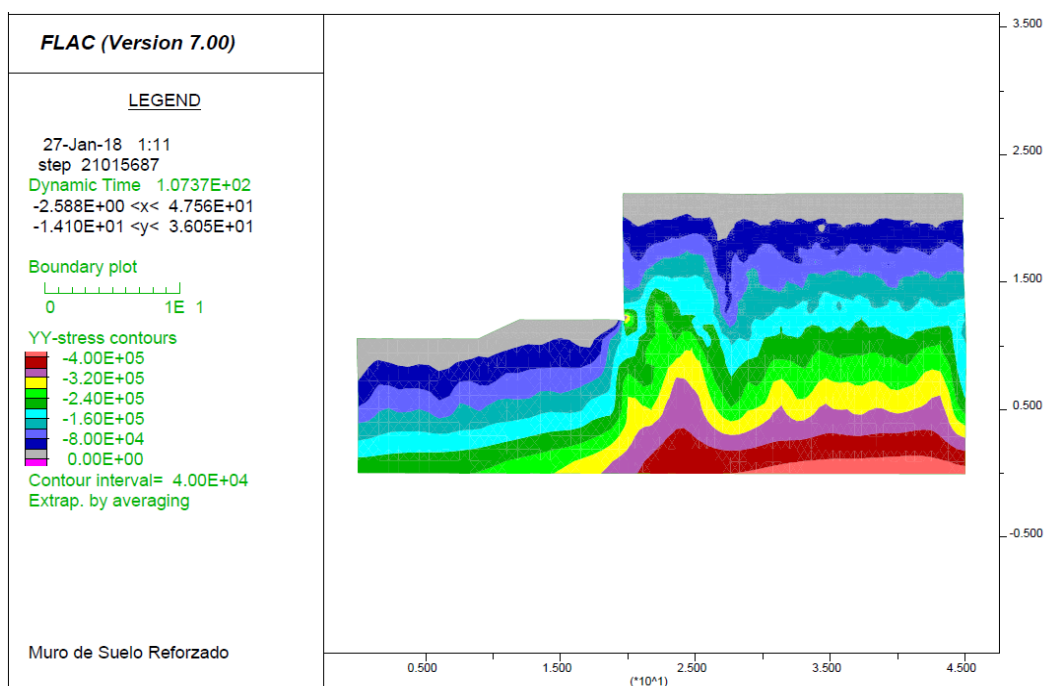
elemento de refuerzo que evite una deformación excesiva al pie del muro, lo que en la práctica ingenieril corresponde a un mejoramiento de las primeras capas del suelo de fundación.

Se recomienda estimar la cantidad de ciclos de cómputo que se ejecutarán, de acuerdo con el delta de tiempo, el cual es dado por el programa de acuerdo al tamaño de la malla.

El análisis dinámico fue ejecutado para dos sismos sintéticos correspondientes a un periodo de retorno de 100 años y 475 años, los cuales fueron previamente obtenidos en el capítulo 3. A continuación se muestran los resultados obtenidos.

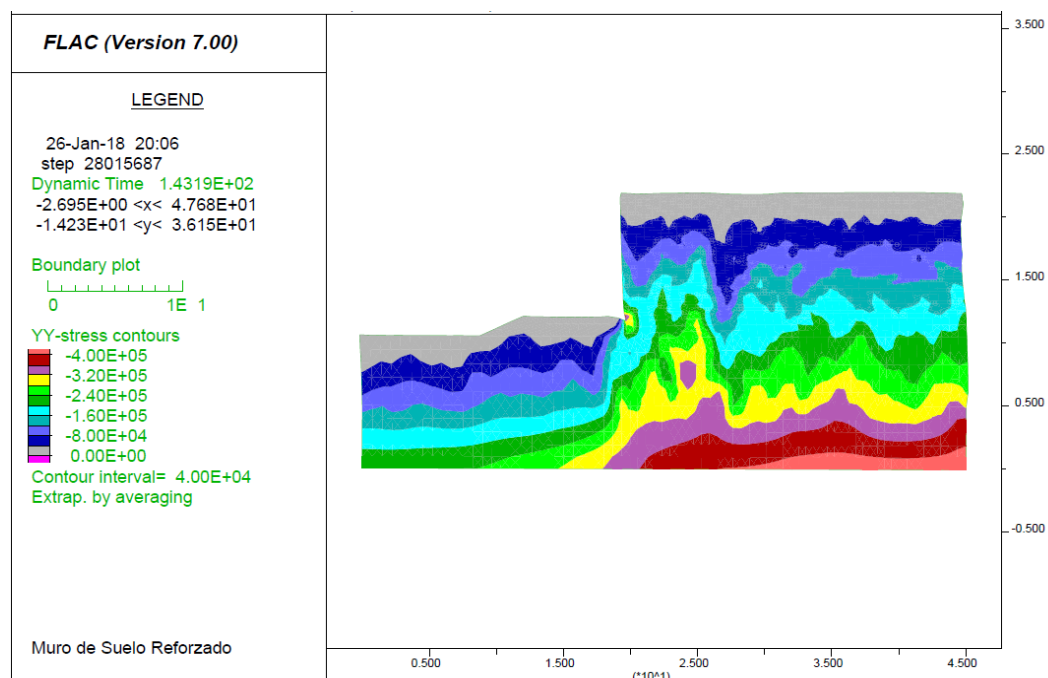
5.2.2.1 Resultados obtenidos – Términos de esfuerzos verticales

A continuación, se muestra los esfuerzos efectivos verticales (SYY) en la zona del muro de suelo reforzado. Después de haber sido sometido a un sismo de 70 s, se observa las zonas de cambio de rigideces (es decir, las interfases entre fachada, suelo reforzado y suelo retenido muestran las principales variaciones de esfuerzos).



Fuente: Propia

Figura 5.10 Esfuerzos SYY, al finalizar el análisis dinámico para un Tr=100 años



Fuente: Propia

Figura 5.11 Esfuerzos SYY, al finalizar el análisis dinámico para un $T_r=475$ años

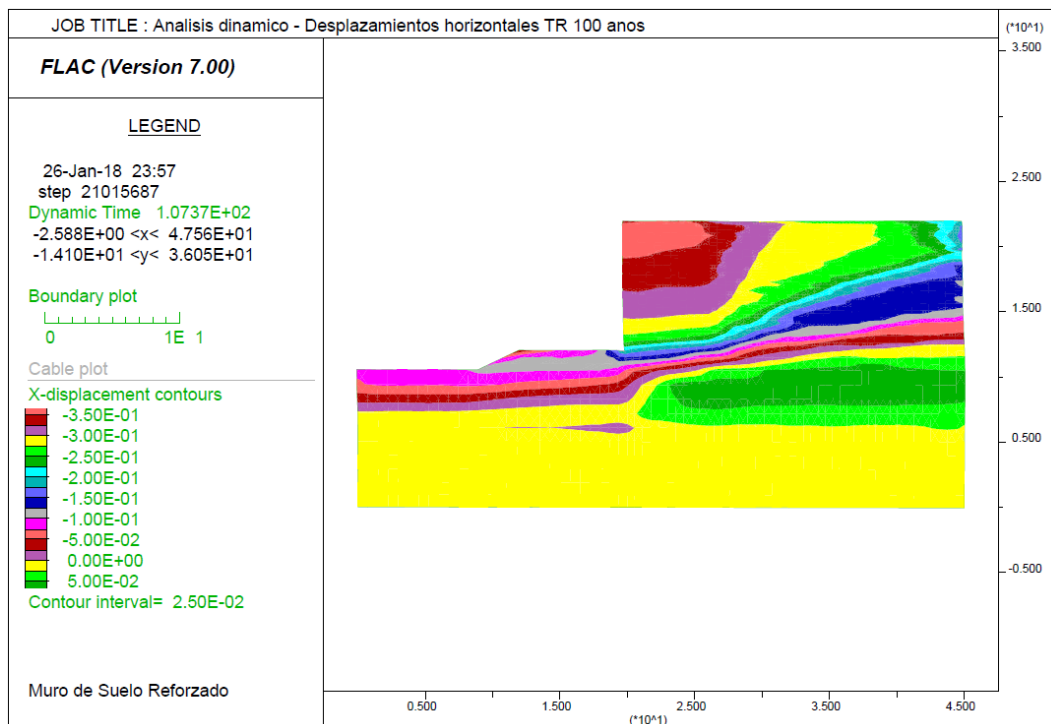
De la Figura 5.10 y Figura 5.11 se observa que aparece una concentración de esfuerzos al pie del MSR, al igual que la zona del suelo retenido (espalda del MSR).

5.2.2.2 Resultados obtenidos – Desplazamientos laterales del muro

Los desplazamientos horizontales permanentes obtenidos son menores a 35 cm y 75 cm en la cresta del MSR, para los sismos de 100 y 475 años de periodo de retorno, respectivamente; pero si los comparamos con los desplazamientos horizontales en la base del muro (20 cm y 35 cm), se tiene un desplazamiento horizontal relativo de la fachada del MSR con respecto a la base de 15 cm y 40 cm, respectivamente. De acuerdo con lo observado en la figura 5.12 y figura 5.13, estos valores corresponden a un 1.5 y 3 % la altura total del MSR, respectivamente.

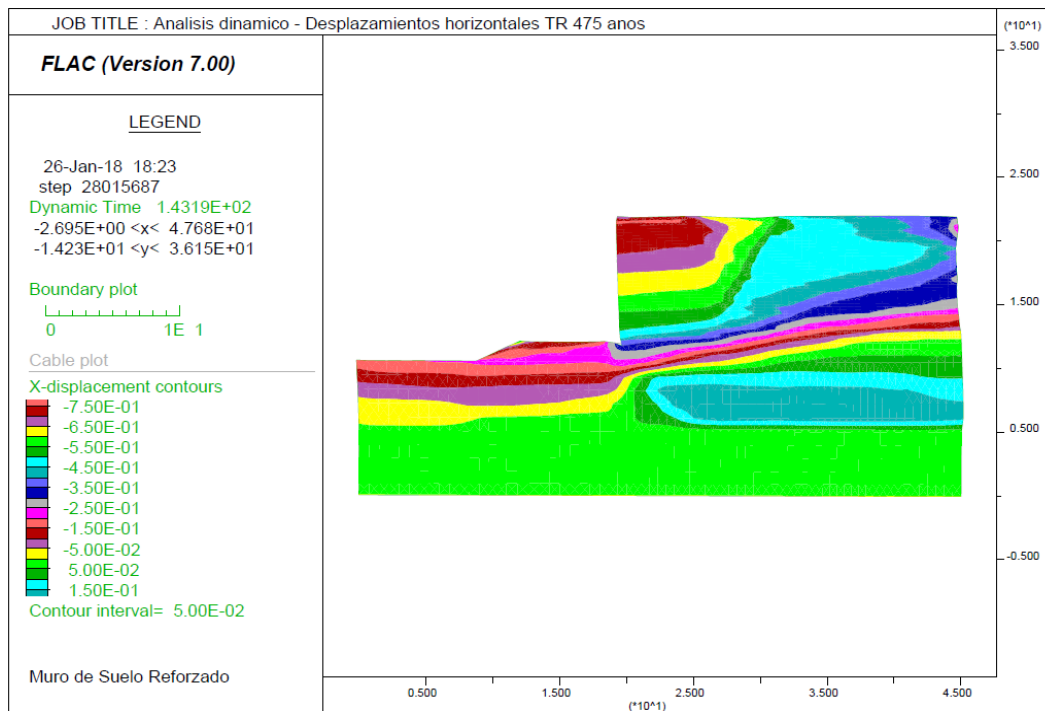
Así mismo, se observa que el muro del suelo reforzado tiene un ligero movimiento hacia adelante, lo que ocasiona una disminución de esfuerzos en la parte trasera del bloque de suelo reforzado. Es importante notar que la zona más crítica en un análisis dinámico - tiempo historia en un MSR, son las deformaciones que se dan en la base del muro, ya que estas son las que harán que el muro tienda a fallar por volteo.

Por otro lado, en la figura 5.14 y la figura 5.15 se presentan los desplazamientos verticales obtenidos para los análisis dinámicos sometidos a sismos sintéticos correspondientes a los periodos de retorno de 100 y 475 años, siendo estos valores de 7.5 cm y 25 cm, respectivamente. Los desplazamientos máximos se presentan detrás de la zona de suelo reforzado, alcanzando valores de 12.5 cm y 30.5 cm respectivamente (asentamiento de la plataforma del MSR).



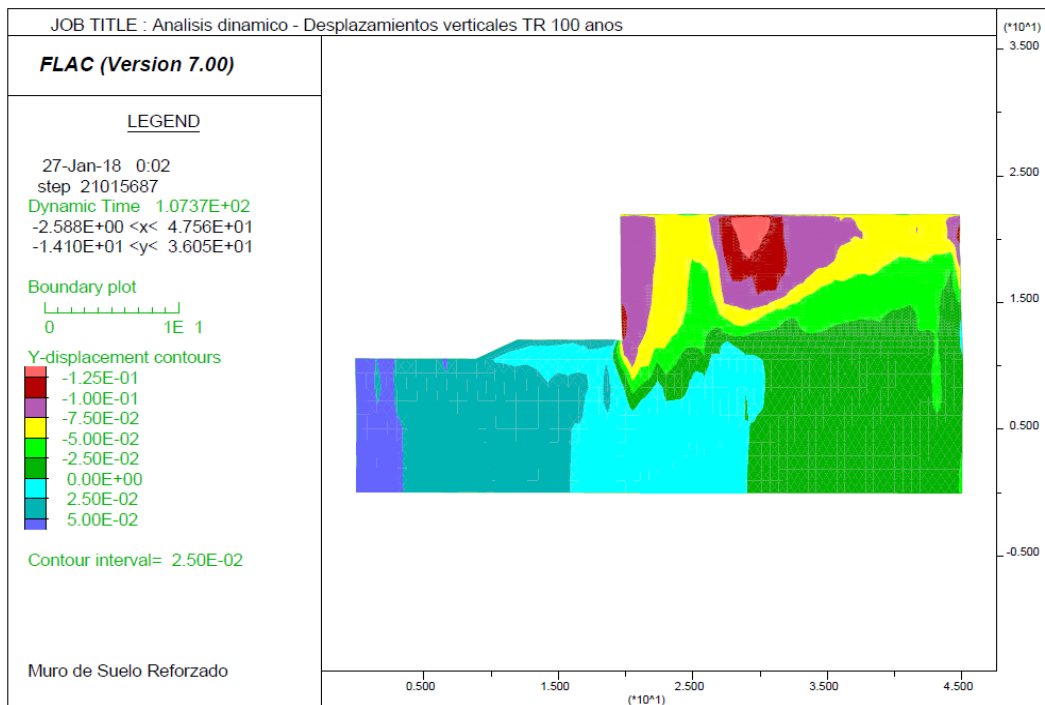
Fuente: Propia

Figura 5.12 Desplazamientos horizontales, al finalizar el análisis dinámico para $T_r=100$ años



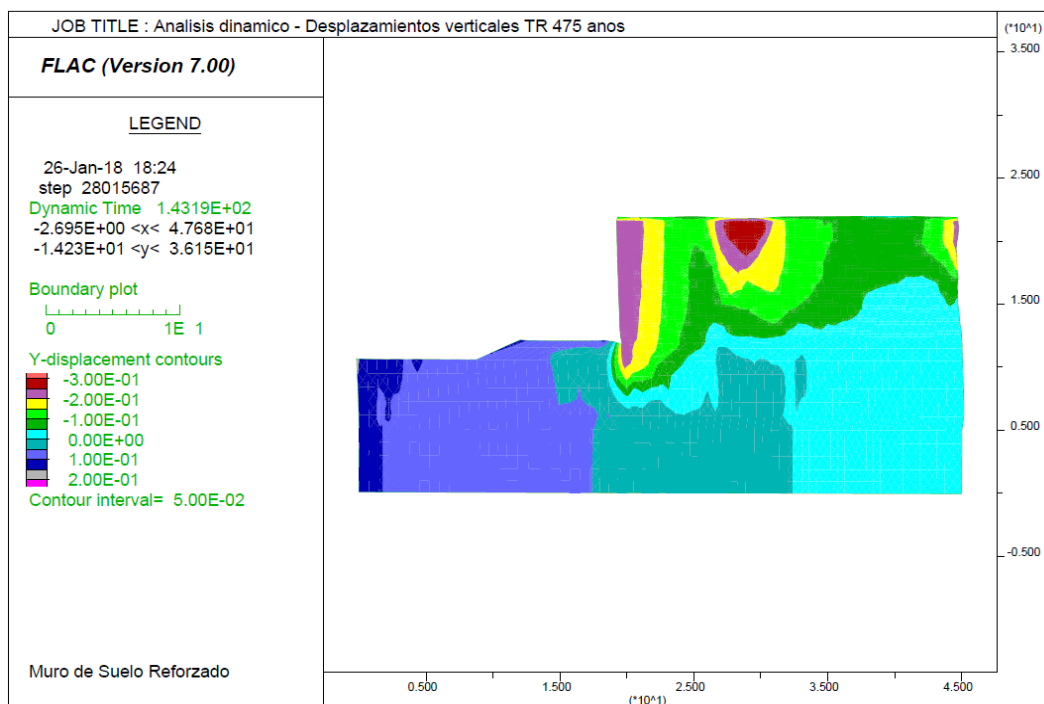
Fuente: Propia

Figura 5.13 Desplazamientos horizontales, al finalizar el análisis dinámico para Tr=475años



Fuente: Propia

Figura 5.14 Desplazamientos verticales, al finalizar el análisis dinámico para Tr=100años



Fuente: Propia

Figura 5.15 Desplazamientos verticales, al finalizar el análisis dinámico para Tr=475años

Para evitar que el modelo falle por el refuerzo, la geomalla fue fijada a la malla en la fachada del muro. Esto es posible de la siguiente forma, cuando se define el refuerzo, la estructura es ingresada por nodos, en caso que sea fijo es necesario que se indique grid m,n, mientras que si no es fijo se puede escribir como x,y.

5.2.2.3 Resultados obtenidos – Desplazamientos relativos entre capas de refuerzo.

El programa FLAC, mediante el lenguaje de programación FISH permite definir variables adicionales que no están predefinidas. Es así como se configura el cálculo de desplazamientos relativos entre capas o puntos verticales; para ello se identifica el nodo de la malla en el que las geomallas estarán fijadas. Considerando la primera capa como (i, j_{c1}); la segunda como (i, j_{c2}), y así sucesivamente, se propone la siguiente programación (Ver Ec. 5.3 y la figura 5.16):

$$X_{rel1} = X_{DISP}(i, j_{c2}) - X_{DISP}(i, j_{c1})$$

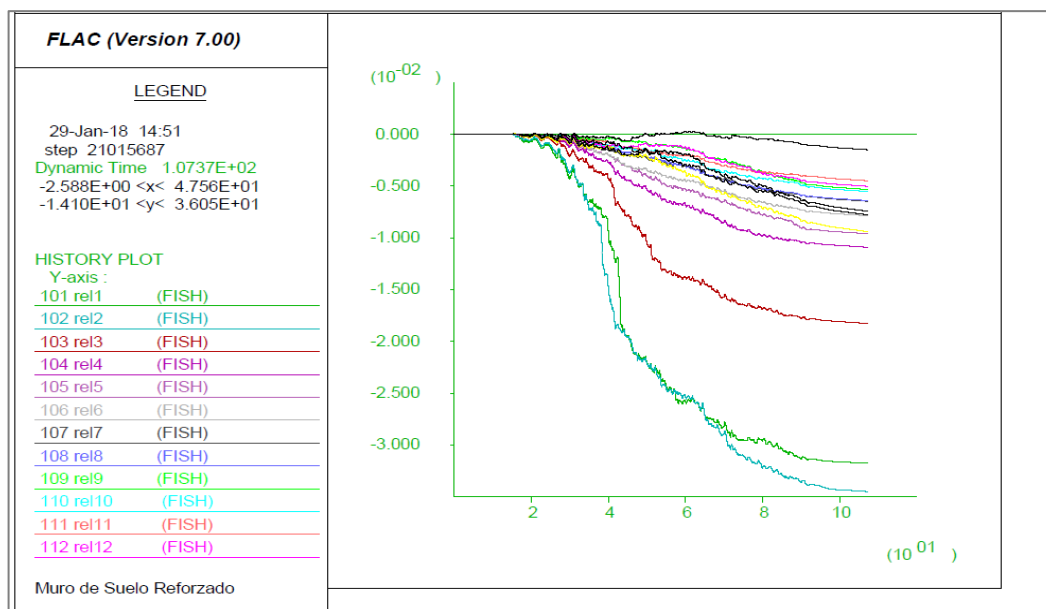
Ec. 5.3

rel1 = xdisp (28,15) – xdisp (28,14)	28.54 29.54 30.54 31.54 32.54 33.54 34.54 35.54 36.54 37.54 38.54 39.54 40.54 41.54
rel2 = xdisp (28,17) – xdisp (28,15)	28.53 29.53 30.53 31.53 32.53 33.53 34.53 35.53 36.53 37.53 38.53 39.53 40.53 41.53
rel3 = xdisp (28,19) – xdisp (28,17)	28.52 29.52 30.52 31.52 32.52 33.52 34.52 35.52 36.52 37.52 38.52 39.52 40.52 41.52
rel4 = xdisp (28,21) – xdisp (28,19)	28.51 29.51 30.51 31.51 32.51 33.51 34.51 35.51 36.51 37.51 38.51 39.51 40.51 41.51
rel5 = xdisp (28,23) – xdisp (28,21)	28.50 29.50 30.50 31.50 32.50 33.50 34.50 35.50 36.50 37.50 38.50 39.50 40.50 41.50
rel6 = xdisp (28,25) – xdisp (28,23)	28.49 29.49 30.49 31.49 32.49 33.49 34.49 35.49 36.49 37.49 38.49 39.49 40.49 41.49
rel7 = xdisp (28,27) – xdisp (28,25)	28.48 29.48 30.48 31.48 32.48 33.48 34.48 35.48 36.48 37.48 38.48 39.48 40.48 41.48
rel8 = xdisp (28,29) – xdisp (28,27)	28.47 29.47 30.47 31.47 32.47 33.47 34.47 35.47 36.47 37.47 38.47 39.47 40.47 41.47
rel9 = xdisp (28,31) – xdisp (28,29)	28.46 29.46 30.46 31.46 32.46 33.46 34.46 35.46 36.46 37.46 38.46 39.46 40.46 41.46
rel10 = xdisp (28,33) – xdisp (28,31)	28.45 29.45 30.45 31.45 32.45 33.45 34.45 35.45 36.45 37.45 38.45 39.45 40.45 41.45
rel11 = xdisp (28,35) – xdisp (28,33)	28.44 29.44 30.44 31.44 32.44 33.44 34.44 35.44 36.44 37.44 38.44 39.44 40.44 41.44
rel12 = xdisp (28,37) – xdisp (28,35)	28.43 29.43 30.43 31.43 32.43 33.43 34.43 35.43 36.43 37.43 38.43 39.43 40.43 41.43
rel13 = xdisp (28,41) – xdisp (28,37)	28.42 29.42 30.42 31.42 32.42 33.42 34.42 35.42 36.42 37.42 38.42 39.42 40.42 41.42
rel14 = xdisp (28,45) – xdisp (28,41)	28.41 29.41 30.41 31.41 32.41 33.41 34.41 35.41 36.41 37.41 38.41 39.41 40.41 41.41
rel15 = xdisp (28,49) – xdisp (28,45)	28.40 29.40 30.40 31.40 32.40 33.40 34.40 35.40 36.40 37.40 38.40 39.40 40.40 41.40
rel16 = xdisp (28,51) – xdisp (28,49)	28.39 29.39 30.39 31.39 32.39 33.39 34.39 35.39 36.39 37.39 38.39 39.39 40.39 41.39
	28.38 29.38 30.38 31.38 32.38 33.38 34.38 35.38 36.38 37.38 38.38 39.38 40.38 41.38
	28.37 29.37 30.37 31.37 32.37 33.37 34.37 35.37 36.37 37.37 38.37 39.37 40.37 41.37
	28.36 29.36 30.36 31.36 32.36 33.36 34.36 35.36 36.36 37.36 38.36 39.36 40.36 41.36
	28.35 29.35 30.35 31.35 32.35 33.35 34.35 35.35 36.35 37.35 38.35 39.35 40.35 41.35
	28.34 29.34 30.34 31.34 32.34 33.34 34.34 35.34 36.34 37.34 38.34 39.34 40.34 41.34
	28.33 29.33 30.33 31.33 32.33 33.33 34.33 35.33 36.33 37.33 38.33 39.33 40.33 41.33
	28.32 29.32 30.32 31.32 32.32 33.32 34.32 35.32 36.32 37.32 38.32 39.32 40.32 41.32
	28.31 29.31 30.31 31.31 32.31 33.31 34.31 35.31 36.31 37.31 38.31 39.31 40.31 41.31
	28.30 29.30 30.30 31.30 32.30 33.30 34.30 35.30 36.30 37.30 38.30 39.30 40.30 41.30
	28.29 29.29 30.29 31.29 32.29 33.29 34.29 35.29 36.29 37.29 38.29 39.29 40.29 41.29
	28.28 29.28 30.28 31.28 32.28 33.28 34.28 35.28 36.28 37.28 38.28 39.28 40.28 41.28
	28.27 29.27 30.27 31.27 32.27 33.27 34.27 35.27 36.27 37.27 38.27 39.27 40.27 41.27
	28.26 29.26 30.26 31.26 32.26 33.26 34.26 35.26 36.26 37.26 38.26 39.26 40.26 41.26
	28.25 29.25 30.25 31.25 32.25 33.25 34.25 35.25 36.25 37.25 38.25 39.25 40.25 41.25
	28.24 29.24 30.24 31.24 32.24 33.24 34.24 35.24 36.24 37.24 38.24 39.24 40.24 41.24
	28.23 29.23 30.23 31.23 32.23 33.23 34.23 35.23 36.23 37.23 38.23 39.23 40.23 41.23
	28.22 29.22 30.22 31.22 32.22 33.22 34.22 35.22 36.22 37.22 38.22 39.22 40.22 41.22
	28.21 29.21 30.21 31.21 32.21 33.21 34.21 35.21 36.21 37.21 38.21 39.21 40.21 41.21
	28.20 29.20 30.20 31.20 32.20 33.20 34.20 35.20 36.20 37.20 38.20 39.20 40.20 41.20
	28.19 29.19 30.19 31.19 32.19 33.19 34.19 35.19 36.19 37.19 38.19 39.19 40.19 41.19
	28.18 29.18 30.18 31.18 32.18 33.18 34.18 35.18 36.18 37.18 38.18 39.18 40.18 41.18
	28.17 29.17 30.17 31.17 32.17 33.17 34.17 35.17 36.17 37.17 38.17 39.17 40.17 41.17
	28.16 29.16 30.16 31.16 32.16 33.16 34.16 35.16 36.16 37.16 38.16 39.16 40.16 41.16
	28.15 29.15 30.15 31.15 32.15 33.15 34.15 35.15 36.15 37.15 38.15 39.15 40.15 41.15
	28.14 29.14 30.14 31.14 32.14 33.14 34.14 35.14 36.14 37.14 38.14 39.14 40.14 41.14

Fuente: Propia

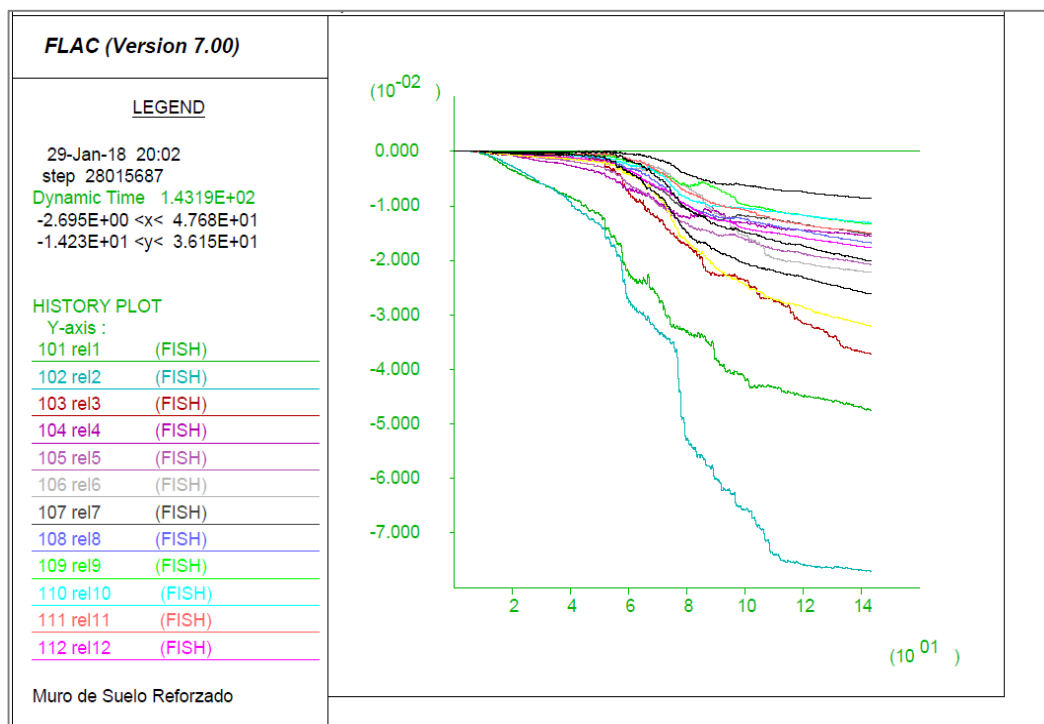
Figura 5.16 Configuración para cálculo de desplazamientos relativos

La figura 5.17 muestra este cálculo de desplazamientos relativos (m) durante la duración del evento sísmico (tiempo – segundos).



Fuente: Propia

Figura 5.17 Desplazamientos relativos entre capas en la fachada del MSR - TR=100 años



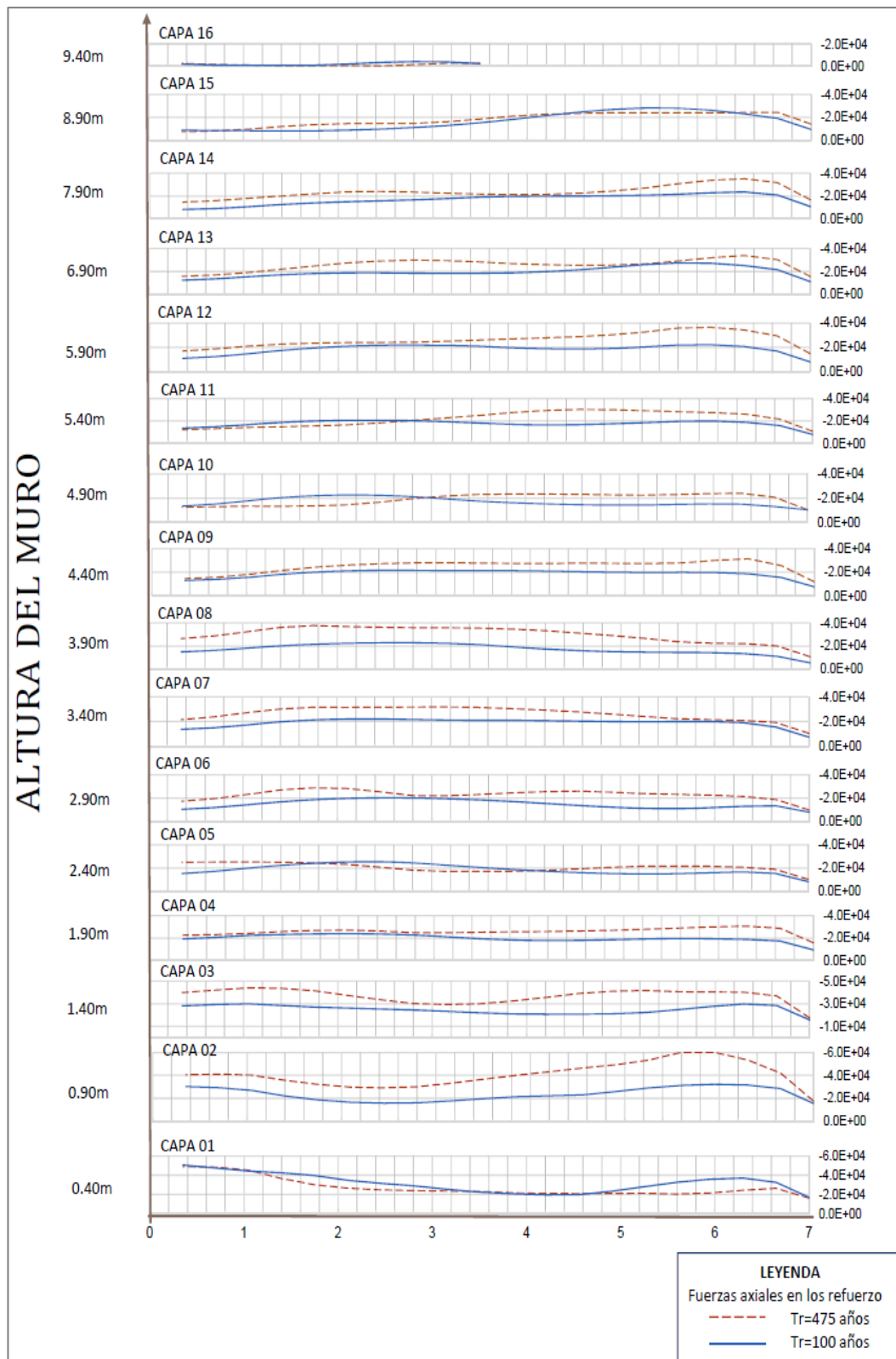
Fuente: Propia

**Figura 5.18 Desplazamientos relativos entre capas en la fachada del MSR -
TR=475 años**

De la figura 5.17 se observa que el desplazamiento máximo entre capa y capa de refuerzo es de 3.5 cm; mientras que en la figura 5.18 se observa que el desplazamiento máximo entre capa y capa es de 8 cm; correspondiendo estas figuras a los resultados obtenidos de los análisis dinámicos para sismos sintéticos ajustados a los espectros de diseño para un periodo de retorno de 100 y 475 años.

5.2.2.4 Resultados obtenidos –Fuerzas axiales en los refuerzos

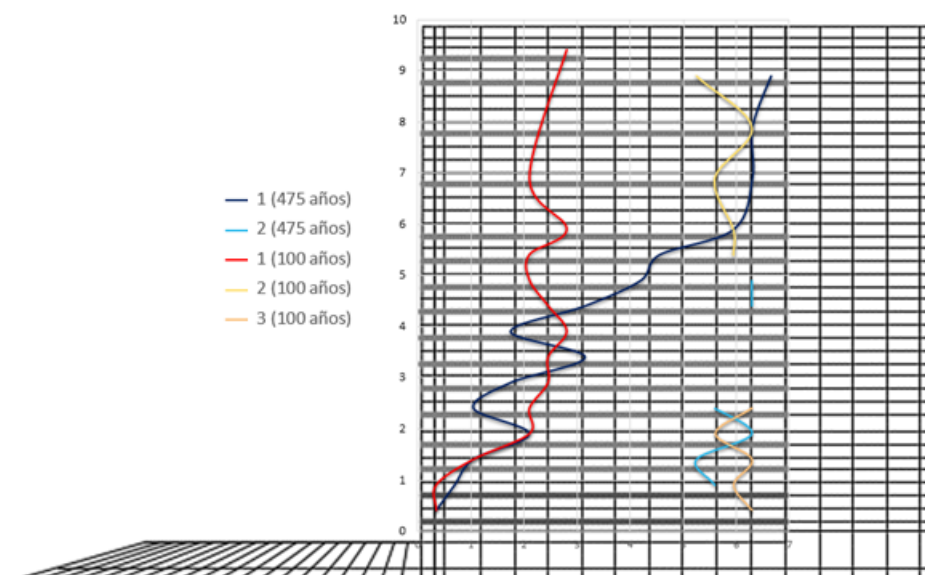
Se extrajeron los valores de las fuerzas axiales máximas generadas en los elementos de refuerzo (Ver Anexo E), todos los valores estuvieron por debajo del valor de la máxima tensión, tal como se muestra en la figura 5.19. En el caso de la capa 1 (0.4 m de la base), el valor obtenido fue menor de 50 kN que es menor al 50% de la tensión última del refuerzo (120 kN) en esa capa; en la capa 3 (1.4 m de la base), el valor obtenido fue menor de 30 kN que es menor al 35% de la tensión última del refuerzo (90 kN) en esa capa; y en la capa 13 (6.9 m de la base), el valor obtenido de 28 kN fue menor al 50% de la tensión última del refuerzo (60 kN) en esa capa. De los valores obtenidos, se observa que el muro de suelo reforzado no podría fallar por deslizamiento de la cara del muro.



Fuente: Propia

Figura 5.19 Fuerzas axiales (N) a lo largo de cada refuerzo, al final del análisis dinámico para un sismo sintético obtenido para un tiempo de retorno de 100 y 475 años.

En el presente modelo, los refuerzos se denominaron como cable1, cable2, y así sucesivamente hasta el cable 16, ubicados a 0.4, 0.9, y así sucesivamente hasta 9.4 veces la altura del MSR. Luego se identificó a qué distancia del refuerzo se da la máxima tracción, se conectaron los puntos y se obtuvo la posible línea de falla en caso de que la falla ocurra por rotura del refuerzo para el análisis dinámico con un sismo de 100 años y de 475 años, tal como se observa en la figura 5.20.



Fuente: Propia

Figura 5.20 Ubicación de los puntos donde se registran las máximas fuerzas axiales en las geomallas

Para el modelamiento geotécnico se tiene 3 tipos de geomallas uniaxiales, las cuales se caracterizan por su máxima resistencia a la tensión, geoméricamente esto es resistido por un ancho de 1 m. El programa permite indicar el número de tiras o cables por metro; sin embargo, también está la opción de considerarla continua en dirección perpendicular al plano de análisis, siendo esta última la opción escogida, debido a que las geomallas uniaxiales son como láminas con aberturas, cuyos parámetros de resistencia se han obtenido en ensayos de tracción, donde la fuerza cortante aplicada es distribuida en un área (independientemente de cómo sea la configuración de aberturas de la geomalla).

Cada elemento estructural se dividió en 10 segmentos, y por segmento se obtuvo los resultados. Para un análisis más detallado se incrementa el número de estos, sin embargo, ello implica un mayor tiempo en la ejecución del cálculo.

5.3 RESULTADOS ENCONTRADOS POR OTROS AUTORES EN PROBLEMAS SEMEJANTES

Rowe y Skinner, (2011) presentaron el análisis numérico de un MSR de 8 m de altura con fachada de bloques de concreto, construido sobre una base de suelo estratificado, conformado por una primera capa de relleno controlado, luego una arena limosa de 3 m de potencia, luego una capa de arcilla de 1.3 m, seguido de 1.75 m de arena fina, y por debajo capas intercaladas de arena fina y arcilla dura. Se observó que las variaciones en los desplazamientos calculados a lo largo de la base del muro eran atribuidas al efecto de los valores de rigidez de varios materiales en la base. Se comentó que los esfuerzos verticales a lo largo de la base del muro en términos de tendencia general representaban lo ocurrido en el ensayo físico a escala reducida, aunque la magnitud pudo haber sido sobreestimada. La medida de las deformaciones en las capas de refuerzo fue menor a 1.5% (10 kN/m en términos de fuerza tensional) lo cual está muy por debajo de la resistencia de diseño, la cual fue de 29.4 kN/m. En general estos autores comentan que efectivamente ocurre la transmisión de cargas entre capas de refuerzo, lo cual permite una reducción de las presiones laterales en condiciones estáticas, lo cual se refleja en los desplazamientos obtenidos; ellos encontraron que para 8 m de altura del muro, se detectaron hasta 9 cm de desplazamiento lateral a la mitad de la altura del muro, cuando modelaron un MSR sobre una base flexible, y hasta 3 cm de desplazamiento lateral a $\frac{3}{4}$ de altura de muro, cuando modelaron un MSR sobre una base rígida.

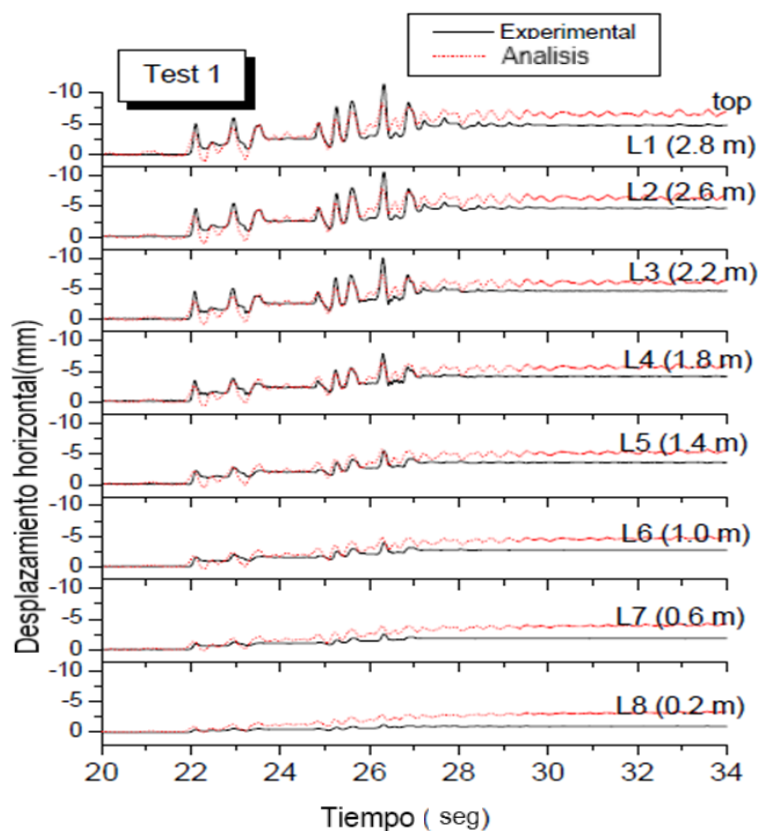
Pamuk (2004) realizó la recopilación de datos del comportamiento de un sistema de MSR de 10 m de altura previamente instrumentado durante el año 1999, después del sismo de Kocaeli ($a_{\text{máx}}=400 \text{ cm/s}^2$), en Turquía, por lo que la información recogida refleja un comportamiento real de muro con fachadas de bloque de concreto. En esta investigación se detalla qué factores causaron daños en el sistema MSR sometido a grandes movimientos sísmicos; los desplazamientos registrados fueron de unos 25-30 cm tanto horizontalmente como verticalmente; es decir entre 2.5- 3.0% de la altura. Estos valores excedían el máximo permitido, lo que ocasionó rotura en los puntos de conexión; sin embargo, la estructura geotécnica no colapsó.

Burke et al. (2014) presentaron la respuesta sísmica de un MSR de 2.8 m de altura reforzado con geomalla cada 0.20 m, evaluado a escala reducida, sometido a una fuerza sísmica ($a_{m\acute{a}x}=0.40g$), con una configuración de refuerzos intercalando refuerzos de mayor y menor resistencia y/o longitud. La longitud máxima del refuerzo fue 73% la altura total. El MSR fue analizado mediante un programa de elementos finitos; los resultados mostraron una buena aproximación de la simulación dinámica con los resultados obtenidos en el ensayo a escala. Los desplazamientos encontrados se observan en la figura 5.21, donde el máximo observado fue de 1cm, lo que representa el 0.35%.

Anastasopoulos et al. (2010) realizaron ensayos a escala reducida de muros de suelo reforzado de 37.5 cm de altura (equivalentes a 7.5 m en escala real) sobre una mesa vibratoria, sometidos a grandes aceleraciones; para ello emplearon registros reales cuyos valores máximos fueron 0.53 g (Lefkada-1973), 0.27 g (Kalamata-1986), 0.42 g (Lefkada-2003), y 0.84 g (Rinaldi 228 record, Northridge-1994). La primera conclusión es que los refuerzos flexibles absorbieron las deformaciones cortantes, en comparación con los refuerzos rígidos. Lo segundo que se concluyó fue que los desplazamientos laterales de muros de suelo reforzado están conformados por dos componentes, un componente oscilatorio que está relacionado a la respuesta inercial elástica del sistema, y una componente permanente o acumulativa que puede entenderse como la acumulación de los desplazamientos a causa del deslizamiento del bloque de muro de suelo reforzado que se encuentra en la zona activa de falla. Durante el ensayo del MSR con refuerzo flexible (movimiento sísmico de $a_{m\acute{a}x}=0.42$ g), se obtuvo una deformación máxima de 6 cm; sin embargo, la deformación relativa de la cara del muro fluctuó entre 2 y 4 cm, lo cual representa el 10.7% la altura del modelo.

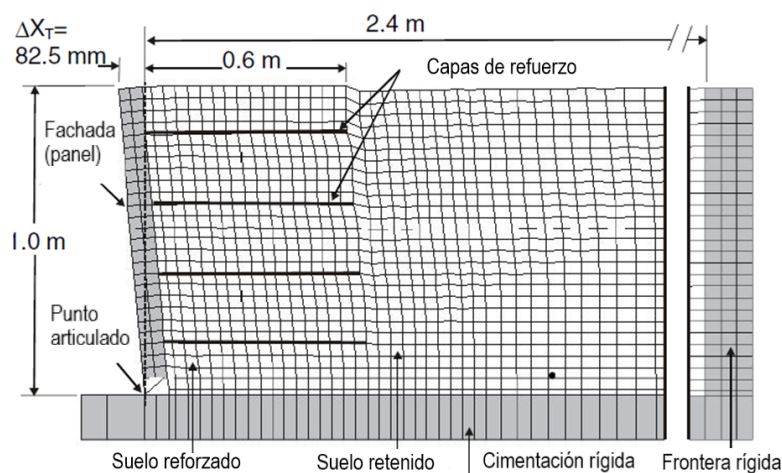
En el 2004, un trabajo conjunto entre Emma, Bathurst y Hitami reportó un análisis dinámico por métodos de diferencias finitas en el programa FLAC y se comparó con resultados medidos en un modelo a escala; se encontró que las zonas de corte del modelo numérico están en concordancia con la superficie de falla calculada usando el método pseudoestático, para aceleraciones menores a 0.27 g. Así mismo encontraron que el método tiende a subestimar el volumen de la zona de corte. Sus resultados denotaron que las capas de refuerzo de la parte inferior del muro son muy importantes debido a las fuerzas de resistencia sísmica

que se generan. En la figura 5.22 se puede observar cómo fue la concepción del modelo en escala reducida para el análisis numérico en FLAC, así mismo se observa que el resultado de la deformación horizontal máxima fue de 8.25 cm, lo que representa un 8.25% de una altura de 1m.



Fuente: Burke et al. (2014)

Figura 5.21 Desplazamientos horizontales en la cara del muro



Fuente: Emma et al. (2004)

Figura 5.22 Configuración del modelo y malla deformada para corroborar resultados de un modelo en escala reducida.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Los muros de suelo reforzado (MSR) con geosintéticos tales como geotextiles y geomallas han pasado de ser considerados estructuras temporales a permanentes por su buen desempeño ante acciones estáticas y especialmente dinámicas (sísmicas). Diversas metodologías han sido usadas para explicar el comportamiento de este tipo de estructura, siendo los análisis tenso-deformación los que más información nos brindan.

De la revisión de la normativa existente, se concluye que el diseño de los MSR deberá seguir la normativa internacional, ya que en el Perú no se cuenta con una norma de diseño para este tipo de estructuras, sólo existen algunas recomendaciones constructivas dentro del manual de carreteras del MTC.

Asimismo, cabe señalar que la norma no establece un valor máximo de deformación para casos dinámicos, sino que indica que este está en función del tipo de fachada y de lo que soporta la estructura a construir sobre la plataforma. Para la situación planteada en la presente investigación, las estructuras tienen carácter temporal, típicas de la infraestructura minera, el tiempo es determinado de acuerdo con los requisitos de cada mina. Si las estructuras a construir son sensibles a la deformación la solución geotécnica deberá ser más rígida.

La ejecución de análisis numéricos exhaustivos, como son los análisis dinámicos por el método de diferencias finitas permite conocer el comportamiento del MSR frente a sollicitaciones sísmicas en términos de esfuerzo y deformación. Sin embargo, se concluye que el análisis dinámico será representativo en la medida que los parámetros ingresados reflejen un comportamiento real basados en ensayos de los materiales y de la interacción suelo-estructura.

De acuerdo con la literatura técnica revisada, el método de equilibrio límite usado para los análisis pseudoestáticos puede resultar excesivamente conservador y no aporta información sobre el desempeño en términos de deformación, por lo que los métodos de análisis de deformaciones por métodos simplificados o métodos numéricos se justifican según la importancia de la futura estructura. Decimos que puede ser conservador, porque los elementos de refuerzo son caracterizados acorde con la tensión de diseño a largo plazo, lo que implica reducir en más de un 40%, aun así, las fuerzas generadas en la simulación no superaron las tensiones de diseño de acuerdo con los análisis.

La normativa internacional sugiere que para zonas sísmicas la longitud de refuerzo de 0.8 veces la altura, sin embargo, para la presente investigación se realizó el diseño sólo considerando una longitud de refuerzo de 0.7 veces la altura, donde se encontró que, pese a las grandes deformaciones obtenidas, la estructura no colapsó en la simulación. De seguir esta recomendación se esperarían desplazamientos menores a los obtenidos.

Diseñar el MSR para una altura máxima y extender la configuración de refuerzos a lo largo del perfil del muro, no siempre será el más desfavorable como se observó en la presente investigación. En este caso, fue el diseño para una altura de 9.5m el caso más desfavorable, lo que obligó a incrementar la resistencia del refuerzo de la capa 2 para un diseño de muro de suelo reforzado de 10m.

De la verificación de la estabilidad interna del MSR se concluye que la verificación de la estabilidad por tracción del refuerzo es la más crítica, y es donde se reportó el menor factor de seguridad, es decir 1.28 en la 6ta capa ubicada a 3 m medidos desde la base del MSR de 10 m de altura; cabe indicar que esto sucede para un tipo de muro de suelo reforzado con fachada flexible, y no se puede generalizar para otros casos.

Los factores de seguridad obtenidos por equilibrio límite para el MSR fueron de 1.7 y 1.1 para condición estática y pseudoestática respectivamente, dichos valores cumplen con lo mínimo requerido de acuerdo en la normativa vigente; es decir los resultados fueron mayores a 1.3 en el caso estático y mayores a 1 en el caso pseudoestático, de ello se concluye que el MSR es estable para condiciones estáticas y pseudoestáticas.

Para evaluar el MSR en términos de desplazamientos permanentes, se aplicó el método simplificado de Bray y Travasorou (2007), Se obtuvo que existe 0.3% de probabilidad que los desplazamientos permanentes excedan los 35 cm, y 0.7% que exceda los 15 cm. Así mismo, el valor del desplazamiento esperado debería estar según este criterio está entre 3 y 11 cm (siendo estos valores asociados al 84% y 16% de probabilidad de ocurrencia), sin embargo, para el análisis dinámico las deformaciones resultaron mayores, pero no excedieron el valor máximo de 35 cm obtenido por esta teoría.

Los desplazamientos horizontales relativos con respecto a la base del MSR obtenidos mediante el método de diferencias finitas para el caso estático fueron como máximo 2.5 cm, es decir 0.25% la altura del muro; comparable con lo encontrado por otros autores como Rowe y Skinner (2001) que obtuvieron un valor de 0.32% cuando el MSR se apoyaba sobre una base rígida, muy similar al caso del modelo evaluado. La normativa sugiere que para un refuerzo extensible (geomalla uniaxial), y para una relación de L/H de 0.7 el máximo desplazamiento es de 4 cm en condiciones estáticas; por lo tanto, si se compara con el valor obtenido de 2.5 cm concluimos que el MSR en condiciones estáticas tiene un comportamiento satisfactorio.

Para el análisis dinámico la determinación del movimiento sísmico representativo en la base del modelo es un tema importante, debido a que un error en la determinación puede llevar a resultados errados o truncamientos constantes en la corrida debido a las deformaciones excesivas. Aunque usualmente, este problema también puede implicar algún tipo de resonancia, es decir que exista alguna coincidencia entre la frecuencia predominante del registro sísmico y la frecuencia predominante de vibración del modelo, de ser así la configuración de la estructura debería cambiar para cambiar su periodo natural y evitar la resonancia.

Comparando las deformaciones de la malla del modelo en FLAC y los modelos físicos en escala real y escala reducida (estudios llevados por otros autores), se encontró que los MSR se comportan principalmente como un bloque (suelo-refuerzo), tal como se confirmó en el modelamiento geotécnico. Las zonas de interacción suelo-refuerzo donde se encontraba el refuerzo absorbieron los esfuerzos tensionales del suelo gracias a su capacidad de tracción. Los valores de tensión obtenidos están por debajo del 50% del valor de tensión última, para el caso de las geomallas UX-90 y UX-120; y por debajo del 70% en el caso de la geomalla UX-60.

El comportamiento tipo bloque del MSR es evidenciado durante el análisis dinámico debido a que el bloque tiende a hacer un ligero movimiento hacia adelante, lo que ocasiona una disminución de esfuerzos en la parte trasera del bloque de suelo reforzado. De ello se concluye que la zona más crítica en un análisis dinámico de un MSR se encuentra en el suelo de cimentación en la base del muro, dado que en caso de alcanzar deformaciones excesivas (horizontales o verticales), estas son las que harán que el MSR falle por volteo. Aunque en el diseño del MSR, la principal preocupación es que falle a causa del refuerzo (falla por deslizamiento, rotura o arrancamiento); esto no se dio en ninguno de los casos analizados.

Los desplazamientos verticales, producto de las fuerzas geoestáticas actuantes, son de 5 cm en la parte superior, y en la zona de fundación del muro llegan hasta 3 cm; lo cual está dentro del rango propuesto por la norma FHWA-NHI-10-024, la cual indica que el desplazamiento tolerable es de 5 a 10cm al final de la construcción. Un análisis por etapas de construcción hubiera dado un resultado más detallado sobre los asentamientos por etapa producto de la compactación, este efecto se traduciría en términos constructivos en mayor material de relleno para alcanzar la cota proyectada del diseño. Por ello, se puede concluir que el efecto de la compactación ya se encuentra implícito en los parámetros del suelo compactado ingresados para el modelamiento dinámico.

Los análisis dinámicos se llevaron a cabo para un movimiento en la base correspondiente a un acelerograma sintético obtenido para un periodo de retorno de 100 y 475 años. En el primer caso, se obtuvo desplazamientos horizontales de 35 cm en la cresta del muro, que, al compararlos con el desplazamiento en la base del muro de 20 cm, se tiene un desplazamiento horizontal relativo de 15 cm. Lo que corresponde a 1.5% a la altura del muro. Mientras que, en el segundo caso se obtuvieron desplazamientos horizontales de 75 cm en la cresta del muro, pero si lo comparamos con el desplazamiento en la base del muro de 35 cm; se tiene un desplazamiento horizontal relativo de 30cm. Lo que corresponde a 3% a la altura del muro. Los valores de desplazamientos señalados en cada caso son en términos globales de todo el modelo, para determinar si afectará a las construcciones de la parte superior se evalúan las deformaciones locales en la superficie a lo largo de la estructura.

Si comparamos lo presentado por Pamuk (2014) con lo evaluado en la presente tesis, se demuestra que los MSR resisten grandes deformaciones. El caso real descrito por Pamuk, el comportamiento dinámico un MSR de 10 m frente a un movimiento sísmico en 1999, muestra que sí es posible alcanzar un desplazamiento horizontal de hasta 30 cm en la fachada del muro sin colapso; lo que confirma la importancia de este tipo de estructura y su comportamiento flexible ante las deformaciones, gracias a las características de los elementos de refuerzo los cuales absorben los esfuerzos cortantes sin fatigar demasiado al suelo.

Por otro lado, los desplazamientos verticales obtenidos para los análisis dinámicos sometidos a sismos sintéticos correspondientes a los periodos de retorno de 100 y 475 años fueron de 5 cm a 15 cm, respectivamente. Mientras que los valores máximos registrados en la fachada son de 7.5 cm y 20 cm; es decir se tienen desplazamientos relativos verticales en la fachada de 2.5 cm y 5 cm, respectivamente. Así mismo, los desplazamientos verticales máximos que resultaron detrás de la zona de suelo reforzado alcanzaron valores de 12.5 cm y 30.5 cm para el caso de un sismo de 100 y 475 años, respectivamente; si se hace la estimación de desplazamientos relativos se obtiene 7.5 cm y 15 cm, respectivamente. Para evaluar si estos asentamientos son admisibles debe determinarse la susceptibilidad de las estructuras a colocar sobre la superficie del terraplén. Además, en base a este tipo de análisis, podría incluirse un tratamiento especial en la conformación del suelo retenido, o proponerse una mejora en las

propiedades del material, otra consideración sería cambiar el tipo de estructura, o la forma de fijación del refuerzo.

Para evitar la falla por desconexión del refuerzo con la fachada del muro durante el modelamiento dinámico, se concluye que en el programa se debe fijar el elemento cable a la fachada indicando su ubicación en términos i, j (malla) y no en términos de “ x ” y “ y ” durante la definición del elemento.

Por otro lado, se concluye que, si tuviéramos acceso a ensayos especiales en geosintéticos, el modelamiento geotécnico de estas estructuras sería más confiable y más real. Ya que, debido a la falta de información del comportamiento suelo-refuerzo y del refuerzo en sí, la caracterización del material sólo se basó en las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante y los valores empleados por otros investigadores.

Es importante señalar que para los análisis dinámicos se debe indicar la densidad del material de refuerzo del MSR, porque influye en los desplazamientos verticales. Pese a ser importante, las especificaciones técnicas de estos materiales no reportan el valor de la densidad, sino que sólo se enfocan en las propiedades resistentes (tensión última, tensión a largo plazo, factores de reducción y geometría del material); lo cual lleva al modelador a asumir este valor convirtiéndose este parámetro en otra variable asumida que resta confiabilidad al análisis dinámico. Si bien es cierto, el valor de la densidad podría ser calculado manualmente, muchas veces no se cuenta con la muestra física que nos permita estimar un valor.

En la presente tesis los refuerzos de geomallas uniaxiales tuvieron una longitud del 70% de la altura total del MSR; y no lo que la norma FHWA recomienda para zonas sísmicas (0.8H). Aun así, al finalizar el análisis, se observó que los refuerzos resistieron adecuadamente los esfuerzos cortantes, ninguno superó su tensión última (es decir, ninguno llegó a la rotura); sin embargo, de haberse incrementado la longitud de los refuerzos, los resultados de las deformaciones hubieran sido menores a los obtenidos. Por lo tanto, si la estructura a construir es sensible a las deformaciones, una opción para reducir las deformaciones es incrementar las longitudes de refuerzos, y los espaciamientos entre los mismos u optar por otra alternativa como son los muros de contención de concreto armado, que son más rígidos.

De los análisis dinámicos realizados se concluye que los factores más importantes en la reducción de las deformaciones permanentes en un muro MSR sometido a acción sísmica son en primer lugar la longitud del refuerzo en la estructura MSR (se basa en la altura del muro); en segundo lugar, la resistencia cortante del suelo reforzado (relleno entre refuerzos), y en tercer lugar el movimiento en la base del modelo. Si se analiza cuidadosamente estos tres factores puede evitarse la falla por volteo en el análisis global. Acorde a lo observado, el efecto de sitio para cada estación donde se registran los acelerogramas, puede influir en la obtención del acelerograma sintético, generando señales amplificadas para ciertos periodos.

Finalmente, de la información revisada y presentada en la presente tesis, así como la exposición de resultados del análisis dinámico del MSR de 10 m de altura, se concluye que los suelos reforzados tienen un buen desempeño sísmico. Sin embargo, se precisa de más investigaciones que nos permitan caracterizar mejor a los elementos de refuerzo, el comportamiento de la interfase suelo-refuerzo, y a los parámetros dinámicos del suelo, y determinar con mayor certidumbre los datos de ingreso del modelo. Ya que los ensayos actualmente usados son muy básicos y poco representativos para hacer una evaluación más detallada, estos datos siempre deben ser complementados con datos obtenidos de la bibliografía.

6.2 RECOMENDACIONES

Para el modelamiento geotécnico se recomienda identificar las variables primarias, en este caso los desplazamientos, y las variables secundarias, es decir las velocidades y aceleraciones. Ya que los resultados obtenidos para estas variables pueden ser comparados con resultados y datos de otros autores.

Se requiere contar con una normativa nacional para el diseño y construcción de los muros MSR, considerando la aplicabilidad que se da este tipo de obras en nuestro país y las condiciones a las que están sujetos los diseños.

El predimensionamiento del MSR requiere ser propuesto acorde a la funcionalidad que deberá cumplir la estructura, por ello es importante para el diseño presentar previamente secciones donde se visualice la información existente y las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas, sísmicas e hidrológicas del sitio, de forma que se seleccionen adecuadamente los parámetros para el modelo a simular. Asimismo, se recomienda realizar el diseño de la configuración del refuerzo para la altura máxima del muro, y para dos alturas menores, es decir si la altura máxima es H, deberá realizarse también el diseño para H-0.5m y para H-1.0m; de tal forma que la optimización de la colocación de refuerzos para la máxima altura no afecte otras zonas donde la altura de la estructura fuera menor.

Las estructuras con 90° de verticalidad son más propensas a fallar por volteo ante movimientos sísmicos, por lo cual se recomienda tender el talud hasta 75° de ser posible, también se recomienda antes de la construcción mejorarse el suelo de fundación, rigidizándolo de manera que se eviten asentamientos excesivos en la base.

Se recomienda continuar la investigación en este tipo de muros, para establecer el orden de importancia de los parámetros involucrados, realizando estudios paramétricos de sensibilidad.

El modelamiento en el programa FLAC constó de dos etapas, el análisis estático y el análisis dinámico; se recomienda y considera indispensable antes de iniciar el análisis dinámico, redefinir los desplazamientos estáticos a cero (para fines de cálculo), manteniendo la malla deformada; es decir, los resultados finales deben incluir los desplazamientos registrados en ambas etapas.

La inclusión de la presión de compactación por capas para la constitución del muro de suelo reforzado no fue el alcance de la presente tesis; sin embargo, autores como Yu et al. (2016) han analizado este efecto mediante modelamiento numérico y comparado con medidas reales de ensayos físicos (condiciones estáticas). Por ello, se recomienda incluir también investigaciones experimentales dinámicas que consideren la compactación, a fin de tener mayor data para validar los programas computacionales; lo cual a su vez incrementaría la confiabilidad de la predicción del comportamiento dinámico de la estructura.

Promover la inclusión de datos básicos como densidad del elemento de refuerzo por m^2 , en el caso de las geomallas uniaxiales; así como las propiedades físicas y mecánico-resistentes de todos los elementos de suelo reforzado existentes en el mercado peruano.

Se recomienda elaborar una investigación donde se evalúen ensayos de interfase para diferentes tipos de relleno y de refuerzo, para tener una mayor precisión con respecto al comportamiento de la interacción suelo-refuerzo, y decidir qué tipo de relleno es más apropiado para ser empleado en el suelo reforzado. En ese sentido la implementación de ensayos a escala en mesa vibratoria o ensayos en equipos de centrifuga permitirían evaluar experimentalmente el nivel de deformaciones esperado frente a un sismo de gran magnitud.

Se recomienda promover la adquisición de equipos especializados de laboratorio como los triaxiales cíclicos, equipos centrifuga, columna resonante, entre otros, para llevar a cabo futuras investigaciones de casos dinámicos, de otra manera los modelamientos geotécnicos sólo usarán valores asumidos (extraídos de otras investigaciones no ajustadas a la misma realidad o condición), lo cual conllevaría a reducir la confiabilidad de los resultados.

Se recomienda desarrollar métodos simplificados confiables para evaluar las deformaciones permanentes en este tipo de estructuras. Para ello, se recomienda fomentar la instrumentación de las estructuras a construir, siendo esta información valiosa para evaluar el comportamiento del MSR, especialmente en términos de esfuerzo-deformación.

Otra sugerencia que podría darse es crear una base de datos de todos los acelerógrafos instalados en el país, donde a su vez se detalle los perfiles de suelo por debajo de cada acelerógrafo en base a ensayos de laboratorio, geofísicos y de campo, para así poder utilizar otras teorías en la obtención del movimiento en la base del modelo como es la deconvolución del sismo.

Se recomienda actualizar los mapas de las redes acelerográficas que se tienen en el país, así como también crear una plataforma online donde puedan verse y compararse la información acelerográfica en tiempo real.

Para el caso de la obtención del acelerograma sintético por el método de ajuste espectral, se listan a continuación las siguientes recomendaciones:

- Primero, el acelerógrafo del registro sísmico debe estar instalado en una zona de suelo rígido, ya que en el caso contrario para ser empleado debería realizarse un proceso de deconvolución para lo cual se debe tener información precisa del perfil de suelo por debajo del acelerógrafo; de esta forma se evita que el registro este afectado por las condiciones de sitio.
- Segundo, una vez escalados los espectros sísmicos al espectro de diseño y obtenido el acelerograma de diseño, este debe ser nuevamente corregido y filtrado (eliminar bajas y altas frecuencias – filtrado por pasa banda); y se debe constatar que, en la gráfica de desplazamientos vs tiempo, entre su punto inicial y final la diferencia sea cercana a 0, de forma que se evita ingresar un desplazamiento acumulado adicional. Por ende, se recomienda revisar adecuadamente el proceso de escalamiento del sismo, para evitar problemas en el modelamiento dinámico.

Dado que el principal motivo de falla en un MSR es por volteo de la estructura se recomienda que, durante el proceso constructivo, se tenga cuidado en el mejoramiento del suelo de cimentación y en el cumplimiento de las especificaciones técnicas.

Se recomienda contar con exploración geotécnica directa en la zona de diseño, y en caso de no tenerlo, la realización de un análisis de sensibilidad con respecto a la ubicación del basamento rocoso se podría determinar en que medida esto altera las deformaciones obtenidas.

En la creación del modelo, el tamaño de la malla es muy importante ya que debe permitir la propagación de la onda sin refracción. Algunos autores recomiendan extender el modelo o en su defecto emplear la herramienta incorporada en el programa FLAC, es decir el "Free field" y "Contornos silenciosos", los cuales tratan de simular el efecto del paso de onda evitando que haya un incremento de deformación durante la aplicación del sismo. En ambos casos, al final de la estimación dinámica el modelo no regresa a su posición original (posición de tiempo cero), esto puede deberse a una acumulación de deformaciones durante el tiempo de análisis, en estos casos es mejor estimar los desplazamientos relativos.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) ABRAMSON, L.W., LEE, T.S., SHARMA, S. Y BOYCE, G.M. *"Slope stability and stabilization methods"*, 2nd Edition, John Wiley & Sons, incl., New York, USA, 2002.
- (2) ANASRASOPOULOS, T GEORGARAKOS V GEORGIANNOU V. DROSSOS, R KOURKOLIS *"Seismic performance of bar-mat reinforced-soil retaining wall: Shaking table testing versus numerical analysis with modified kinematic hardening constitutive model"* Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30(10):1089-1105 · October 2010
- (3) BATHURST, R.J. Y ALFARO, M.C., *"Review of seismic design, analysis and performance of geosynthetic reinforced walls, slopes and embankments"* Third International Symposium on Earth Reinforcement Fukuoka, Kyushu, Japan 12-14 November, 1996
- (4) BATHURST, R.J. Y CAI, Z., *"In-Isolation cyclic load-extension behavior of two geogrids"* Geosynthetics International, Vol.1, No.1,pp1-19, 1994
- (5) BATHURST, R.J. Y HARAMI, K., *"Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall"* Geosynthetics International, Vol 5 N°1-2, 1998
- (6) BELAL, A. Y GEORGE, K. *"Finite element analysis of reinforced soil retaining walls subjected to seismic loading"*, 12th World conference on earthquake engineering, (Auckland, New Zealand), 12WCEE, No. 0842, pp 1 – 8 , 2000.
- (7) BOORE, D.M. Y BOMMER, J.J., *"Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences"*, Soil dynamics and Earthquake Engineering 25, Elsevier, pp 93-115, 2005.
- (8) BRAY J.D. Y TRAVASAROU T., *"Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements"* Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE, 2007.
- (9) BURKE, C., LING H.I. Y LIU H. *"Seismic response analysis of a full-scale reinforced soil retaining wall"*, 17th ASCE Engineering mechanics conference, Delaware, USA, 2004.
- (10) CAI, Z. Y BATHURST, R.J., *"Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method"*, Computers and Geotechnics 17, Elsevier, UK, pag 526-546, 1995.

- (11) EL-EMAM, M.M., BATHURST, R.J. Y HATAMI, K. “*Numerical modeling of reinforced soil retaining walls subjected to base acceleration*”, En 13th World conference on earthquake engineering, (Vancouver, B.C., Canada), 13WCEE, No. 2621, 2004
- (12) FAHJAN Y. y OZDEMIR Z. “Scaling of earthquake acelerograms for non-linear Dynamic analyses to match the earthquake design spectra. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008”
- (13) FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA), “*Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines -FHWA-NHI-00-043*” Washington, D.C.,2000.
- (14) FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA), “*Seismic analysis and design of transportation geotechnical features and structural foundations -. FHWA-NHI-11-032*”, Washington, D.C., 2011.
- (15) GALINDO, A. M. “*Actualidad del diseño de muros de suelo reforzado: Análisis comparativo entre la FHWA-NHI-10-024, BS-8006 y EBGEO2010*”, Tesis (Master en Mecánica de suelo e ingeniería geotécnica). Madrid, España. Universidad Nacional de Educación a Distancia, 2012.
- (16) GARNICA, P., REYES, R. Y GÓMEZ, J. “*Diseño de muros reforzados con geosintéticos*”, INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE, Publicación técnica No. 382, Sanfalia, México, 2013.
- (17) GIESECKE, A., L. OCOLA y E. SILGADO “*Informe a UNESCO del Sismo del 03 de Octubre de 1974*”, Lima - Perú”, CERESIS,1975.
- (18) HARDIN B.O. Y DRNEVICH V.P. “*Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects*” ASCE Soil Mech Found Div Volumen98, Issue SM6, 603-624, Junio 1972.
- (19) HASELTON, C.B., WHITTAKER, A.S., HORTACSU, A., BAKER, J.W., BRAY, J. Y GRANT, D.N. “*Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses*”, 15th World conference on earthquake engineering, (Lisboa), 15WCEE, 2012.
- (20) HUANG, B. BATHURST, R. y HATAMI, K., “*Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models*”. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE October 2009.

- (21) HUDSON, D.E. *"Reading and interpreting strong motion accelerograms"* Earthquake Engineering Research Institute. Pasadena, California, 1979
- (22) KNUDSON C. F. y PEREZ V. *"Accelerograph Records from Lima Peru"*, 6th. WCEE World Conference on Earthquake Engineering, India, 1977.
- (23) KOERNER, R. M. *"Designing with geosynthetics"*, 6th edition Vol 1, Xlibris Corporation, USA, 2012
- (24) KRAMER, S. L. *"Geotechnical earthquake engineering"*. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J, 1996.
- (25) LEE, K., Y Wu, J.T.H. *"A synthesis of case histories on GRS bridge - supporting structures with flexible facing"*, 2004
- (26) LERMO J., LÁZARES L., Y CUENCA J. "El terremoto de Arequipa, Perú del 23 de Junio del 2001 (Mw=8.2), efectos de sitio en las ciudades de Arequipa, Moquegua Ilo y Tacna y su relación con los daños en las edificaciones" XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil-Iquitos, 2003
- (27) LING, H.I., CARDANY, C.P., SUN, L-X. Y HASHIMOTO, H. *"Finite element study of a Geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete-block facing"*, Geosynthetics International, Vol 7, No 2, pp 137-162, 2000
- (28) LIU, H., YANG, G. Y LING, H.I. *"Seismic response of multi-tiered reinforced soil retaining walls"*, Elsevier, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 61-62, 2014
- (29) MCGOWN A. Yogarajah I, Andrawes, K.Z. and Saad, M. A.,1995 *"Strain behaviour of polymeric geogrids subjected to sustained and repeated loading in air and in soil"*, Geosynthetics International, Vol 2 No1 pp 341-355
- (30) MAKDISI F. Y SEED H. *"Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations"*. J. Geotechnical Engineering div. 104 (7), 849-867.
- (31) MARTI J. Y CUNDALL P. *"Mixed discretization procedure for accurate modelling of plastic collapse"*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 6: 129–139, 1982.
- (32) MEJÍA, L.H. Y DAWSON, E.M., *"Earthquake deconvolution for Flac"*, 4th International FLAC Symposium on numerical modeling in Geomechanics, Hart & Varona edition, paper: 04-10.
- (33) NCMA – National Concrete Masonry Association Design *"Manual for Segmental Retaining Walls"*, 2nd Edition, edited by James C. Collin, 1997. Publication No. TR-127A.

- (34) NEWMARK, N. M., *"Effects of earthquakes on dams and embankments"* Geotechnique, 15(2), 139-160, 1965
- (35) NEWMARK, N. M., and W. J. Hall. *"Earthquake Spectra and Design"* Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.
- (36) NIETO A., CAMACHO J. Y RUIZ E., *"Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos"*. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 2009
- (37) PAMUK, A., LING, H.I., LESHCHINSKY, D., KALKAN, E. Y ADALIER, K. "Behavior of reinforced wall system during the 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey, Earthquake", 5th International conference on case histories in geotechnical engineering (New York, USA), Paper N°3.45, 2004
- (38) RICHARDSON G.N. Y LEE K.L., *"Seismic design of reinforced earth walls"* Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1975, Vol. 101, Issue 2, Pg. 167-188, 1975
- (39) ROWE, R.K. Y SKINNER, G.D., *"Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation"*, Geotextiles and Geomembranes 19, Elsevier, pp 387-412, 2001
- (40) SKINNER G.D. Y ROWE R.K., "Design and behavior of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation" Geotextiles and Geomembranes 23, 2005
- (41) SPENCER E. *"A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces"* Géotechnique, 17:11-26, 1967
- (42) STANIĆ, B., KOVAČEVIĆ, M.S., SZAVITS-NOSSAN, V. *"Deformation and stiffness measurements in reinforced soil"*. Proc. XV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul. Balkema, Lisse, 2 pag 1257-1260, 2001.
- (43) SUN J. I., GOLESORKHI R., Y SEED H.B. *"Dynamic moduli y damping ratios for cohesive soils"* College of Engineering of CA Universidad de Berkeley, Rep. UBC/EERC-88/15, 1988.
- (44) WOOD, M. D., *"Geotechnical modelling"*, 2nd edition, E & FN Spon, Bristol, UK, 2004
- (45) YANG J.R., "Intelligent systems analyzing sections of the Great Wall of China for Ming and Pre-Ming Dynasty Construction" Thesis to get MSC in Sciences degree, OHIO University, USA, 2012.

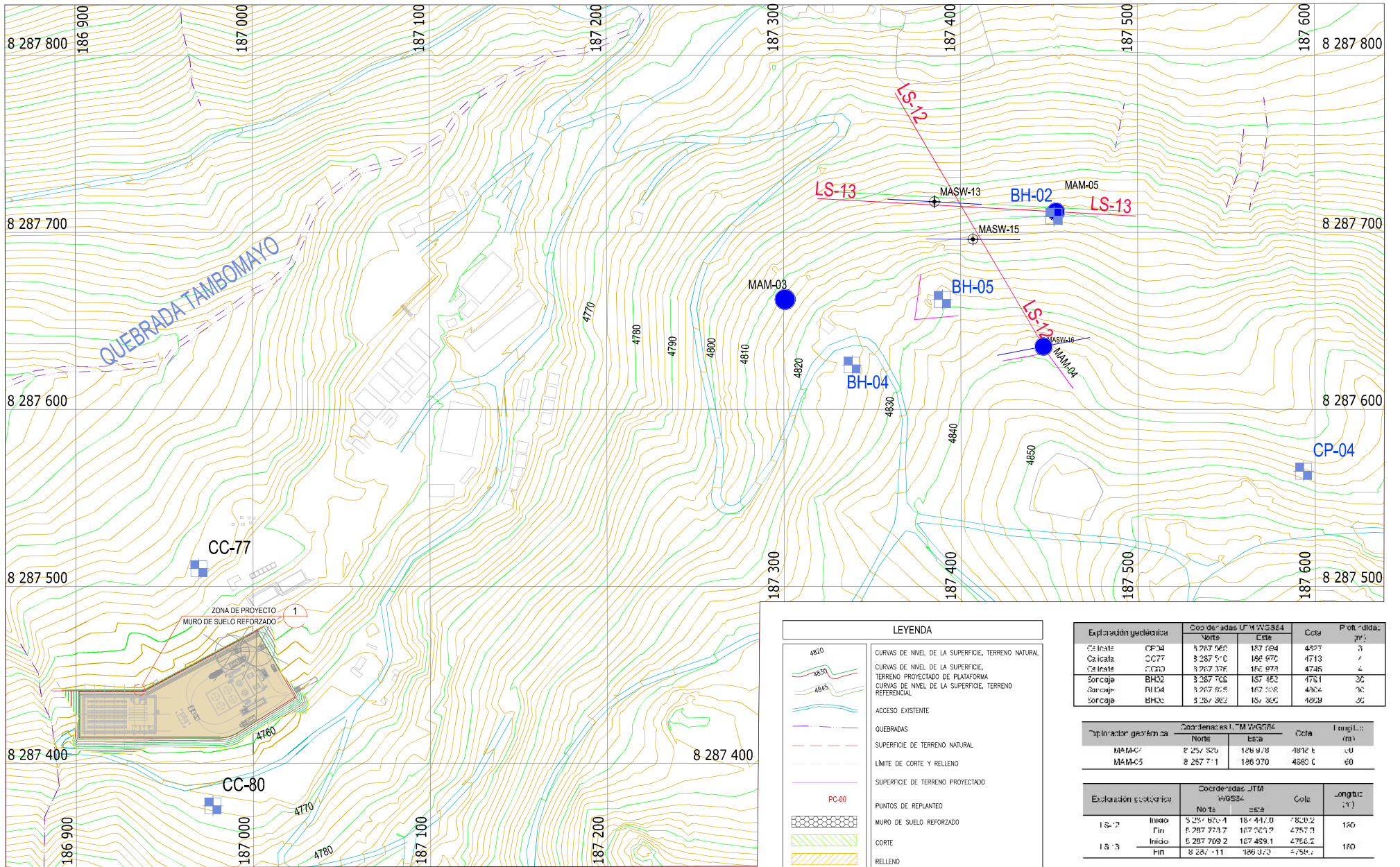
- (46) YU, Y., BATHURST R.J., ALLEN T.M. Y ASCE.M. *"Numerical modeling of the SR-18 geogrid reinforced modular block retaining walls"* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, © ASCE, ISSN 1090-0241, 2016
- (47) ZORNBERG, J.G. *"Performance of geotextile-reinforced soil structures"* Tesis doctoral, Universidad de California - Berkeley, 1994
- (48) ZER Geosystem Perú S.A. "Estudio de peligro sísmico" para el proyecto Ingeniería de factibilidad del Proyecto Tambomayo", 2012 (Facilitado por Buenaventura Ingenieros S.A).

ANEXOS

ANEXO A

INFORMACIÓN GEOTÉCNICA








- PERFILES ESTATIGRÁFICOS**
- ENSAYOS TRIAXIALES**
- REGISTRO FOTOGRÁFICO**



Especificación geotécnica	Coordenadas UTM WGS84		Cota	Prof. (m)
	Norte	Este		
Calicata CP-34	8 287 565	187 184	4377	3
Calicata CC-77	8 287 570	186 878	4713	4
Calicata CC-80	8 287 376	186 873	4736	4
Sorcaja BH-02	8 287 705	187 482	4751	30
Sorcaja BH-04	8 287 875	187 538	4904	30
Sorcaja BH-05	8 287 382	187 385	4820	30

Equipamiento geotécnico	Coordenadas UTM WGS84		Cota	Longitud (m)
	Norte	Este		
MAM-07	8 287 320	186 878	4812	10
MAM-05	8 287 711	186 070	4880	60

Especificación geotécnica	Inicio	Fin	Coordenadas UTM WGS84		Cota	Longitud (m)
			Norte	Este		
LS-12	Inicio		8 287 620.4	187 447.0	4800.2	180
	Fin		8 287 773.7	187 521.2	4757.3	
LS-13	Inicio		8 287 709.2	187 489.1	4766.2	180
	Fin		8 287 711	186 373	4794.7	

Profundidad (m)		Clasificación SUCS	Gráfico	Condición de muestra	Niveles de Agua	Nivel de agua (m)	Tipo de muestra	Código de muestra	Observaciones
				 Disturbada  No Disturbada  Perdida  Remoldeada	 Nivel de agua presente  Nivel después de horas				
DESCRIPCIÓN DE CAMPO									
0.0									
0.5									
1.0									
1.5									
2.0									
2.5	SC			Arcilla limosa con gravas, color marron claro, muy plastica, humedad alta, bolonerías de TM 12", Grava: 20%, Finos 75%, Bolonerías 5%.				3.00-4.00m	
3.0									
3.5									
4.0									
4.5									
5.0									

Notas:








- ¹ Porcentaje > 3 pulgadas.
- ² Suma de gravas, arenas, y finos = 100%
- ³ Para suelos de grano fino (cohesivos): muy blando, blando, firme, duro y muy duro.

- ⁴ Para suelos de grano grueso (sin cohesión): muy suelto, suelto, compacto, denso, muy denso
- ⁵ Débil, fuerte
- ⁶ Penetrómetro de bolsillo, densidad *in situ*.
- ⁷ Estratificado, laminado, fisurado, lajado (slickensided), en bloques, lenticular, homogéneo.

UBICACIÓN: Almacén de testigos
 FECHA DE EXCAVACIÓN: 17/10/2013
 FECHA DE REGISTRO: 17/10/2013
 MÉTODO DE EXCAVACIÓN: Excavadora
 TIPO DE EQUIPO: -
 OPERADOR DE EQUIPO: -
 DIMENSIONES DE CALICATA: 1.50m x 4.00 m
 REGISTRADO POR: R.P.P.
 CONDICION SUPERFICIAL: Terreno natural

CALICATA
CC - 77
 CALICATA
 N: 8 287 510
 E: 186 970
 ELEVACIÓN (msnm): 4731.00
 PROFUNDIDAD (m): 4.70 m
 NIVEL FREÁTICO: NA

PROYECTO TAMBOMAYO
INGENIERÍA DE DETALLE - FACILIDADES

PROYECTO TAMBOMAYO INGENIERÍA DE DETALLE – FACILIDADES		UBICACIÓN Taller de mantenimiento de equipo pesado		<h1 style="text-align: center;">CALICATA</h1> <h2 style="text-align: center;">CC - 80</h2>								
		FECHA DE EXCAVACIÓN : 17/10/2013 FECHA DE REGISTRO : 17/10/2013 MÉTODO DE EXCAVACIÓN : Excavadora TIPO DE EQUIPO : - OPERADOR DE EQUIPO : - DIMENSIONES DE CALICATA : 1.50m x 4.00 m REGISTRADO POR : R.P.P. CONDICION SUPERFICIAL : Terreno natural				CALICATA N: 8 287 376 E: 186 978 ELEVACIÓN (msnm) 4760.00 PROFUNDIDAD (m) 4.80m NIVEL FREÁTICO NA						
Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Gráfico	Condición de muestra  Disturbada  No Disturbada  Perdida  Remoldeada		Niveles de Agua  Nivel de agua presente  Nivel después de horas		Nivel de agua (m)	Tipo de muestra	Código de muestra	Observaciones		
			DESCRIPCIÓN DE CAMPO									
0.0	SC		Grava arcillosa con limos de TM 2"1/2,color marron oscuro,altamente plastico,humedad alta, compacto,presencia de bloques de TM 20",F 65%,G 35%.,									
0.5												
1.0												
1.5												
2.0												
2.5												
3.0												
3.5												
4.0												
4.5												
5.0												
				 3.00-4.00m								

Notas:

¹ Porcentaje > 3 pulgadas.

² Suma de gravas, arenas, y finos = 100%

³ Para suelos de grano fino (cohesivos): muy blando, blando, firme, duro y muy duro.

⁴ Para suelos de grano grueso (sin cohesión): muy suelto, suelto, compacto, denso, muy denso

⁵ Débil, fuerte

⁶ Penetrómetro de bolsillo, densidad *in situ*.

⁷ Estratificado, laminado, fisurado, lajado (slickensided), en bloques, lenticular, homogéneo.

Profundidad (m)		Clasificación SUCS	Gráfico	Condición de muestra	Niveles de Agua	Nivel de agua (m)	Tipo de muestra	Código de muestra	Observaciones
				<input type="checkbox"/> Disturbada <input type="checkbox"/> No Disturbada <input type="checkbox"/> Perdida <input type="checkbox"/> Remoldeada	Nivel de agua presente Nivel después de horas				
DESCRIPCIÓN DE CAMPO									
0.0									
0.5									
1.0	ML			Limo gravoso con arena, marrón oscuro, húmedo, de baja plasticidad, compacto. Partículas de grava angulares a subangulares. F: 70%, G: 25%, A: 5%					
1.5									
2.0									
2.5								CP-04	Ensayo de densidad Insitu
3.0	ML			Limo gravoso con arena, marrón oscuro, muy húmedo, de baja plasticidad, compacto. Presencia de bolonería subangular de TP=7" (5%)					
3.5									
4.0									
4.5									
				Terreno muy duro o contacto con roca					

Notas:

¹ Porcentaje > 3 pulgadas.

² Suma de gravas, arenas, y finos = 100%

³ Para suelos de grano fino (cohesivos): muy blando, blando, media, semidura, dura, y rígida.

⁴ Suelos de grano grueso(sin cohesión): muy suelto, suelto, media, compacto, muy compacto

⁵ Débil, fuerte

⁶ Penetrómetro de bolsillo, densidad *in situ*.

⁷ Estratificado, laminado, fisurado, lajado (slickensided), en bloques, lenticular, homogéneo.

CALICATA CP-04

UBICACIÓN : Planta de procesos
 FECHA DE EXCAVACIÓN : 18/08/2013
 FECHA DE REGISTRO : 18/08/2013
 MÉTODO DE EXCAVACIÓN :
 TIPO DE EQUIPO : Excavadora Cat 320
 OPERADOR DE EQUIPO : -
 DIMENSIONES DE CALICATA : 1.5 m x 3.5 m.
 REGISTRADO POR : IDM
 CONDICION SUPERFICIAL : Terreno natural

COORDENADAS UTM WGS 84
 N: 8'287,565.00
 E: 187,594.00
 ELEVACIÓN (msnm) 4826.00
 PROFUNDIDAD (m) 4.50
 NIVEL FREÁTICO NR

PROYECTO TAMBOMAYO
 INGENIERÍA DE DETALLE – PLANTA DE
 PROCESOS



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Consolidado - No drenado (CU)
ASTM - D4767

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**

Cliente: **Cesel S.A.**

N° de muestra / Prof. (m): **13-279-001 / CC-77 / 3.00-4.00**

N° Informe Lab : **AP-210-13E**

Descripción / Zona: **Plataforma**

N° de Proyecto: **PECV00126**

Solicitado por: **Erika Gabriel**

Fecha: **27-nov-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0.01
Altura (cm)	14.52	13.86	Parámetro "B"	0.97
Diámetro (cm)	7.07	6.87	Presión de celda kPa	607
Humedad (%)	14.00	16.27	Contra presión kPa	207
Densidad seca (gr/cc)	1.469	1.630	Est. Efect. Inicial kPa	400

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	σ _v kPa	σ ₁ kPa	σ ₃ kPa	τ kPa	q kPa	q / p	Oblicuidad (s/s)
0.00	0.00	0.00	400.00	400.00	400.00	0.00	0.00	0.00	1.00
0.05	28.66	3.45	396.55	425.21	410.88	14.33	0.03	1.07	
0.10	50.70	5.52	394.48	445.18	419.83	25.35	0.06	1.13	
0.20	83.93	10.34	389.66	473.59	431.62	41.97	0.10	1.22	
0.35	123.85	23.44	376.56	500.41	438.48	61.93	0.14	1.33	
0.50	144.91	36.54	363.46	508.37	435.92	72.46	0.17	1.40	
0.75	178.13	65.50	334.50	512.63	423.56	89.06	0.21	1.53	
1.00	200.36	92.39	307.61	507.97	407.79	100.18	0.25	1.65	
1.25	215.26	115.83	284.17	499.43	391.80	107.63	0.27	1.76	
1.50	227.00	135.14	264.86	491.87	378.36	113.50	0.30	1.86	
1.75	236.45	153.06	246.94	483.38	365.16	118.22	0.32	1.96	
2.00	239.49	163.41	236.59	476.08	356.34	119.75	0.34	2.01	
2.50	247.16	185.47	214.53	461.69	338.11	123.58	0.37	2.15	
3.00	250.66	201.33	198.67	449.33	324.00	125.33	0.39	2.26	
3.50	252.96	211.67	188.33	441.29	314.81	126.48	0.40	2.34	
4.00	255.45	222.01	177.99	433.44	305.71	127.72	0.42	2.44	
4.50	257.67	231.66	168.34	426.01	297.17	128.83	0.43	2.53	
5.00	261.34	242.01	157.99	419.33	288.66	130.67	0.45	2.65	
6.00	263.55	254.42	145.58	409.13	277.36	131.77	0.48	2.81	
7.00	267.55	266.83	133.17	400.72	266.95	133.77	0.50	3.01	
8.00	270.63	275.79	124.21	394.84	259.53	135.32	0.52	3.18	
9.00	274.02	284.06	115.94	389.96	252.95	137.01	0.54	3.36	
10.00	276.41	289.58	110.42	386.83	248.62	138.20	0.56	3.50	
11.00	278.36	293.72	106.28	384.64	245.46	139.18	0.57	3.62	
12.00	281.14	297.85	102.15	383.29	242.72	140.57	0.58	3.75	
13.00	282.85	299.92	100.08	382.93	241.50	141.43	0.59	3.83	
14.00	284.86	301.30	98.70	383.56	241.13	142.43	0.59	3.89	
15.00	285.94	302.68	97.32	383.26	240.29	142.97	0.59	3.94	

Nota:

Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Consolidado - No drenado (CU)
ASTM - D4767

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**

Cliente: **Cesel S.A.**

N° de muestra / Prof. (m): **13-279-001 / CC-77 / 3.00-4.00**

N° Informe Lab : **AP-210-13E**

Descripción / Zona: **Plataforma**

N° de Proyecto: **PECV00126**

Solicitado por: **Erika Gabriel**

Fecha: **27-nov-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0.01
Altura (cm)	14.49	13.95	Parámetro "B"	0.97
Diámetro (cm)	7.08	6.89	Presión de celda kPa	407
Humedad (%)	14.00	17.91	Contra presión kPa	207
Densidad seca (gr/cc)	1.470	1.611	Est. Efect. Inicial kPa	400

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	σ _v kPa	σ ₁ kPa	σ ₃ kPa	τ kPa	q kPa	q / p	Oblicuidad (s/s)
0.00	0.00	0.00	200.00	200.00	200.00	0.00	0.00	0.00	1.00
0.05	27.78	3.45	196.55	224.33	210.44	13.89	0.07	1.14	
0.10	41.12	6.21	193.79	234.91	214.35	20.56	0.10	1.21	
0.20	63.46	16.55	183.45	246.91	215.18	31.73	0.15	1.35	
0.35	79.29	30.34	169.66	248.95	209.31	39.65	0.19	1.47	
0.50	92.46	46.88	153.12	245.58	199.35	46.23	0.23	1.60	
0.75	102.06	61.36	138.64	240.70	189.67	51.03	0.27	1.74	
1.00	109.72	75.15	124.85	234.56	179.70	54.86	0.31	1.88	
1.25	117.57	90.32	109.68	227.25	168.46	58.78	0.35	2.07	
1.50	119.15	95.15	104.85	224.00	164.43	59.57	0.36	2.14	
1.75	121.43	102.04	97.96	219.38	158.67	60.71	0.38	2.24	
2.00	122.87	107.56	92.44	215.31	153.88	61.43	0.40	2.33	
2.50	125.15	115.83	84.17	209.32	146.74	62.58	0.43	2.49	
3.00	125.78	122.73	77.27	203.05	140.16	62.89	0.45	2.63	
3.50	127.09	128.24	71.76	198.85	135.30	63.55	0.47	2.77	
4.00	127.35	131.00	69.00	196.35	132.67	63.67	0.48	2.85	
4.50	127.25	133.76	66.24	193.50	129.87	63.63	0.49	2.92	
5.00	127.83	135.83	64.17	192.01	128.09	63.92	0.50	2.99	
6.00	127.83	139.96	60.04	187.87	123.95	63.92	0.52	3.13	
7.00	128.80	143.41	56.59	185.39	120.99	64.40	0.53	3.28	
8.00	130.49	145.48	54.52	185.01	119.77	65.25	0.54	3.39	
9.00	130.92	147.55	52.45	183.37	117.91	65.46	0.56	3.50	
10.00	131.84	149.62	50.38	182.23	116.31	65.92	0.57	3.62	
11.00	131.97	150.31	49.69	181.66	115.68	65.99	0.57	3.66	
12.00	133.85	151.00	49.00	182.85	115.93	66.92	0.58	3.73	
13.00	134.09	152.37	47.63	181.72	114.67	67.05	0.58	3.82	
14.00	135.11	152.37	47.63	182.74	115.18	67.56	0.59	3.84	
15.00	136.08	152.37	47.63	183.70	115.66	68.04	0.59	3.86	

Nota:

Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-001 / CC-77 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0,01
Altura (cm)	14,51	14,27	Parámetro "B"	0,97
Diámetro (cm)	7,07	6,97	Presión de celda kPa	307
Humedad (%)	14,00	20,04	Contra presión kPa	207
Densidad seca (gr/cc)	1,471	1,538	Est. Efect. Inicial kPa	100

Deformación (%)	Esf. Dev. kPa	μ kPa	s_v kPa	s_l kPa	p kPa	q kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s/s)
0.00	0,00	0,00	100,00	100,00	100,00	0,00	0,00	1,00
0.05	18,39	4,83	95,17	113,56	104,37	9,20	0,09	1,19
0.10	26,53	8,27	91,73	118,25	104,99	13,26	0,13	1,29
0.20	34,63	15,17	84,83	119,47	102,15	17,32	0,17	1,41
0.35	42,94	24,13	75,87	118,81	97,34	21,47	0,22	1,57
0.50	47,74	31,03	68,97	116,71	92,84	23,87	0,26	1,69
0.75	53,05	39,99	60,01	113,06	86,54	26,53	0,31	1,88
1.00	56,15	47,57	52,43	108,57	80,50	28,07	0,35	2,07
1.25	57,73	59,29	40,71	98,43	69,57	28,86	0,41	2,42
1.50	58,96	55,85	44,15	103,11	73,63	29,48	0,40	2,34
1.75	59,50	59,29	40,71	100,20	70,45	29,75	0,42	2,46
2.00	59,92	61,36	38,64	98,55	68,59	29,96	0,44	2,55
2.50	60,06	64,81	35,19	95,25	65,22	30,03	0,46	2,71
3.00	60,21	67,57	32,43	92,64	62,54	30,10	0,48	2,86
3.50	59,90	69,64	30,36	90,26	60,31	29,95	0,50	2,97
4.00	59,36	71,71	28,29	87,66	57,98	29,68	0,51	3,10
4.50	59,61	72,39	27,61	87,22	57,41	29,81	0,52	3,16
5.00	59,30	73,77	26,23	85,52	55,88	29,65	0,53	3,26
6.00	60,10	75,15	24,85	84,94	54,90	30,05	0,55	3,42
7.00	59,35	76,53	23,47	82,82	53,14	29,68	0,56	3,53
8.00	59,35	77,22	22,78	82,13	52,46	29,68	0,57	3,61
9.00	60,09	77,91	22,09	82,18	52,13	30,04	0,58	3,72
10.00	60,06	78,60	21,40	81,46	51,43	30,03	0,58	3,81
11.00	60,84	79,29	20,71	81,55	51,13	30,42	0,59	3,94
12.00	61,18	79,98	20,02	81,20	50,61	30,59	0,60	4,06
13.00	61,60	79,98	20,02	81,62	50,82	30,80	0,61	4,08
14.00	61,89	80,67	19,33	81,22	50,28	30,95	0,62	4,20
15.00	62,66	80,67	19,33	81,99	50,66	31,33	0,62	4,24

Nota:
 Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
 Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
 Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

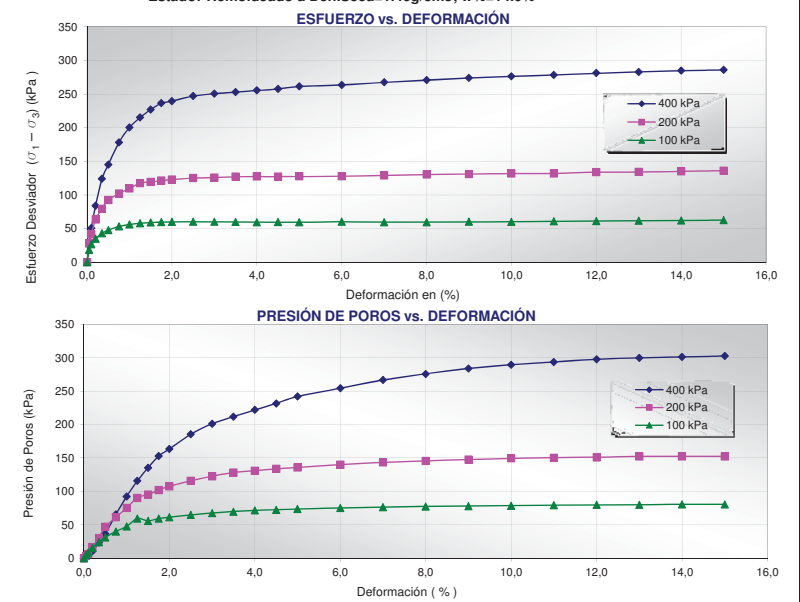
Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-001 / CC-77 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%



Nota:
 Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

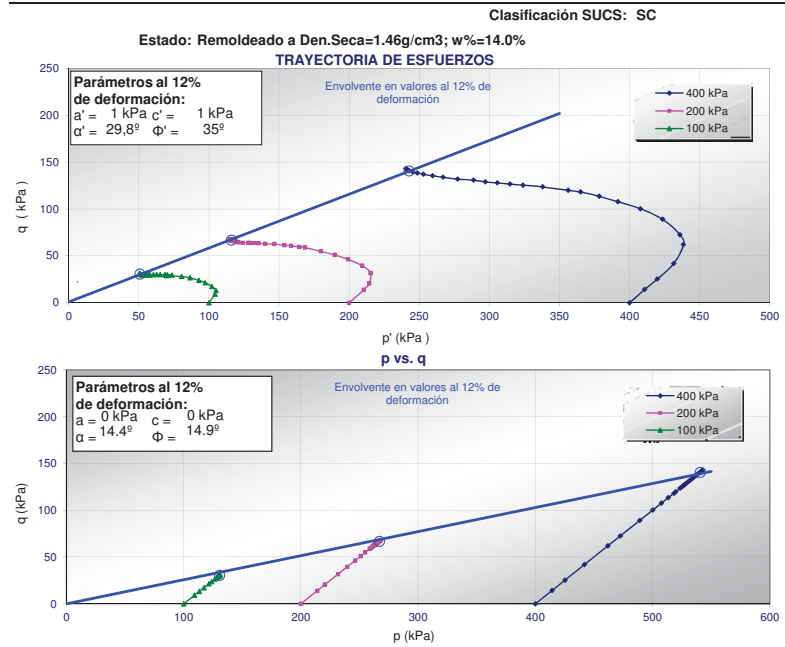
Observaciones:
 Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
 Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-001 / CC-77 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**



Nota:
Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

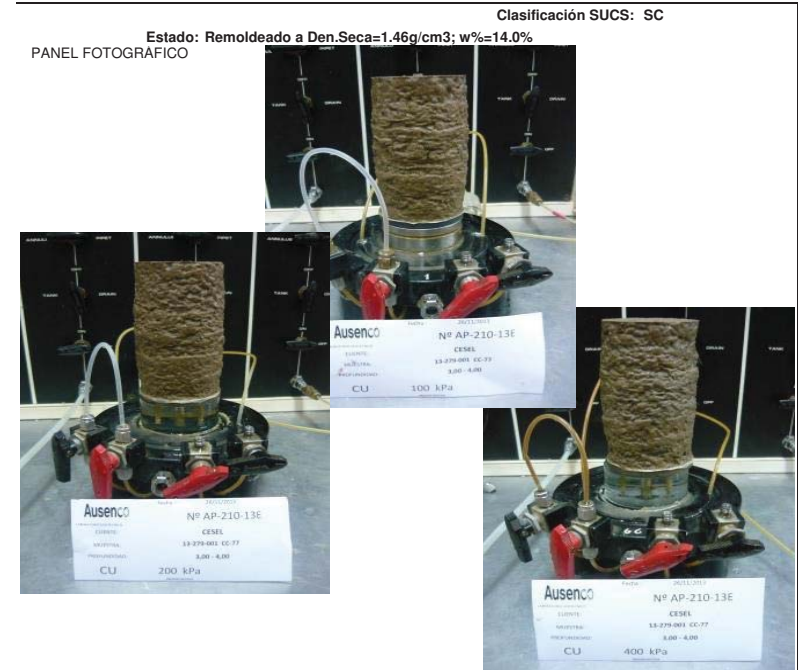
Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: **DC/NC** Ingresado por: **HEV** Revisado por: **TOM** N° Informe Lab : **AP-210-13E**

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-001 / CC-77 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**



Nota:
Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: **DC/NC** Ingresado por: **HEV** Revisado por: **TOM** N° Informe Lab : **AP-210-13E**



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Consolidado - No drenado (CU)
ASTM - D4767

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**

Cliente: **Cesel S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **13-279-003 / CC-80 / 3.00-4.00**

Nº Informe Lab : **AP-210-13E**

Descripción / Zona: **Plataforma**

Nº de Proyecto: **PECV00126**

Solicitado por: **Erika Gabriel**

Fecha: **27-nov-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0,01
Altura (cm)	14,49	13,81	Parámetro "B"	0,97
Diámetro (cm)	7,09	6,87	Presión de celda kPa	607
Humedad (%)	14,00	13,05	Contra presión kPa	207
Densidad seca (gr/cc)	1,464	1,638	Est. Efect. Inicial kPa	400

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	\bar{s}_s kPa	\bar{s}_i kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s/s)
0.00	0.00	0.00	400.00	400.00	400.00	0.00	0.00	1.00
0.05	32.28	4.83	395.17	427.46	411.31	16.14	0.04	1.08
0.10	70.41	11.03	388.97	459.38	424.17	35.20	0.08	1.18
0.20	99.22	22.06	377.94	477.15	427.54	49.61	0.12	1.26
0.35	132.45	44.13	355.87	488.32	422.10	66.22	0.16	1.37
0.50	155.19	71.02	328.98	484.17	406.58	77.59	0.19	1.47
0.75	177.56	108.94	291.06	468.62	379.84	88.78	0.23	1.61
1.00	192.21	136.52	263.48	455.69	359.59	96.10	0.27	1.73
1.25	200.61	160.51	239.49	440.10	339.80	100.31	0.30	1.84
1.50	205.78	179.95	220.05	425.83	322.94	102.89	0.32	1.94
1.75	209.27	192.36	207.64	416.91	312.27	104.63	0.34	2.01
2.00	211.80	205.46	194.54	406.33	300.43	105.90	0.35	2.09
2.50	213.88	217.87	182.13	396.00	289.06	106.94	0.37	2.17
3.00	216.16	230.28	169.72	385.87	277.79	108.08	0.39	2.27
3.50	218.40	240.63	159.37	377.78	268.57	109.20	0.41	2.37
4.00	219.46	249.59	150.41	369.87	260.14	109.73	0.42	2.46
4.50	222.10	258.55	141.45	363.55	252.50	111.05	0.44	2.57
5.00	223.11	263.38	136.62	359.73	248.17	111.55	0.45	2.63
6.00	226.06	274.83	125.17	351.24	238.21	113.03	0.47	2.81
7.00	227.79	283.37	116.63	344.41	230.52	113.89	0.49	2.95
8.00	230.86	289.58	110.42	341.28	225.85	115.43	0.51	3.09
9.00	233.60	293.72	106.28	339.88	223.08	116.80	0.52	3.20
10.00	236.00	297.16	102.84	338.84	220.84	118.00	0.53	3.29
11.00	237.65	299.92	100.08	337.73	218.90	118.83	0.54	3.37
12.00	239.42	301.99	98.01	337.43	217.72	119.71	0.55	3.44
13.00	242.45	304.06	95.94	338.39	217.16	121.22	0.56	3.53
14.00	244.10	304.75	95.25	339.35	217.30	122.05	0.56	3.56
15.00	244.83	306.13	93.87	338.71	216.29	122.42	0.57	3.61

Nota:

Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC

Ingresado por: HEV

Revisado por: TOM

Nº Informe Lab : AP-210-13E



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Consolidado - No drenado (CU)
ASTM - D4767

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**

Cliente: **Cesel S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **13-279-003 / CC-80 / 3.00-4.00**

Nº Informe Lab : **AP-210-13E**

Descripción / Zona: **Plataforma**

Nº de Proyecto: **PECV00126**

Solicitado por: **Erika Gabriel**

Fecha: **27-nov-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0,01
Altura (cm)	14,49	13,90	Parámetro "B"	0,97
Diámetro (cm)	7,07	6,95	Presión de celda kPa	407
Humedad (%)	14,00	14,43	Contra presión kPa	207
Densidad seca (gr/cc)	1,472	1,589	Est. Efect. Inicial kPa	400

Deformación (%)	Esf. Desv. kPa	μ kPa	\bar{s}_s kPa	\bar{s}_i kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s/s)
0.00	0.00	0.00	200.00	200.00	200.00	0.00	0.00	1.00
0.05	27.78	4.14	195.86	223.64	209.75	13.89	0.07	1.14
0.10	42.41	8.27	191.73	234.13	212.93	21.20	0.10	1.22
0.20	64.48	22.06	177.94	242.42	210.18	32.24	0.15	1.36
0.35	80.98	39.99	160.01	240.99	200.50	40.49	0.20	1.51
0.50	90.07	54.47	145.53	235.60	190.57	45.04	0.24	1.62
0.75	100.20	72.39	127.61	227.81	177.71	50.10	0.28	1.79
1.00	106.45	86.18	113.82	220.27	167.04	53.23	0.32	1.94
1.25	109.08	95.84	104.16	213.24	158.70	54.54	0.34	2.05
1.50	111.69	102.73	97.27	208.96	153.11	55.85	0.36	2.15
1.75	112.10	108.25	91.75	203.85	147.80	56.05	0.38	2.22
2.00	112.62	112.38	87.62	200.23	143.92	56.31	0.39	2.29
2.50	113.76	119.28	80.72	194.48	137.60	56.88	0.41	2.41
3.00	114.77	124.80	75.20	189.97	132.59	57.38	0.43	2.53
3.50	115.08	128.93	71.07	186.15	128.61	57.54	0.45	2.62
4.00	115.84	133.07	66.93	182.77	124.85	57.92	0.46	2.73
4.50	116.46	135.83	64.17	180.64	122.41	58.23	0.48	2.81
5.00	117.30	138.58	61.42	178.72	120.07	58.65	0.49	2.91
6.00	118.27	143.41	56.59	174.86	115.73	59.14	0.51	3.09
7.00	119.09	146.86	53.14	172.23	112.68	59.54	0.53	3.24
8.00	120.29	150.31	49.69	169.98	109.84	60.14	0.55	3.42
9.00	121.01	152.37	47.63	168.63	108.13	60.50	0.56	3.54
10.00	121.79	154.44	45.56	167.35	106.45	60.89	0.57	3.67
11.00	122.94	155.82	44.18	167.12	105.65	61.47	0.58	3.78
12.00	123.62	156.51	43.49	167.11	105.30	61.81	0.59	3.84
13.00	123.85	157.20	42.80	166.65	104.72	61.92	0.59	3.89
14.00	124.14	157.89	42.11	166.25	104.18	62.07	0.60	3.95
15.00	126.09	158.58	41.42	167.51	104.46	63.04	0.60	4.04

Nota:

Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación:

Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC

Ingresado por: HEV

Revisado por: TOM

Nº Informe Lab : AP-210-13E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-003 / CC-80 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0,01
Altura (cm)	14,49	14,10	Parámetro "B"	0,97
Diámetro (cm)	7,07	6,93	Presión de celda	307
Humedad (%)	14,00	16,27	Contra presión	207
Densidad seca (gr/cc)	1,475	1,574	Est. Efect. Inicial	100

Deformación (%)	Esf. Dev. kPa	μ kPa	s_2 kPa	s_1 kPa	p kPa	q kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s/s)
0.00	0,00	0,00	100,00	100,00	100,00	0,00	0,00	1,00
0.05	17,08	6,21	93,79	110,87	102,33	8,54	0,08	1,18
0.10	25,89	10,34	89,66	115,55	102,61	12,95	0,13	1,29
0.20	33,98	18,62	81,38	115,37	98,38	16,99	0,17	1,42
0.35	41,68	35,16	64,84	106,52	85,68	20,84	0,24	1,64
0.50	46,66	44,13	55,87	102,53	79,20	23,33	0,29	1,84
0.75	51,45	49,64	50,36	101,81	76,08	25,73	0,34	2,02
1.00	54,12	54,47	45,53	99,65	72,59	27,06	0,37	2,19
1.25	55,96	57,23	42,77	98,74	70,75	27,98	0,40	2,31
1.50	56,75	59,98	40,02	96,77	68,39	28,37	0,41	2,42
1.75	57,53	62,74	37,26	94,79	66,02	28,77	0,44	2,54
2.00	57,50	65,50	34,50	92,00	63,25	28,75	0,45	2,67
2.50	57,55	66,88	33,12	90,67	61,90	28,78	0,46	2,74
3.00	57,26	69,64	30,36	87,62	58,99	28,63	0,49	2,89
3.50	56,96	69,64	30,36	87,32	58,84	28,48	0,48	2,88
4.00	57,23	71,02	28,98	86,22	57,60	28,62	0,50	2,97
4.50	56,37	71,71	28,29	84,67	56,48	28,19	0,50	2,99
5.00	56,64	72,39	27,61	84,24	55,92	28,32	0,51	3,05
6.00	56,70	73,08	26,92	83,62	55,27	28,35	0,51	3,11
7.00	56,10	73,77	26,23	82,33	54,28	28,05	0,52	3,14
8.00	56,04	74,46	25,54	81,58	53,56	28,02	0,52	3,19
9.00	55,97	75,15	24,85	80,81	52,83	27,98	0,53	3,25
10.00	56,09	75,15	24,85	80,94	52,89	28,05	0,53	3,26
11.00	56,52	75,15	24,85	81,37	53,11	28,26	0,53	3,27
12.00	56,40	75,15	24,85	81,25	53,05	28,20	0,53	3,27
13.00	57,20	75,15	24,85	82,04	53,45	28,60	0,54	3,30
14.00	56,64	75,15	24,85	81,49	53,17	28,32	0,53	3,28
15.00	57,28	75,15	24,85	82,13	53,49	28,64	0,54	3,31

Nota:
 Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
 Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
 Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

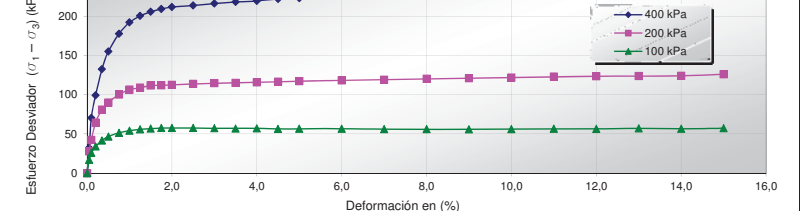
Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-003 / CC-80 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC

Estado: Remoldeado a Den.Seca=1.46g/cm3; w%=14.0%



Nota:
 Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

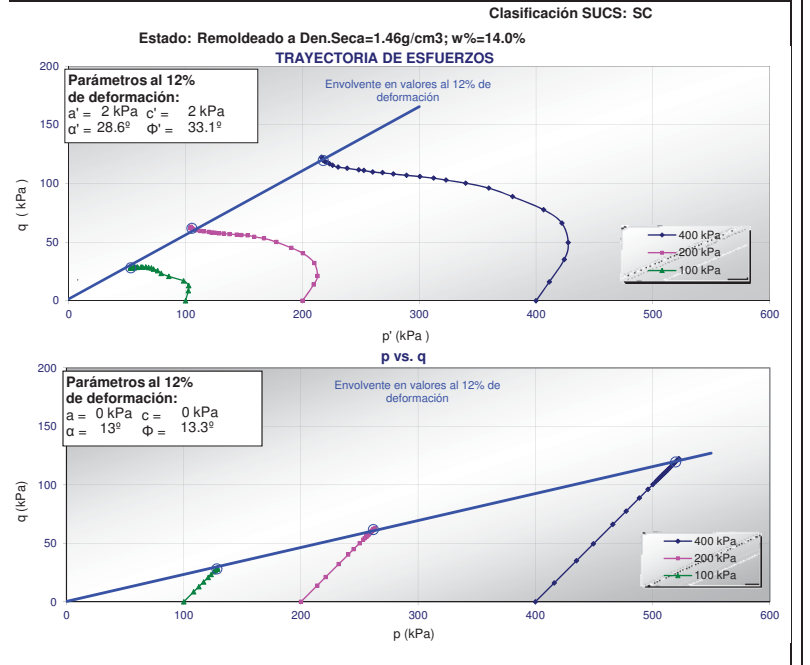
Observaciones:
 Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
 Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-003 / CC-80 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**



Nota:
Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

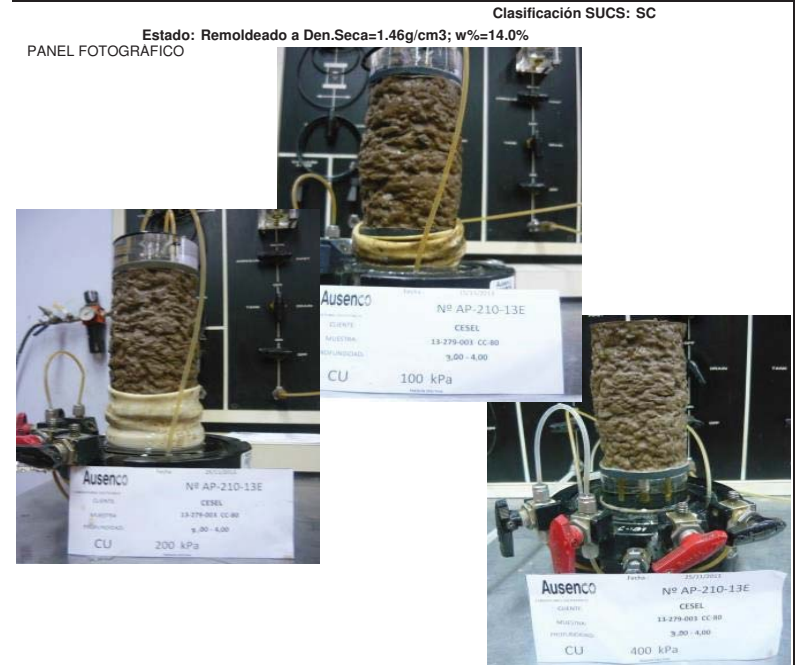
Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A-3**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-279-003 / CC-80 / 3.00-4.00** N° Informe Lab : **AP-210-13E**
 Descripción / Zona: **Plataforma** N° de Proyecto: **PECV00126**
 Solicitado por: **Erika Gabriel** Fecha: **27-nov-13**
 Ubicación: **---**



Nota:
Los datos de Densidad Seca y Contenido de Humedad, son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: DC/NC Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-210-13E



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Consolidado - No drenado (CU)
ASTM - D4767

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A**

Cliente: **Cesel S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **13-232-001 / CP-04 / 2,00-3,00** N° Informe Lab : **AP-186-13E**

Descripción / Zona: **Sector de Planta de Procesos** N° de Proyecto: **PEVC00126**

Solicitado por: **Ericka Gabriel** Fecha: **14-oct-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC-SM

Estado : Remoldeado a Den.Seca=1.796g/cm3 y %w=10.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0.01
Altura (cm)	21.40	21.33	Parámetro "B"	0.94
Diámetro (cm)	10.17	9.96	Presión de celda	kPa 607
Humedad (%)	10.00	18.03	Contra presión	kPa 207
Densidad seca (gr/cc)	1.796	1.879	Est. Efect. Inicial	kPa 400

Deformación (%)	Est. Desv. kPa	μ kPa	s_1 kPa	s_2 kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q}/\bar{p}	Oblicuidad (s ₁ /s ₂)
0.00	0.00	0.00	400.00	400.00	400.00	0.00	0.00	1.00
0.05	74.94	1.79	398.21	473.15	435.68	37.47	0.09	1.19
0.10	119.85	4.61	395.39	515.24	455.32	59.93	0.13	1.30
0.20	198.21	14.14	385.86	594.07	484.96	99.10	0.20	1.51
0.35	276.12	28.51	371.49	647.60	509.54	138.06	0.27	1.74
0.50	341.04	43.27	356.73	697.77	527.25	170.52	0.32	1.96
0.75	419.79	66.44	333.56	753.35	543.45	209.90	0.39	2.26
1.00	490.65	86.16	313.84	804.49	559.16	245.32	0.44	2.56
1.25	558.45	110.44	289.56	848.01	568.78	279.23	0.49	2.93
1.50	589.63	122.85	277.15	866.78	571.97	294.81	0.52	3.13
1.75	623.47	138.30	261.70	885.17	573.44	311.74	0.54	3.38
2.00	648.24	148.95	251.05	899.29	575.17	324.12	0.56	3.58
2.50	674.46	159.57	240.43	914.89	577.66	337.23	0.58	3.81
3.00	691.81	165.08	234.92	926.73	580.83	345.90	0.60	3.94
3.50	706.78	167.88	232.12	938.90	585.51	353.39	0.60	4.04
4.00	717.67	169.40	230.60	948.27	589.44	358.84	0.61	4.11
4.50	729.36	170.55	229.45	958.81	594.13	364.68	0.61	4.18
5.00	738.18	169.87	230.13	968.31	599.22	369.09	0.62	4.21
6.00	757.00	167.57	232.43	989.43	610.93	378.50	0.62	4.26
7.00	772.44	164.60	235.40	1007.85	621.62	386.22	0.62	4.28
8.00	786.79	161.62	238.38	1025.17	631.77	393.40	0.62	4.30
9.00	801.40	156.32	243.68	1045.09	644.39	400.70	0.62	4.29
10.00	811.88	153.06	246.94	1058.82	652.88	405.94	0.62	4.29
11.00	823.75	149.39	250.61	1074.37	662.49	411.88	0.62	4.29
12.00	832.15	145.77	254.23	1086.37	670.30	416.07	0.62	4.27
13.00	840.73	143.12	256.88	1097.60	677.24	420.36	0.62	4.27
14.00	846.08	140.92	259.08	1105.17	682.12	423.04	0.62	4.27

Nota:
Los valores de remoldeo (Densidad y humedad) son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: **NC/CG** Ingresado por: **HEV** Revisado por: **TOM** N° Informe Lab : **AP-186-13E**



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Consolidado - No drenado (CU)
ASTM - D4767

LABORATORIO GEOTÉCNICO

Nombre del Proyecto: **002LA0668A**

Cliente: **Cesel S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **13-232-001 / CP-04 / 2,00-3,00** N° Informe Lab : **AP-186-13E**

Descripción / Zona: **Sector de Planta de Procesos** N° de Proyecto: **PEVC00126**

Solicitado por: **Ericka Gabriel** Fecha: **14-oct-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC-SM

Estado : Remoldeado a Den.Seca=1.796g/cm3 y %w=10.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0.01
Altura (cm)	21.40	21.35	Parámetro "B"	0.93
Diámetro (cm)	10.17	10.02	Presión de celda	kPa 407
Humedad (%)	10.00	18.83	Contra presión	kPa 207
Densidad seca (gr/cc)	1.796	1.853	Est. Efect. Inicial	kPa 200

Deformación (%)	Est. Desv. kPa	μ kPa	s_1 kPa	s_2 kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q}/\bar{p}	Oblicuidad (s ₁ /s ₂)
0.00	0.00	0.00	200.00	200.00	200.00	0.00	0.00	1.00
0.05	23.02	2.60	197.40	220.43	208.91	11.51	0.06	1.12
0.10	42.69	6.00	194.00	236.69	215.35	21.34	0.10	1.22
0.20	97.35	16.25	183.75	281.09	232.42	48.67	0.21	1.53
0.35	173.80	35.75	164.25	338.05	251.15	86.90	0.35	2.06
0.50	226.05	47.30	152.70	378.75	265.73	113.02	0.43	2.48
0.75	290.09	63.35	136.65	426.74	281.70	145.05	0.51	3.12
1.00	328.62	71.26	128.74	457.36	293.05	164.31	0.56	3.55
1.25	358.83	77.29	122.71	481.54	302.12	179.42	0.59	3.92
1.50	370.35	79.82	120.18	490.53	305.36	185.18	0.61	4.08
1.75	380.34	80.14	119.86	500.20	310.03	190.17	0.61	4.17
2.00	382.55	80.26	119.74	502.29	311.02	191.28	0.62	4.19
2.50	386.25	79.75	120.25	506.50	313.38	193.13	0.62	4.21
3.00	389.76	77.86	122.14	511.90	317.02	194.88	0.61	4.19
3.50	391.79	77.21	122.79	514.58	318.69	195.89	0.61	4.19
4.00	393.16	76.11	123.89	517.05	320.47	196.58	0.61	4.17
4.50	395.11	75.83	124.17	519.28	321.72	197.55	0.61	4.18
5.00	397.62	74.84	125.16	522.79	323.98	198.81	0.61	4.18
6.00	403.37	72.75	127.25	530.62	328.93	201.68	0.61	4.17
7.00	410.18	70.70	129.30	539.48	334.39	205.09	0.61	4.17
8.00	414.80	68.68	131.32	546.12	338.72	207.40	0.61	4.16
9.00	420.18	67.12	132.88	553.06	342.97	210.09	0.61	4.16
10.00	423.89	66.16	133.84	557.74	345.79	211.95	0.61	4.17
11.00	426.81	63.78	136.22	563.03	349.63	213.40	0.61	4.13
12.00	433.11	63.33	136.67	569.78	353.23	216.55	0.61	4.17
13.00	435.90	61.43	138.57	574.47	356.52	217.95	0.61	4.15
14.00	437.07	60.91	139.09	576.16	357.62	218.53	0.61	4.14

Nota:
Los valores de remoldeo (Densidad y humedad) son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: **NC/CG** Ingresado por: **HEV** Revisado por: **TOM** N° Informe Lab : **AP-186-13E**

Nombre del Proyecto: **002LA0668A**

Cliente: **Cesel S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **13-232-001 / CP-04 / 2,00-3,00** N° Informe Lab : **AP-186-13E**

Descripción / Zona: **Sector de Planta de Procesos** N° de Proyecto: **PEVC00126**

Solicitado por: **Ericka Gabriel** Fecha: **14-oct-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC-SM

Estado : Remoldeado a Den.Seca=1.796g/cm3 y %w=10.0%

Etapa de consolidación	Inicial	Final	Velocidad (pulg/min)	0.01
Altura (cm)	21.40	21.37	Parámetro "B"	0.94
Diámetro (cm)	10.17	10.07	Presión de celda	307
Humedad (%)	10.00	19.06	Contra presión	207
Densidad seca (gr/cc)	1.796	1.835	Esf. Elect. Inicial	100

Deformación (%)	Esf. Dev. kPa	μ kPa	s_v kPa	s'_v kPa	\bar{p} kPa	\bar{q} kPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (s _v /s _v)
0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00	0.00	0.00	1.00
0.05	26.79	4.62	95.38	122.18	108.78	13.40	0.12	1.28
0.10	41.12	7.52	92.48	133.60	113.04	20.56	0.18	1.44
0.20	76.66	16.06	83.94	160.61	122.28	38.33	0.31	1.91
0.35	118.62	24.31	75.69	194.32	135.01	59.31	0.44	2.57
0.50	166.96	29.14	70.86	237.82	154.34	83.48	0.54	3.36
0.75	226.81	32.10	67.90	294.72	181.31	113.41	0.63	4.34
1.00	285.28	30.86	69.14	334.42	201.78	132.64	0.66	4.84
1.25	303.93	26.46	73.54	377.47	225.51	151.96	0.67	5.13
1.50	321.09	21.16	78.84	399.92	239.38	160.54	0.67	5.07
1.75	326.31	17.60	82.40	408.71	245.56	163.15	0.66	4.96
2.00	331.38	13.78	86.22	417.60	251.91	165.69	0.66	4.84
2.50	334.92	9.37	90.63	425.56	258.09	167.46	0.65	4.70
3.00	337.64	4.85	95.15	432.78	263.97	168.82	0.64	4.55
3.50	339.65	2.78	97.22	436.86	267.04	169.82	0.64	4.49
4.00	339.96	0.84	99.16	438.52	268.84	169.68	0.63	4.42
4.50	341.33	-0.19	100.19	441.53	270.86	170.67	0.63	4.41
5.00	344.42	-2.08	102.08	446.50	274.29	172.21	0.63	4.37
6.00	345.69	-3.87	103.87	449.56	276.72	172.85	0.62	4.33
7.00	346.99	-6.07	106.07	453.06	279.57	173.49	0.62	4.27
8.00	348.37	-7.41	107.41	455.77	281.59	174.18	0.62	4.24
9.00	352.70	-8.20	108.20	460.90	284.55	176.35	0.62	4.26
10.00	354.79	-9.69	109.69	464.48	287.09	177.39	0.62	4.23
11.00	354.36	-10.95	110.95	465.30	288.12	177.18	0.61	4.19
12.00	358.29	-11.65	111.65	469.94	290.80	179.15	0.62	4.21
13.00	359.06	-12.16	112.16	471.22	291.69	179.53	0.62	4.20
14.00	358.40	-12.37	112.37	470.77	291.57	179.20	0.61	4.19

Nota:
Los valores de remoldeo (Densidad y humedad) son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: NC/CG Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-186-13E

Nombre del Proyecto: **002LA0668A**

Cliente: **Cesel S.A.**

Nº de muestra / Prof. (m): **13-232-001 / CP-04 / 2,00-3,00** N° Informe Lab : **AP-186-13E**

Descripción / Zona: **Sector de Planta de Procesos** N° de Proyecto: **PEVC00126**

Solicitado por: **Ericka Gabriel** Fecha: **14-oct-13**

Ubicación: **---**

Clasificación SUCS: SC-SM

Estado : Remoldeado a Den.Seca=1.796g/cm3 y %w=10.0%

ESFUERZO vs. DEFORMACIÓN

PRESIÓN DE POROS vs. DEFORMACIÓN

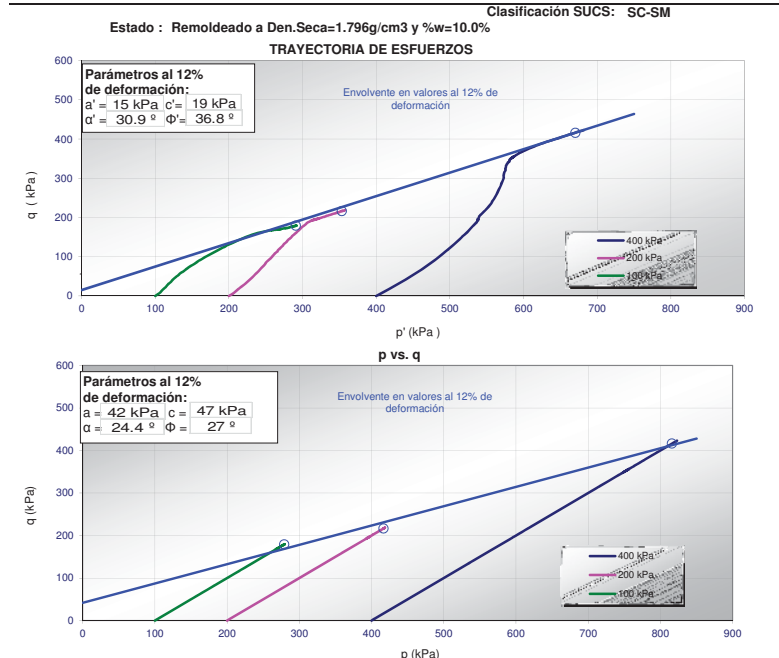
Nota:
Los valores de remoldeo (Densidad y humedad) son de responsabilidad del cliente.

Observaciones:
Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: NC/CG Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : AP-186-13E

Nombre del Proyecto: **002LA0668A**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-232-001 / CP-04 / 2,00-3,00** N° Informe Lab : **AP-186-13E**
 Descripción / Zona: **Sector de Planta de Procesos** N° de Proyecto: **PEVC00126**
 Solicitado por: **Ericka Gabriel** Fecha: **14-oct-13**
 Ubicación: **---**

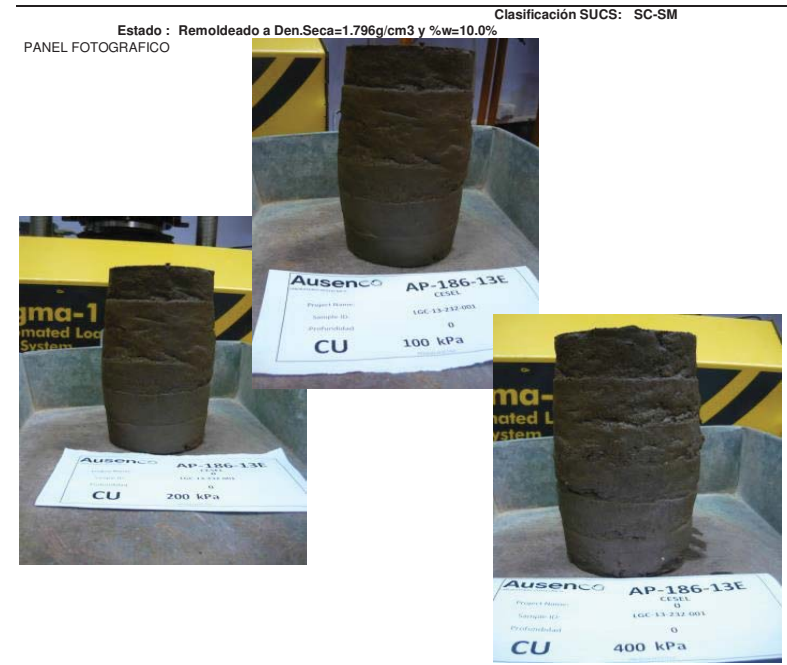


Nota: Los valores de remoldeo (Densidad y humedad) son de responsabilidad del cliente.
Observaciones: Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia. Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

Realizado por: NC/CG Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : **AP-186-13E**

Nombre del Proyecto: **002LA0668A**
 Cliente: **Cesel S.A.**
 N° de muestra / Prof. (m): **13-232-001 / CP-04 / 2,00-3,00** N° Informe Lab : **AP-186-13E**
 Descripción / Zona: **Sector de Planta de Procesos** N° de Proyecto: **PEVC00126**
 Solicitado por: **Ericka Gabriel** Fecha: **14-oct-13**
 Ubicación: **---**



Nota: Los valores de remoldeo (Densidad y humedad) son de responsabilidad del cliente.
Observaciones: Los parámetros de resistencia cortante estimados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia. Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

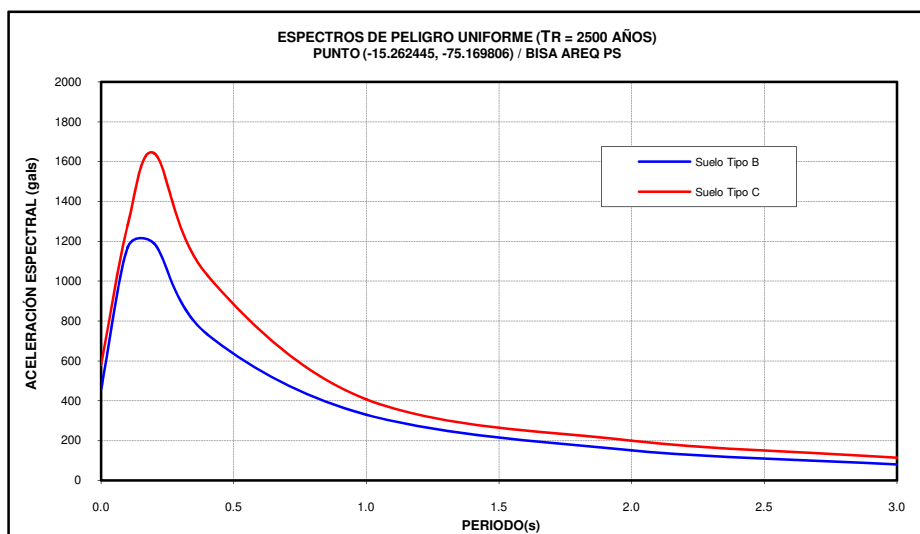
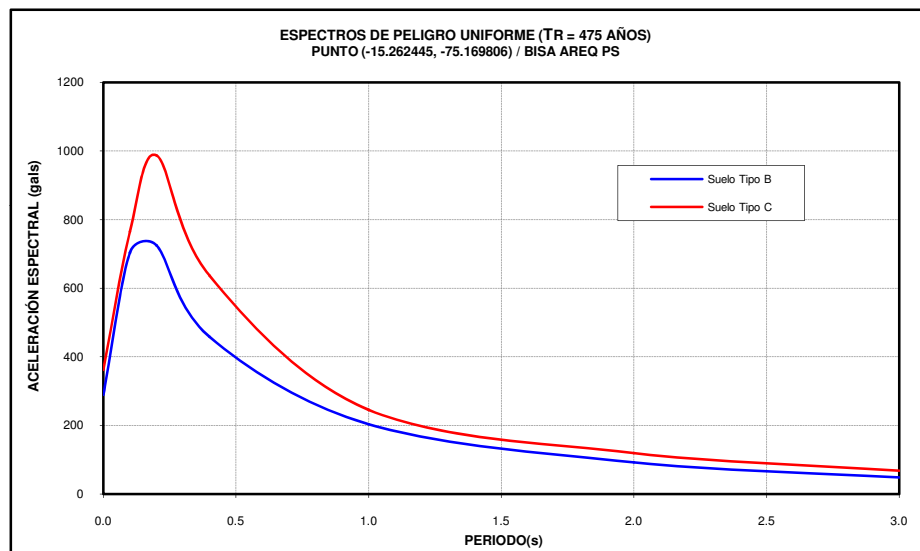
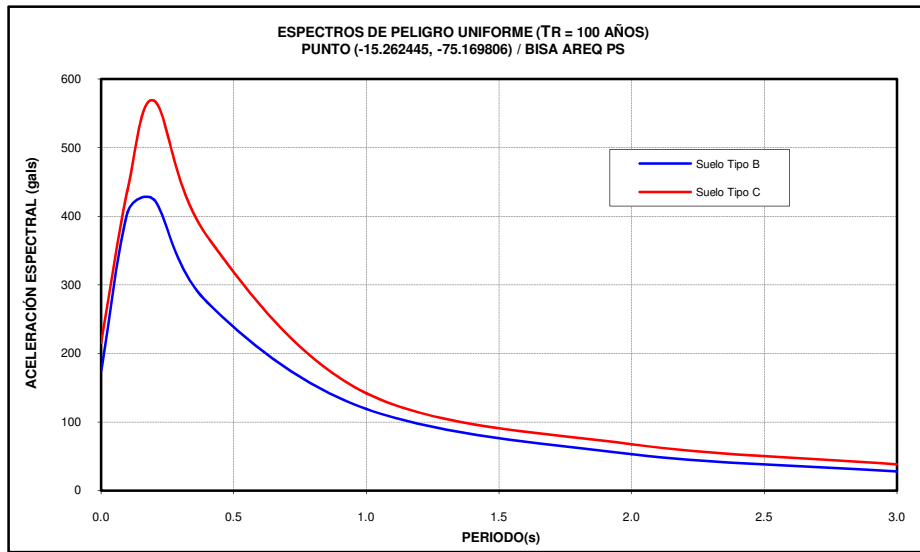
Grado de compactación: Bajo Ligero Medio Alto Elevado

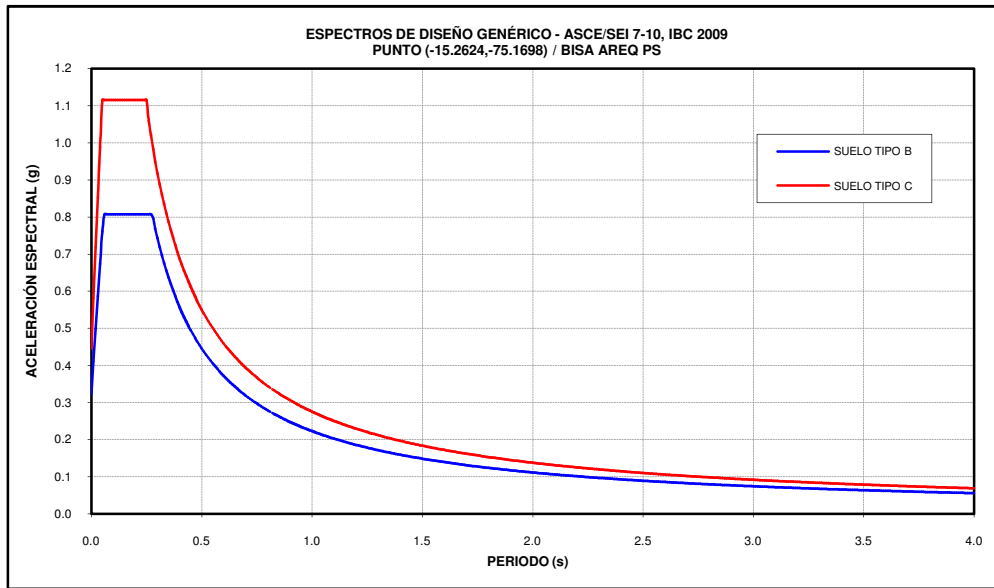
Realizado por: NC/CG Ingresado por: HEV Revisado por: TOM N° Informe Lab : **AP-186-13E**

ANEXO B

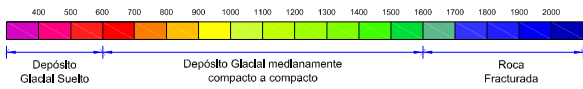
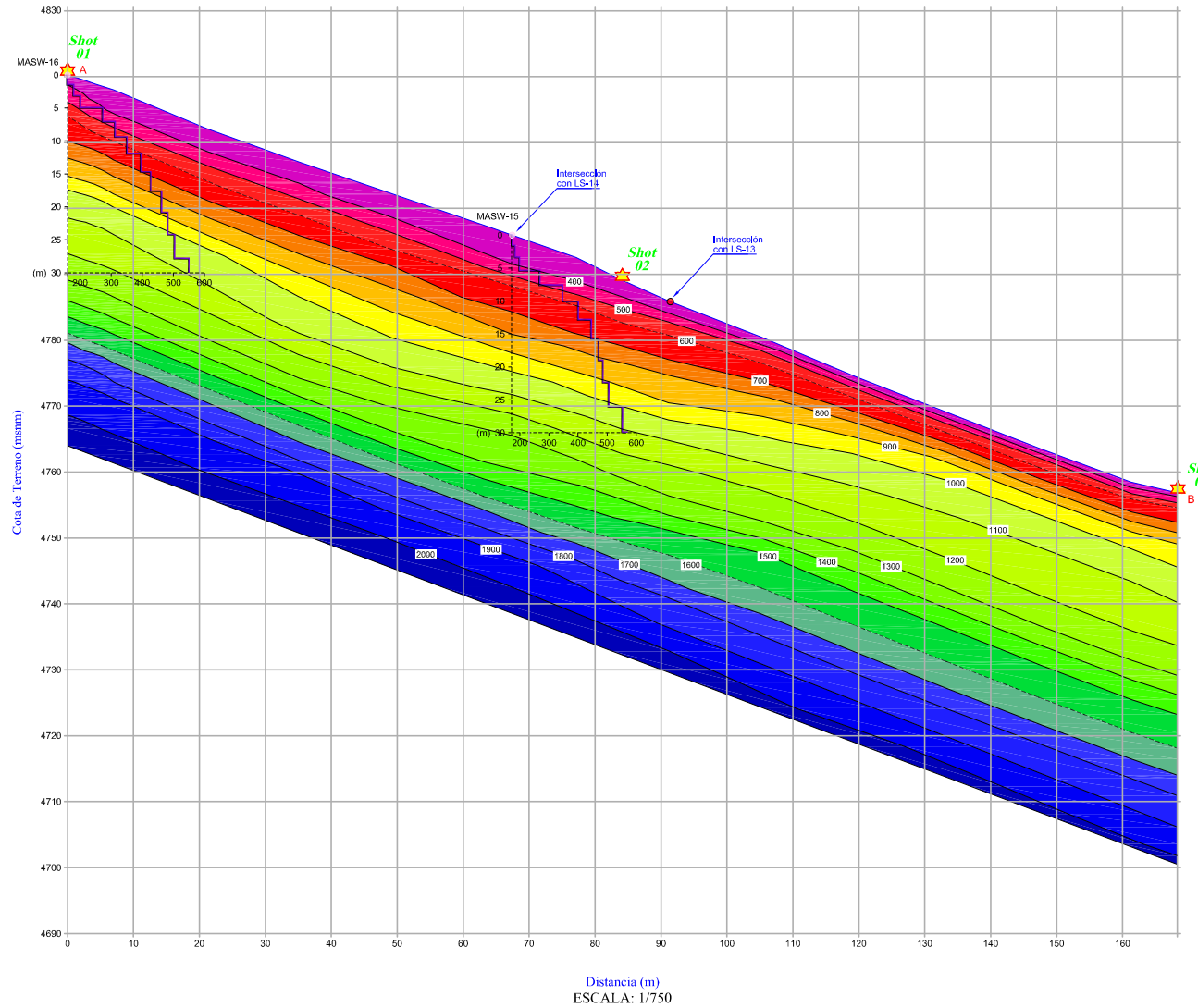
ESTUDIO DE PELIGRO UNIFORME

- ESPECTROS DE DISEÑO





PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-12



Este plan es emitido y presentado por ZER Geosystem Perú S.A.C. para uso exclusivo del cliente. Cualquier uso posterior en el momento y/o en forma diferente al original sin el consentimiento escrito de ZER Geosystem Perú S.A.C. constituye una infracción de las leyes de propiedad intelectual y será perseguido legalmente.

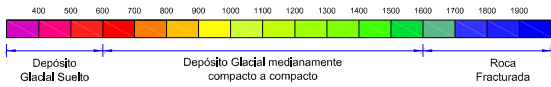
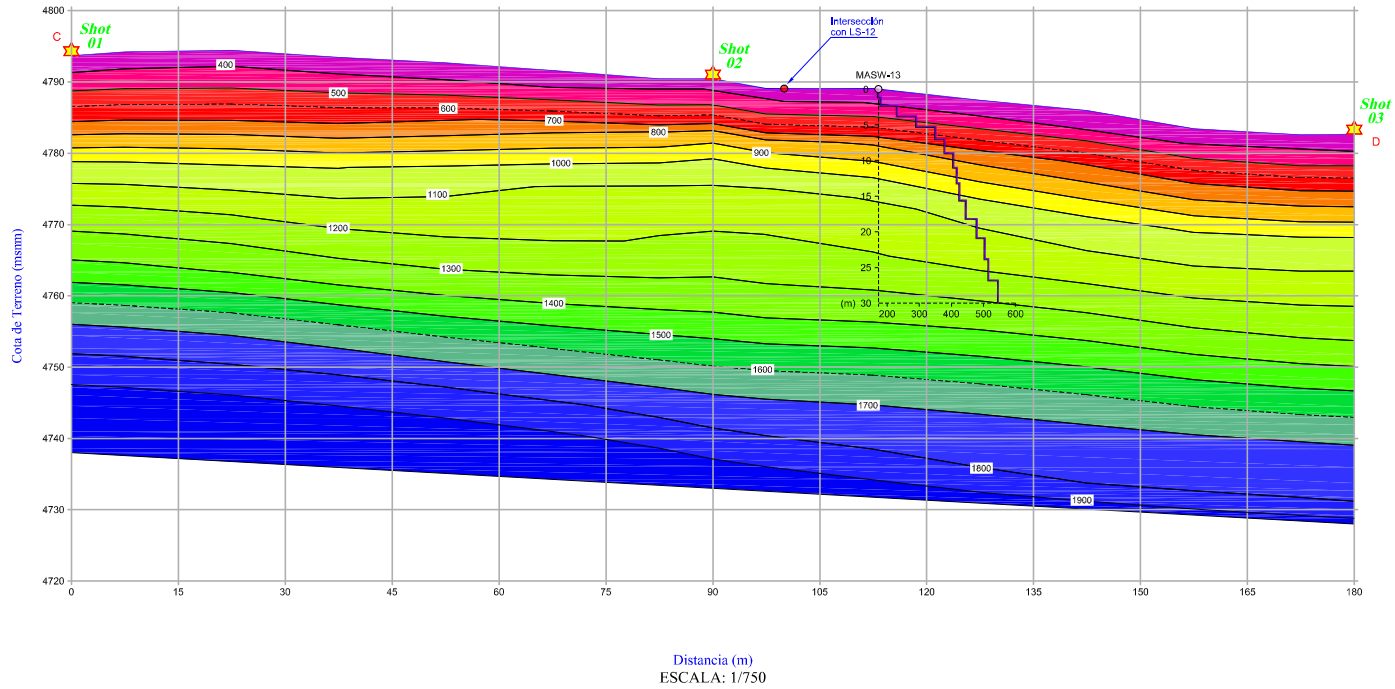
REV. N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	DIBUJO	DISERNO	REVISIÓN	APROBACIÓN
A	NOV/12	EMITIDO PARA REVISIÓN	K.G.V.M.	Ing. Jahor Cabrera	Ing. Ramiro Piedra	Dr. Ing. Zenón Aguilar



PROYECTO: TAMBOMAYO
 PAIS: PERÚ
 DEPARTAMENTO: AREQUIPA
 PROVINCIA: CAYLLOMA
 DISTRITO: TAPAY

TÍTULO DEL PROYECTO:		ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA, MASW Y MAM PARA EL PROYECTO TAMBOMAYO	
TÍTULO DEL PLANO:		PERFIL SÍSMICO LS-12	
ESCALA:	CODIGO DE TRABAJO:	PLANO	
Indicada	P040-116 BISA AREQUIPA	L-01	

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-13



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

REV. N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	DIBUJO	DISEÑO	REVISIÓN	APROBACIÓN
A	NOV/12	EMITIDO PARA REVISIÓN	K.G.V.M.	Ing. Jairo Cabrera	Ing. Ramiro Piedra	D. Ing. Zenón Aguilar

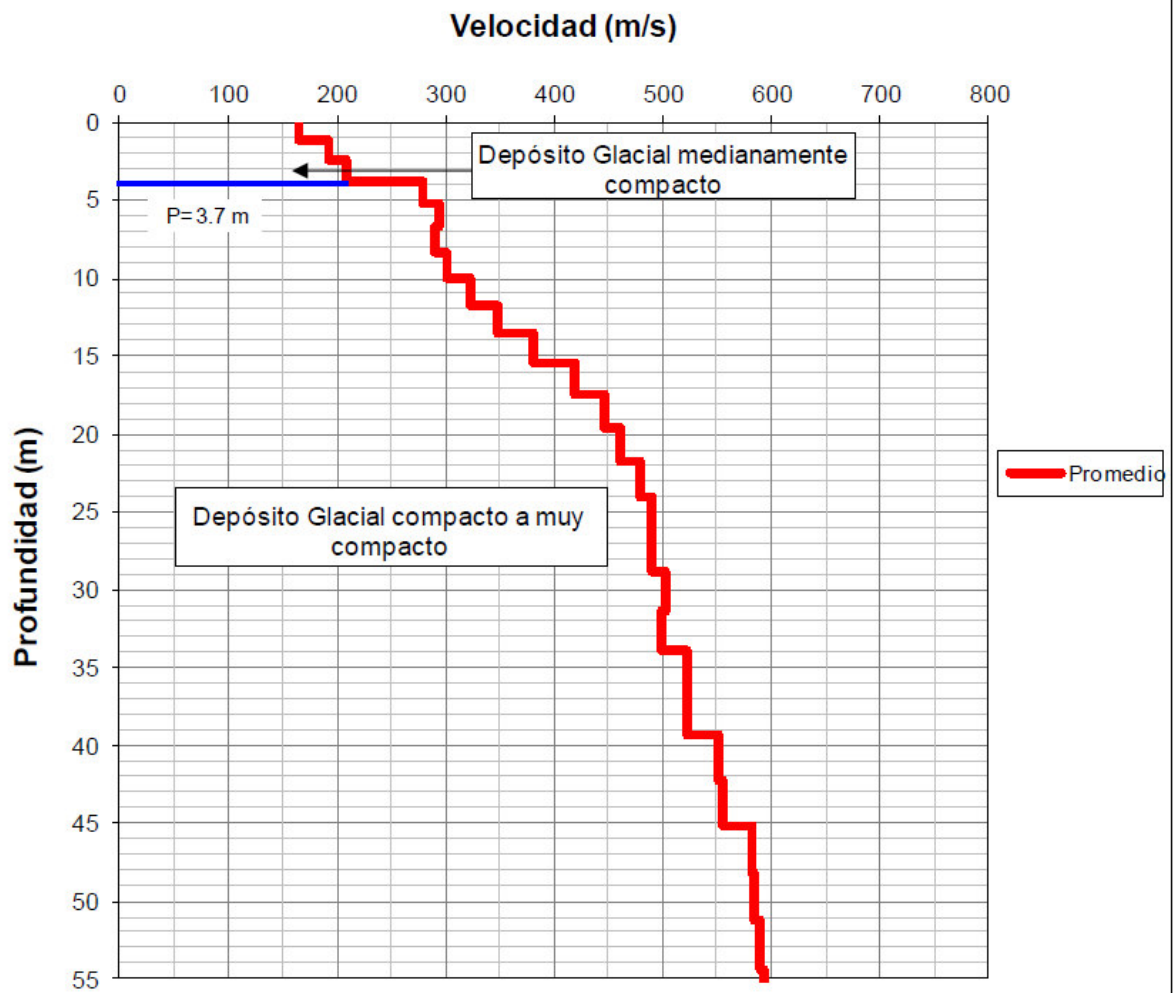


PROYECTO:	TAMBOMAYO
PAIS:	PERU
DEPARTAMENTO:	AREQUIPA
PROVINCIA:	CAYLLOMA
DISTRITO:	TAPAY

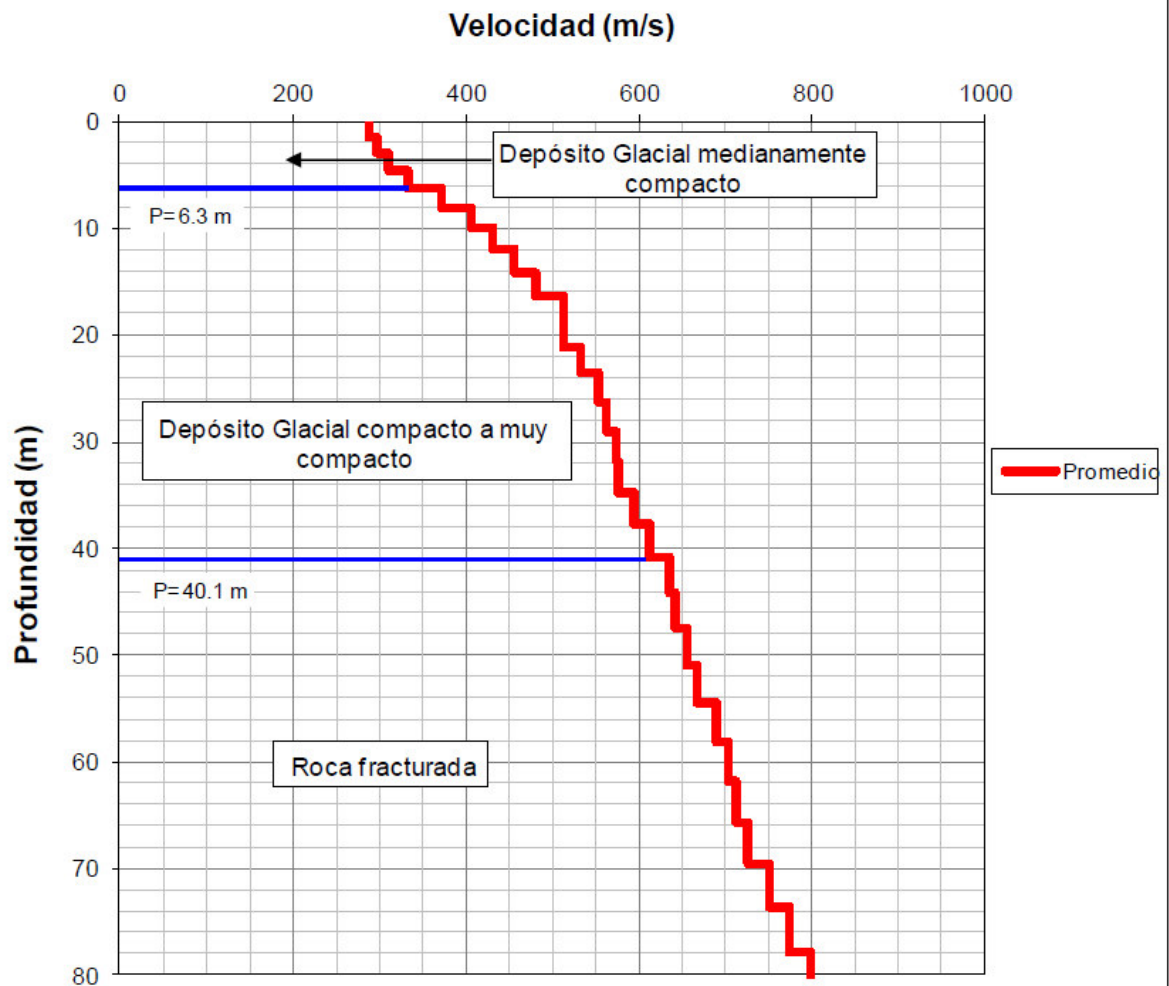
TITULO DEL PROYECTO:		ESTUDIO GEOFISICO POR LOS METODOS DE REFRACCION SISMICA, MASW Y MAM PARA EL PROYECTO TAMBOMAYO	
TITULO DEL PLANO:		PERFIL SISMICO LS-13	
ESCALA:	CODIGO DE TRABAJO:	PLANO	
Indicada	P040-T16 BISA AREQUIPA		L-02

Este plan es un estudio preliminar de P040 Geosystem Perú S.A.C. y es para uso exclusivo del cliente, cualquier uso posterior sin el consentimiento escrito de Geosystem Perú S.A.C. será responsabilidad del usuario.

**Fig. 06. Modelo Unidimensional de Ondas de Corte
Sondaje MAM - 04**



**Fig. 07. Modelo Unidimensional de Ondas de Corte
Sondaje MAM - 05**



ANEXO C

DISEÑOS DE MSR EN PROGRAMA MSEW 3.0

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD

MSEW h:5m

MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:5m
Project Number:
Client:
Designer: Bach, Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\MSEW 5.0.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_h_d = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

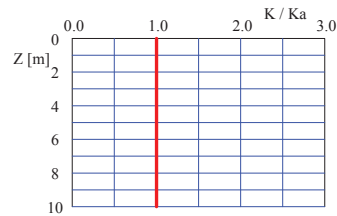
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFd	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFid	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan^{\delta}$	$0.67 \cdot \tan^{\delta}$	$0.67 \cdot \tan^{\delta}$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



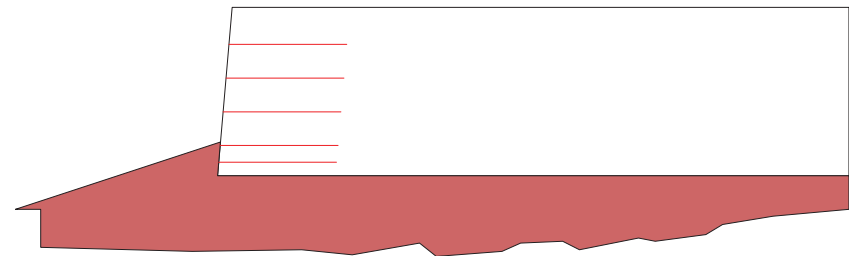
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 5.00 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 4.00 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 110.39 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	3.50	1	N/A	N/A	N/A	1.897	10.694	2.048	0.0610	UX-60
2	0.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	1.934	9.192	2.313	0.0452	UX-60
3	1.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	1.859	5.670	3.099	0.0206	UX-60
4	2.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	2.745	4.656	4.635	0.0050	UX-60
5	3.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	4.503	3.130	8.962	-0.0020	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

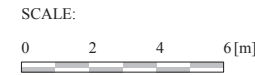
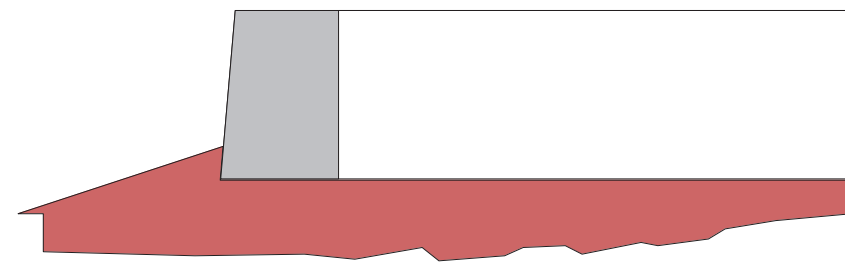
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 124.80 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	3.50	1	N/A	N/A	N/A	1.493	6.171	1.573	0.1023	UX-60
2	0.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	1.539	5.383	1.777	0.0778	UX-60
3	1.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	1.538	3.493	2.381	0.0390	UX-60
4	2.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	2.190	2.735	3.560	0.0133	UX-60
5	3.90	3.50	1	N/A	N/A	N/A	3.399	1.709	6.884	0.0003	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	720.1	636.9	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	110.39	124.8	[kPa]
Eccentricity, e	0.26	0.44	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	3.50	3.50	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	3.50	2.048	1.573	1	UX-60
2	0.90	3.50	2.313	1.777	1	UX-60
3	1.90	3.50	3.099	2.381	1	UX-60
4	2.90	3.50	4.635	3.560	1	UX-60
5	3.90	3.50	8.962	6.884	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	3.50	0.0610	0.1023	1	UX-60
2	0.90	3.50	0.0452	0.0778	1	UX-60
3	1.90	3.50	0.0206	0.0390	1	UX-60
4	2.90	3.50	0.0050	0.0133	1	UX-60
5	3.90	3.50	-0.0020	0.0003	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	35.4	18.67	7.21	N/A	1.897	N/A	1.493	UX-60
2	0.90	35.4	18.32	6.71	N/A	1.934	N/A	1.539	UX-60
3	1.90	35.4	19.05	5.69	N/A	1.859	N/A	1.538	UX-60
4	2.90	35.4	12.90	4.67	N/A	2.745	N/A	2.190	UX-60
5	3.90	35.4	7.87	3.66	N/A	4.503	N/A	3.399	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	18.67	7.21	3.31	0.19	199.7	N/A	10.694	159.8	N/A	6.171
2	0.90	1.000	18.32	6.71	3.08	0.42	168.4	N/A	9.192	134.7	N/A	5.383
3	1.90	1.000	19.05	5.69	2.61	0.89	108.0	N/A	5.670	86.4	N/A	3.493
4	2.90	1.000	12.90	4.67	2.15	1.35	60.1	N/A	4.656	48.1	N/A	2.735
5	3.90	1.000	7.87	3.66	1.68	1.82	24.6	N/A	3.130	19.7	N/A	1.709

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD
MSEW h:5.5m
MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:5.5m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\5.5\MSEW 5.5.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

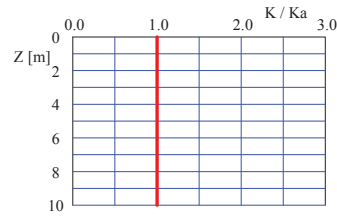
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFd	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFid	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



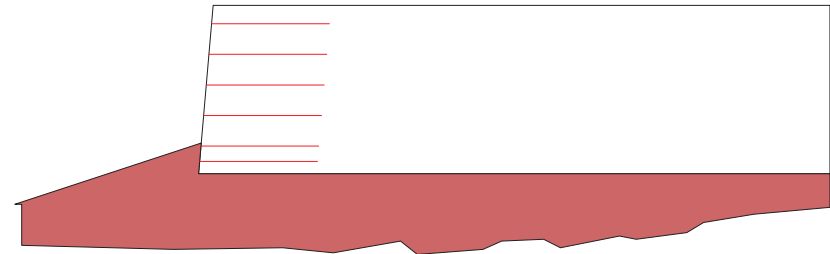
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 5.50 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 4.50 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 121.42 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	3.85	1	N/A	N/A	N/A	1.714	11.805	2.031	0.0622	UX-60
2	0.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	1.717	10.200	2.265	0.0476	UX-60
3	1.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	1.601	6.427	2.929	0.0242	UX-60
4	2.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	2.217	5.416	4.104	0.0082	UX-60
5	3.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	3.603	4.402	6.747	-0.0005	UX-60
6	4.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	9.528	3.363	18.200	-0.0022	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

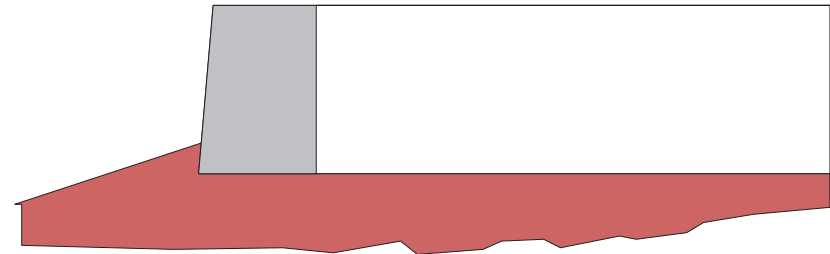
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 137.28 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	3.85	1	N/A	N/A	N/A	1.361	6.888	1.560	0.1042	UX-60
2	0.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	1.381	6.052	1.740	0.0816	UX-60
3	1.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	1.339	4.016	2.250	0.0447	UX-60
4	2.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	1.804	3.265	3.152	0.0188	UX-60
5	3.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	2.767	2.459	5.182	0.0035	UX-60
6	4.90	3.85	1	N/A	N/A	N/A	5.898	1.431	13.979	-0.0017	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	792.1	700.6	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	121.42	137.3	[kPa]
Eccentricity, e	0.29	0.48	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	3.85	3.85	[m]



SCALE:



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	3.85	2.031	1.560	1	UX-60
2	0.90	3.85	2.265	1.740	1	UX-60
3	1.90	3.85	2.929	2.250	1	UX-60
4	2.90	3.85	4.104	3.152	1	UX-60
5	3.90	3.85	6.747	5.182	1	UX-60
6	4.90	3.85	18.200	13.979	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	3.85	0.0622	0.1042	1	UX-60
2	0.90	3.85	0.0476	0.0816	1	UX-60
3	1.90	3.85	0.0242	0.0447	1	UX-60
4	2.90	3.85	0.0082	0.0188	1	UX-60
5	3.90	3.85	-0.0005	0.0035	1	UX-60
6	4.90	3.85	-0.0022	-0.0017	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	35.4	20.67	7.67	N/A	1.714	N/A	1.361	UX-60
2	0.90	35.4	20.62	7.18	N/A	1.717	N/A	1.381	UX-60
3	1.90	35.4	22.12	6.20	N/A	1.601	N/A	1.339	UX-60
4	2.90	35.4	15.98	5.23	N/A	2.217	N/A	1.804	UX-60
5	3.90	35.4	9.83	4.25	N/A	3.603	N/A	2.767	UX-60
6	4.90	35.4	3.72	3.27	N/A	9.528	N/A	5.898	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	20.67	7.67	3.66	0.19	244.0	N/A	11.805	195.2	N/A	6.888
2	0.90	1.000	20.62	7.18	3.43	0.42	210.4	N/A	10.200	168.3	N/A	6.052
3	1.90	1.000	22.12	6.20	2.96	0.89	142.2	N/A	6.427	113.8	N/A	4.016
4	2.90	1.000	15.98	5.23	2.50	1.35	86.5	N/A	5.416	69.2	N/A	3.265
5	3.90	1.000	9.83	4.25	2.03	1.82	43.3	N/A	4.402	34.6	N/A	2.459
6	4.90	1.000	3.72	3.27	1.56	2.29	12.5	N/A	3.363	10.0	N/A	1.431

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD

MSEW h:6m

MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:6m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\6\MSEW 6.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

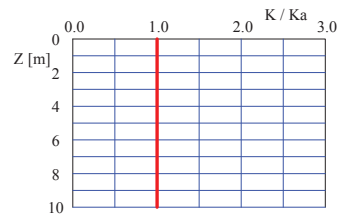
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



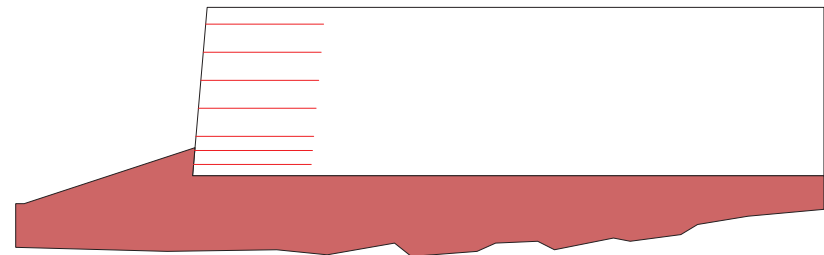
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 6.00 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 5.00 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 132.46 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.563	12.912	2.017	0.0633	UX-60
2	0.90	4.20	1	N/A	N/A	N/A	2.261	16.400	2.227	0.0497	UX-60
3	1.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.717	10.547	2.483	0.0377	UX-60
4	2.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.601	6.682	3.207	0.0186	UX-60
5	3.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	2.217	5.669	4.488	0.0057	UX-60
6	4.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	3.603	4.655	7.371	-0.0011	UX-60
7	5.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	9.528	3.612	19.865	-0.0021	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

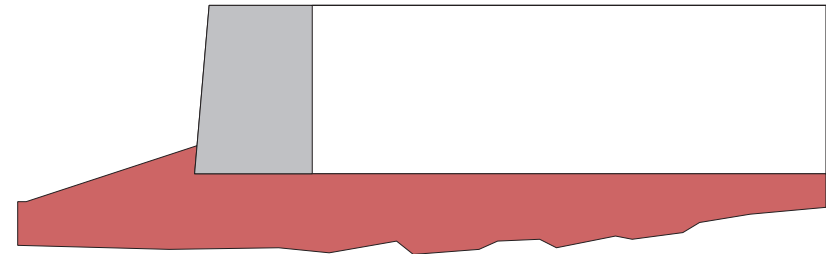
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 149.75 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.261	7.700	1.549	0.1058	UX-60
2	0.90	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.706	8.954	1.711	0.0848	UX-60
3	1.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.394	6.336	1.907	0.0661	UX-60
4	2.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.348	4.214	2.463	0.0358	UX-60
5	3.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	1.816	3.447	3.447	0.0146	UX-60
6	4.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	2.783	2.621	5.662	0.0022	UX-60
7	5.40	4.20	1	N/A	N/A	N/A	5.921	1.544	15.259	-0.0017	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	864.1	764.3	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	132.46	149.8	[kPa]
Eccentricity, e	0.32	0.52	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	4.20	4.20	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	4.20	2.017	1.549	1	UX-60
2	0.90	4.20	2.227	1.711	1	UX-60
3	1.40	4.20	2.483	1.907	1	UX-60
4	2.40	4.20	3.207	2.463	1	UX-60
5	3.40	4.20	4.488	3.447	1	UX-60
6	4.40	4.20	7.371	5.662	1	UX-60
7	5.40	4.20	19.865	15.259	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	4.20	0.0633	0.1058	1	UX-60
2	0.90	4.20	0.0497	0.0848	1	UX-60
3	1.40	4.20	0.0377	0.0661	1	UX-60
4	2.40	4.20	0.0186	0.0358	1	UX-60
5	3.40	4.20	0.0057	0.0146	1	UX-60
6	4.40	4.20	-0.0011	0.0022	1	UX-60
7	5.40	4.20	-0.0021	-0.0017	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	35.4	22.67	7.74	N/A	1.563	N/A	1.261	UX-60
2	0.90	35.4	15.67	7.29	N/A	2.261	N/A	1.706	UX-60
3	1.40	35.4	20.62	6.84	N/A	1.717	N/A	1.394	UX-60
4	2.40	35.4	22.12	5.94	N/A	1.601	N/A	1.348	UX-60
5	3.40	35.4	15.98	5.04	N/A	2.217	N/A	1.816	UX-60
6	4.40	35.4	9.83	4.14	N/A	3.603	N/A	2.783	UX-60
7	5.40	35.4	3.72	3.24	N/A	9.528	N/A	5.921	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	22.67	7.74	4.01	0.19	292.7	N/A	12.912	234.1	N/A	7.700
2	0.90	1.000	15.67	7.29	3.78	0.42	257.0	N/A	16.400	205.6	N/A	8.954
3	1.40	1.000	20.62	6.84	3.55	0.65	217.5	N/A	10.547	174.0	N/A	6.336
4	2.40	1.000	22.12	5.94	3.08	1.12	147.8	N/A	6.682	118.3	N/A	4.214
5	3.40	1.000	15.98	5.04	2.61	1.59	90.6	N/A	5.669	72.5	N/A	3.447
6	4.40	1.000	9.83	4.14	2.15	2.05	45.8	N/A	4.655	36.6	N/A	2.621
7	5.40	1.000	3.72	3.24	1.68	2.52	13.4	N/A	3.612	10.7	N/A	1.544

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD
MSEW h:6.5m
MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:6.5m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\6.5\MSEW 6.5.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

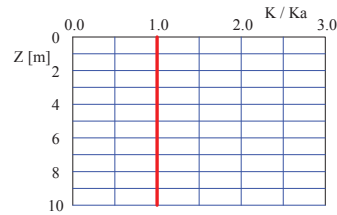
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



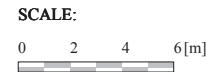
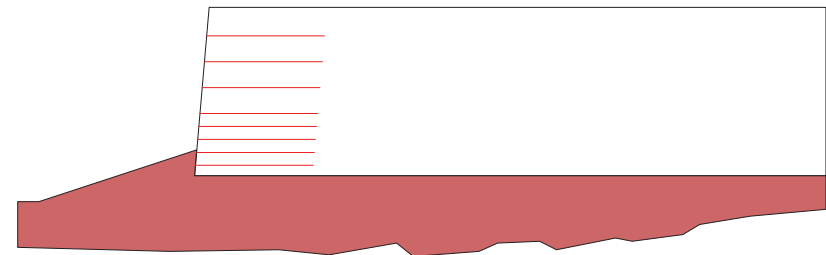
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 6.50 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 5.50 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 143.50 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	4.55	2	N/A	N/A	N/A	2.154	14.021	2.005	0.0642	UX-90
2	0.90	4.55	1	N/A	N/A	N/A	2.059	17.904	2.195	0.0515	UX-60
3	1.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	2.261	16.911	2.423	0.0402	UX-60
4	1.90	4.55	1	N/A	N/A	N/A	2.506	15.897	2.700	0.0303	UX-60
5	2.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	1.934	10.234	3.044	0.0217	UX-60
6	3.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	1.859	6.428	4.067	0.0085	UX-60
7	4.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	2.745	5.414	6.063	0.0006	UX-60
8	5.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	4.503	3.781	11.688	-0.0024	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

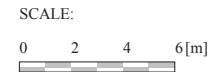
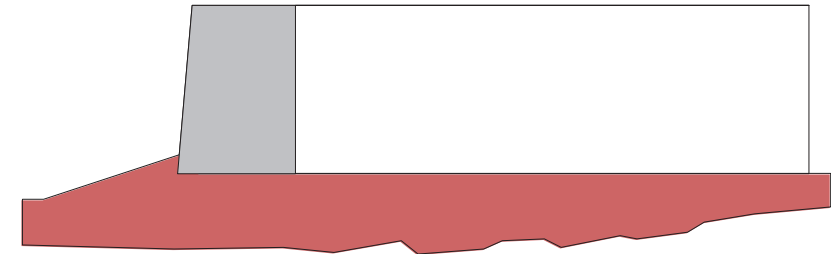
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 162.23 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	4.55	2	N/A	N/A	N/A	1.771	8.564	1.540	0.1072	UX-90
2	0.90	4.55	1	N/A	N/A	N/A	1.591	10.085	1.686	0.0875	UX-60
3	1.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	1.733	9.426	1.861	0.0699	UX-60
4	1.90	4.55	1	N/A	N/A	N/A	1.903	8.748	2.074	0.0543	UX-60
5	2.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	1.573	6.166	2.338	0.0407	UX-60
6	3.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	1.562	4.042	3.124	0.0193	UX-60
7	4.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	2.219	3.235	4.657	0.0054	UX-60
8	5.40	4.55	1	N/A	N/A	N/A	3.422	2.084	8.977	-0.0011	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	936.1	828.0	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	143.50	162.2	[kPa]
Eccentricity, e	0.34	0.57	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	4.55	4.55	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	4.55	2.005	1.540	2	UX-90
2	0.90	4.55	2.195	1.686	1	UX-60
3	1.40	4.55	2.423	1.861	1	UX-60
4	1.90	4.55	2.700	2.074	1	UX-60
5	2.40	4.55	3.044	2.338	1	UX-60
6	3.40	4.55	4.067	3.124	1	UX-60
7	4.40	4.55	6.063	4.657	1	UX-60
8	5.40	4.55	11.688	8.977	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	4.55	0.0642	0.1072	2	UX-90
2	0.90	4.55	0.0515	0.0875	1	UX-60
3	1.40	4.55	0.0402	0.0699	1	UX-60
4	1.90	4.55	0.0303	0.0543	1	UX-60
5	2.40	4.55	0.0217	0.0407	1	UX-60
6	3.40	4.55	0.0085	0.0193	1	UX-60
7	4.40	4.55	0.0006	0.0054	1	UX-60
8	5.40	4.55	-0.0024	-0.0011	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	53.1	24.67	7.64	N/A	2.154	N/A	1.771	UX-90
2	0.90	35.4	17.21	7.23	N/A	2.059	N/A	1.591	UX-60
3	1.40	35.4	15.67	6.82	N/A	2.261	N/A	1.733	UX-60
4	1.90	35.4	14.13	6.41	N/A	2.506	N/A	1.903	UX-60
5	2.40	35.4	18.32	6.00	N/A	1.934	N/A	1.573	UX-60
6	3.40	35.4	19.05	5.19	N/A	1.859	N/A	1.562	UX-60
7	4.40	35.4	12.90	4.37	N/A	2.745	N/A	2.219	UX-60
8	5.40	35.4	7.87	3.55	N/A	4.503	N/A	3.422	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	24.67	7.64	4.36	0.19	345.8	N/A	14.021	276.7	N/A	8.564
2	0.90	1.000	17.21	7.23	4.13	0.42	308.1	N/A	17.904	246.4	N/A	10.085
3	1.40	1.000	15.67	6.82	3.90	0.65	265.0	N/A	16.911	212.0	N/A	9.426
4	1.90	1.000	14.13	6.41	3.66	0.89	224.7	N/A	15.897	179.8	N/A	8.748
5	2.40	1.000	18.32	6.00	3.43	1.12	187.5	N/A	10.234	150.0	N/A	6.166
6	3.40	1.000	19.05	5.19	2.96	1.59	122.4	N/A	6.428	98.0	N/A	4.042
7	4.40	1.000	12.90	4.37	2.50	2.05	69.9	N/A	5.414	55.9	N/A	3.235
8	5.40	1.000	7.87	3.55	2.03	2.52	29.7	N/A	3.781	23.8	N/A	2.084

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD

MSEW h:7m

MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:7m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\7\MSEW 7.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

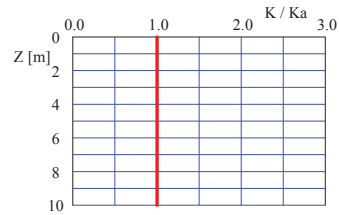
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



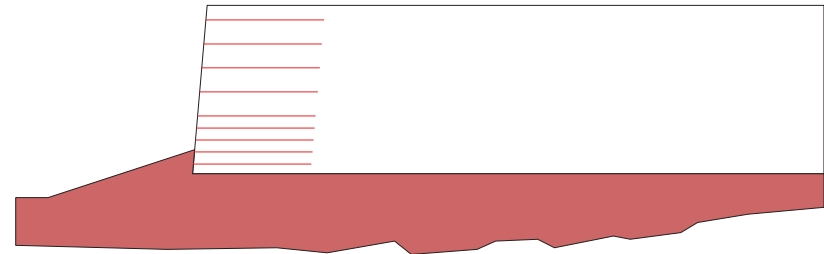
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 7.00 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 6.00 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 154.54 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength Fs	Pullout resistance Fs	Direct sliding Fs	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length Type #	Fs-overall [pullout resistance]	Fs-overall [connection break]	Fs-overall [geogrid strength]					
1	0.40	4.90 2	N/A	N/A	N/A	1.993	15.122	1.995	0.0649	UX-90
2	0.90	4.90 2	N/A	N/A	N/A	2.835	19.387	2.169	0.0530	UX-90
3	1.40	4.90 2	N/A	N/A	N/A	3.088	18.430	2.374	0.0423	UX-90
4	1.90	4.90 1	N/A	N/A	N/A	2.261	17.414	2.619	0.0328	UX-60
5	2.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	1.717	11.238	2.917	0.0245	UX-60
6	3.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	1.601	7.188	3.762	0.0112	UX-60
7	4.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	2.217	6.177	5.257	0.0025	UX-60
8	5.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	3.603	5.161	8.621	-0.0018	UX-60
9	6.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	9.528	4.115	23.197	-0.0019	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

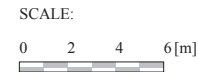
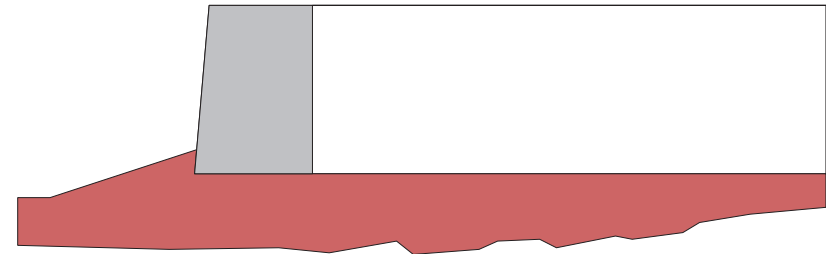
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 174.71 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength Fs	Pullout resistance Fs	Direct sliding Fs	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length Type #	Fs-overall [pullout resistance]	Fs-overall [connection break]	Fs-overall [geogrid strength]					
1	0.40	4.90 2	N/A	N/A	N/A	1.642	9.267	1.533	0.1084	UX-90
2	0.90	4.90 2	N/A	N/A	N/A	2.199	10.976	1.666	0.0899	UX-90
3	1.40	4.90 2	N/A	N/A	N/A	2.379	10.336	1.823	0.0733	UX-90
4	1.90	4.90 1	N/A	N/A	N/A	1.726	9.657	2.012	0.0584	UX-60
5	2.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	1.406	6.828	2.241	0.0452	UX-60
6	3.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	1.356	4.568	2.890	0.0238	UX-60
7	4.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	1.824	3.778	4.038	0.0090	UX-60
8	5.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	2.787	2.911	6.622	0.0006	UX-60
9	6.40	4.90 1	N/A	N/A	N/A	5.875	1.743	17.818	-0.0016	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	1008.1	891.7	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	154.54	174.7	[kPa]
Eccentricity, e	0.37	0.61	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
Fs calculated	6.52	5.10	
Base length	4.90	4.90	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	4.90	1.995	1.533	2	UX-90
2	0.90	4.90	2.169	1.666	2	UX-90
3	1.40	4.90	2.374	1.823	2	UX-90
4	1.90	4.90	2.619	2.012	1	UX-60
5	2.40	4.90	2.917	2.241	1	UX-60
6	3.40	4.90	3.762	2.890	1	UX-60
7	4.40	4.90	5.257	4.038	1	UX-60
8	5.40	4.90	8.621	6.622	1	UX-60
9	6.40	4.90	23.197	17.818	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	4.90	0.0649	0.1084	2	UX-90
2	0.90	4.90	0.0530	0.0899	2	UX-90
3	1.40	4.90	0.0423	0.0733	2	UX-90
4	1.90	4.90	0.0328	0.0584	1	UX-60
5	2.40	4.90	0.0245	0.0452	1	UX-60
6	3.40	4.90	0.0112	0.0238	1	UX-60
7	4.40	4.90	0.0025	0.0090	1	UX-60
8	5.40	4.90	-0.0018	0.0006	1	UX-60
9	6.40	4.90	-0.0019	-0.0016	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	53.1	26.66	8.15	N/A	1.993	N/A	1.642	UX-90
2	0.90	53.1	18.74	7.74	N/A	2.835	N/A	2.199	UX-90
3	1.40	53.1	17.21	7.34	N/A	3.088	N/A	2.379	UX-90
4	1.90	35.4	15.67	6.94	N/A	2.261	N/A	1.726	UX-60
5	2.40	35.4	20.62	6.53	N/A	1.717	N/A	1.406	UX-60
6	3.40	35.4	22.12	5.73	N/A	1.601	N/A	1.356	UX-60
7	4.40	35.4	15.98	4.92	N/A	2.217	N/A	1.824	UX-60
8	5.40	35.4	9.83	4.11	N/A	3.603	N/A	2.787	UX-60
9	6.40	35.4	3.72	3.31	N/A	9.528	N/A	5.875	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	26.66	8.15	4.71	0.19	403.2	N/A	15.122	322.6	N/A	9.267
2	0.90	1.000	18.74	7.74	4.48	0.42	363.4	N/A	19.387	290.7	N/A	10.976
3	1.40	1.000	17.21	7.34	4.25	0.65	317.1	N/A	18.430	253.7	N/A	10.336
4	1.90	1.000	15.67	6.94	4.01	0.89	272.9	N/A	17.414	218.3	N/A	9.657
5	2.40	1.000	20.62	6.53	3.78	1.12	231.8	N/A	11.238	185.4	N/A	6.828
6	3.40	1.000	22.12	5.73	3.31	1.59	159.0	N/A	7.188	127.2	N/A	4.568
7	4.40	1.000	15.98	4.92	2.85	2.05	98.7	N/A	6.177	79.0	N/A	3.778
8	5.40	1.000	9.83	4.11	2.38	2.52	50.7	N/A	5.161	40.6	N/A	2.911
9	6.40	1.000	3.72	3.31	1.91	2.99	15.3	N/A	4.115	12.2	N/A	1.743

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD
MSEW h:7.5m
MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:7.5m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\7.5\MSEW 7.5.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

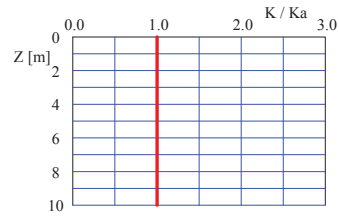
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFd	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFid	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



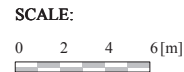
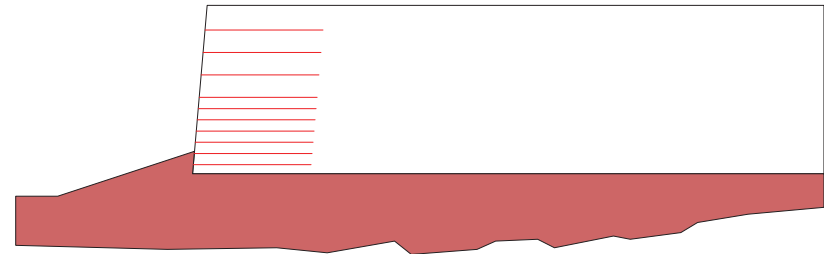
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 7.50 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 6.50 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 165.58 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	5.25	2	N/A	N/A	N/A	1.854	16.226	1.987	0.0656	UX-90
2	0.90	5.25	2	N/A	N/A	N/A	2.620	20.865	2.147	0.0544	UX-90
3	1.40	5.25	2	N/A	N/A	N/A	2.835	19.950	2.333	0.0442	UX-90
4	1.90	5.25	2	N/A	N/A	N/A	3.088	18.933	2.552	0.0351	UX-90
5	2.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	2.261	17.916	2.815	0.0270	UX-60
6	2.90	5.25	1	N/A	N/A	N/A	2.506	16.908	3.134	0.0199	UX-60
7	3.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	1.934	10.927	3.532	0.0138	UX-60
8	4.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	1.859	6.933	4.711	0.0046	UX-60
9	5.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	2.745	5.921	7.014	-0.0008	UX-60
10	6.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	4.503	4.218	13.505	-0.0024	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

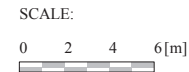
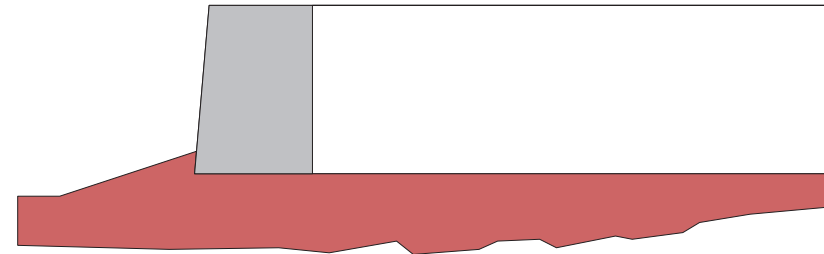
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 187.19 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	5.25	2	N/A	N/A	N/A	1.544	10.088	1.526	0.1094	UX-90
2	0.90	5.25	2	N/A	N/A	N/A	2.063	12.038	1.649	0.0921	UX-90
3	1.40	5.25	2	N/A	N/A	N/A	2.218	11.416	1.792	0.0763	UX-90
4	1.90	5.25	2	N/A	N/A	N/A	2.398	10.730	1.961	0.0620	UX-90
5	2.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	1.740	10.038	2.162	0.0492	UX-60
6	2.90	5.25	1	N/A	N/A	N/A	1.909	9.345	2.408	0.0379	UX-60
7	3.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	1.576	6.600	2.713	0.0281	UX-60
8	4.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	1.562	4.359	3.619	0.0127	UX-60
9	5.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	2.214	3.526	5.388	0.0029	UX-60
10	6.40	5.25	1	N/A	N/A	N/A	3.395	2.301	10.373	-0.0014	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	1080.1	955.4	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	165.58	187.2	[kPa]
Eccentricity, e	0.40	0.65	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	5.25	5.25	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	5.25	1.987	1.526	2	UX-90
2	0.90	5.25	2.147	1.649	2	UX-90
3	1.40	5.25	2.333	1.792	2	UX-90
4	1.90	5.25	2.552	1.961	2	UX-90
5	2.40	5.25	2.815	2.162	1	UX-60
6	2.90	5.25	3.134	2.408	1	UX-60
7	3.40	5.25	3.532	2.713	1	UX-60
8	4.40	5.25	4.711	3.619	1	UX-60
9	5.40	5.25	7.014	5.388	1	UX-60
10	6.40	5.25	13.505	10.373	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	5.25	0.0656	0.1094	2	UX-90
2	0.90	5.25	0.0544	0.0921	2	UX-90
3	1.40	5.25	0.0442	0.0763	2	UX-90
4	1.90	5.25	0.0351	0.0620	2	UX-90
5	2.40	5.25	0.0270	0.0492	1	UX-60
6	2.90	5.25	0.0199	0.0379	1	UX-60
7	3.40	5.25	0.0138	0.0281	1	UX-60
8	4.40	5.25	0.0046	0.0127	1	UX-60
9	5.40	5.25	-0.0008	0.0029	1	UX-60
10	6.40	5.25	-0.0024	-0.0014	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	53.1	28.66	8.22	N/A	1.854	N/A	1.544	UX-90
2	0.90	53.1	20.28	7.84	N/A	2.620	N/A	2.063	UX-90
3	1.40	53.1	18.74	7.46	N/A	2.835	N/A	2.218	UX-90
4	1.90	53.1	17.21	7.08	N/A	3.088	N/A	2.398	UX-90
5	2.40	35.4	15.67	6.70	N/A	2.261	N/A	1.740	UX-60
6	2.90	35.4	14.13	6.32	N/A	2.506	N/A	1.909	UX-60
7	3.40	35.4	18.32	5.95	N/A	1.934	N/A	1.576	UX-60
8	4.40	35.4	19.05	5.19	N/A	1.859	N/A	1.562	UX-60
9	5.40	35.4	12.90	4.43	N/A	2.745	N/A	2.214	UX-60
10	6.40	35.4	7.87	3.67	N/A	4.503	N/A	3.395	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	28.66	8.22	5.06	0.19	465.0	N/A	16.226	372.0	N/A	10.088
2	0.90	1.000	20.28	7.84	4.83	0.42	423.1	N/A	20.865	338.5	N/A	12.038
3	1.40	1.000	18.74	7.46	4.60	0.65	373.9	N/A	19.950	299.1	N/A	11.416
4	1.90	1.000	17.21	7.08	4.36	0.89	325.8	N/A	18.933	260.6	N/A	10.730
5	2.40	1.000	15.67	6.70	4.13	1.12	280.7	N/A	17.916	224.6	N/A	10.038
6	2.90	1.000	14.13	6.32	3.90	1.35	239.0	N/A	16.908	191.2	N/A	9.345
7	3.40	1.000	18.32	5.95	3.66	1.59	200.2	N/A	10.927	160.2	N/A	6.600
8	4.40	1.000	19.05	5.19	3.20	2.05	132.1	N/A	6.933	105.7	N/A	4.359
9	5.40	1.000	12.90	4.43	2.73	2.52	76.4	N/A	5.921	61.1	N/A	3.526
10	6.40	1.000	7.87	3.67	2.26	2.99	33.2	N/A	4.218	26.5	N/A	2.301

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD

MSEW h:8m

MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:8m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\8\MSEW 8.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

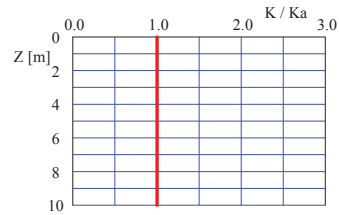
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



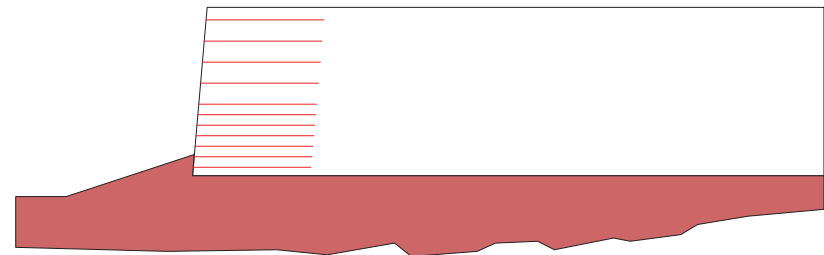
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 8.00 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 7.00 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 176.62 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

GEOGRID			CONNECTION			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	5.60 2	N/A	N/A	N/A	1.733	17.327	1.979	0.0662	UX-90
2	0.90	5.60 2	N/A	N/A	N/A	2.436	22.338	2.128	0.0556	UX-90
3	1.40	5.60 2	N/A	N/A	N/A	2.620	21.465	2.298	0.0459	UX-90
4	1.90	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.890	20.456	2.497	0.0372	UX-60
5	2.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	2.059	19.436	2.731	0.0293	UX-60
6	2.90	5.60 1	N/A	N/A	N/A	2.261	18.426	3.011	0.0224	UX-60
7	3.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.717	11.936	3.352	0.0163	UX-60
8	4.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.601	7.694	4.317	0.0068	UX-60
9	5.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	2.217	6.679	6.026	0.0006	UX-60
10	6.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	3.603	5.665	9.870	-0.0022	UX-60
11	7.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	9.528	4.617	26.529	-0.0018	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

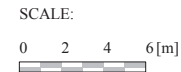
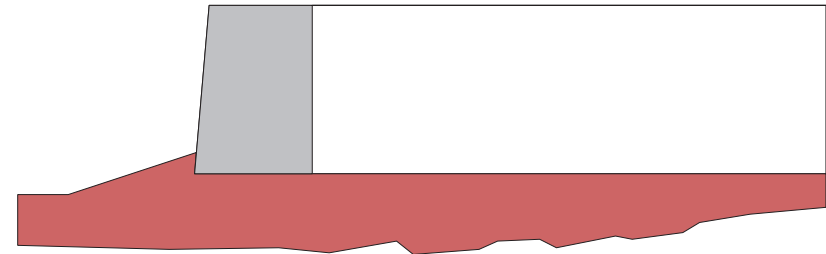
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 199.67 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

GEOGRID			CONNECTION			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	5.60 2	N/A	N/A	N/A	1.445	10.791	1.520	0.1103	UX-90
2	0.90	5.60 2	N/A	N/A	N/A	1.921	12.924	1.634	0.0939	UX-90
3	1.40	5.60 2	N/A	N/A	N/A	2.055	12.326	1.765	0.0789	UX-90
4	1.90	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.473	11.645	1.918	0.0652	UX-60
5	2.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.592	10.952	2.098	0.0529	UX-60
6	2.90	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.732	10.260	2.313	0.0418	UX-60
7	3.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.409	7.269	2.574	0.0321	UX-60
8	4.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.356	4.891	3.316	0.0163	UX-60
9	5.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	1.821	4.077	4.629	0.0056	UX-60
10	6.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	2.772	3.173	7.581	-0.0003	UX-60
11	7.40	5.60 1	N/A	N/A	N/A	5.773	1.914	20.377	-0.0015	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	1152.1	1019.1	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	176.62	199.7	[kPa]
Eccentricity, e	0.42	0.70	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	5.60	5.60	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	5.60	1.979	1.520	2	UX-90
2	0.90	5.60	2.128	1.634	2	UX-90
3	1.40	5.60	2.298	1.765	2	UX-90
4	1.90	5.60	2.497	1.918	1	UX-60
5	2.40	5.60	2.731	2.098	1	UX-60
6	2.90	5.60	3.011	2.313	1	UX-60
7	3.40	5.60	3.352	2.574	1	UX-60
8	4.40	5.60	4.317	3.316	1	UX-60
9	5.40	5.60	6.026	4.629	1	UX-60
10	6.40	5.60	9.870	7.581	1	UX-60
11	7.40	5.60	26.529	20.377	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	5.60	0.0662	0.1103	2	UX-90
2	0.90	5.60	0.0556	0.0939	2	UX-90
3	1.40	5.60	0.0459	0.0789	2	UX-90
4	1.90	5.60	0.0372	0.0652	1	UX-60
5	2.40	5.60	0.0293	0.0529	1	UX-60
6	2.90	5.60	0.0224	0.0418	1	UX-60
7	3.40	5.60	0.0163	0.0321	1	UX-60
8	4.40	5.60	0.0068	0.0163	1	UX-60
9	5.40	5.60	0.0006	0.0056	1	UX-60
10	6.40	5.60	-0.0022	-0.0003	1	UX-60
11	7.40	5.60	-0.0018	-0.0015	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	53.1	30.66	8.73	N/A	1.733	N/A	1.445	UX-90
2	0.90	53.1	21.82	8.35	N/A	2.436	N/A	1.921	UX-90
3	1.40	53.1	20.28	7.97	N/A	2.620	N/A	2.055	UX-90
4	1.90	35.4	18.74	7.60	N/A	1.890	N/A	1.473	UX-60
5	2.40	35.4	17.21	7.22	N/A	2.059	N/A	1.592	UX-60
6	2.90	35.4	15.67	6.84	N/A	2.261	N/A	1.732	UX-60
7	3.40	35.4	20.62	6.47	N/A	1.717	N/A	1.409	UX-60
8	4.40	35.4	22.12	5.72	N/A	1.601	N/A	1.356	UX-60
9	5.40	35.4	15.98	4.96	N/A	2.217	N/A	1.821	UX-60
10	6.40	35.4	9.83	4.21	N/A	3.603	N/A	2.772	UX-60
11	7.40	35.4	3.72	3.46	N/A	9.528	N/A	5.773	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	30.66	8.73	5.41	0.19	531.2	N/A	17.327	425.0	N/A	10.791
2	0.90	1.000	21.82	8.35	5.18	0.42	487.3	N/A	22.338	389.9	N/A	12.924
3	1.40	1.000	20.28	7.97	4.95	0.65	435.3	N/A	21.465	348.2	N/A	12.326
4	1.90	1.000	18.74	7.60	4.71	0.89	383.4	N/A	20.456	306.7	N/A	11.645
5	2.40	1.000	17.21	7.22	4.48	1.12	334.4	N/A	19.436	267.5	N/A	10.952
6	2.90	1.000	15.67	6.84	4.25	1.35	288.7	N/A	18.426	231.0	N/A	10.260
7	3.40	1.000	20.62	6.47	4.01	1.59	246.2	N/A	11.936	196.9	N/A	7.269
8	4.40	1.000	22.12	5.72	3.55	2.05	170.2	N/A	7.694	136.2	N/A	4.891
9	5.40	1.000	15.98	4.96	3.08	2.52	106.7	N/A	6.679	85.4	N/A	4.077
10	6.40	1.000	9.83	4.21	2.61	2.99	55.7	N/A	5.665	44.6	N/A	3.173
11	7.40	1.000	3.72	3.46	2.15	3.45	17.2	N/A	4.617	13.7	N/A	1.914

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD
MSEW h:8.5m
MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:8.5m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\8.5\MSEW 8.5.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

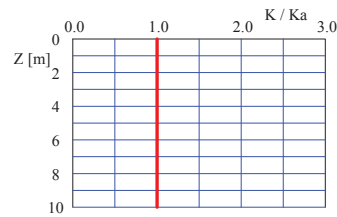
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



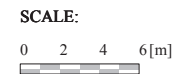
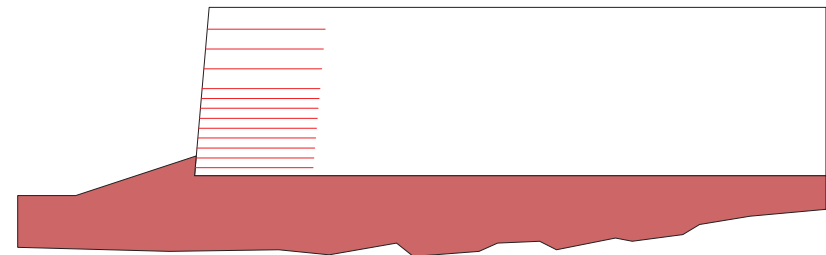
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 8.50 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 7.50 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 187.66 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	5.95	2	N/A	N/A	N/A	1.627	18.425	1.973	0.0667	UX-90
2	0.90	5.95	2	N/A	N/A	N/A	2.275	23.799	2.111	0.0567	UX-90
3	1.40	5.95	2	N/A	N/A	N/A	2.436	22.979	2.268	0.0475	UX-90
4	1.90	5.95	2	N/A	N/A	N/A	2.620	21.976	2.450	0.0391	UX-90
5	2.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.890	20.962	2.661	0.0315	UX-60
6	2.90	5.95	1	N/A	N/A	N/A	2.059	19.947	2.909	0.0247	UX-60
7	3.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	2.261	18.932	3.207	0.0186	UX-60
8	3.90	5.95	1	N/A	N/A	N/A	2.506	17.918	3.569	0.0134	UX-60
9	4.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.934	11.623	4.019	0.0089	UX-60
10	5.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.859	7.437	5.356	0.0022	UX-60
11	6.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	2.745	6.428	7.966	-0.0015	UX-60
12	7.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	4.503	4.652	15.322	-0.0024	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

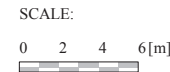
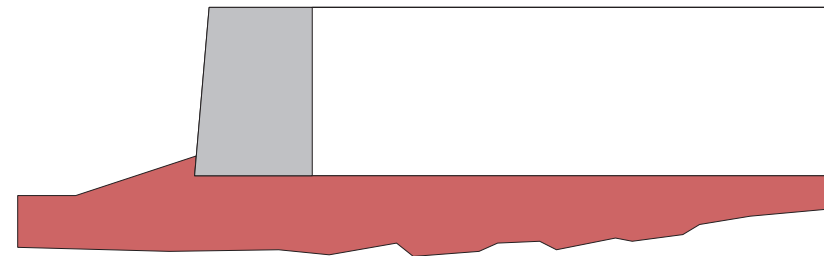
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 212.15 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

G E O G R I D				C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	5.95	2	N/A	N/A	N/A	1.367	11.586	1.515	0.1111	UX-90
2	0.90	5.95	2	N/A	N/A	N/A	1.812	13.946	1.621	0.0956	UX-90
3	1.40	5.95	2	N/A	N/A	N/A	1.930	13.375	1.742	0.0813	UX-90
4	1.90	5.95	2	N/A	N/A	N/A	2.064	12.693	1.882	0.0682	UX-90
5	2.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.479	12.000	2.044	0.0562	UX-60
6	2.90	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.598	11.302	2.235	0.0455	UX-60
7	3.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.738	10.596	2.463	0.0358	UX-60
8	3.90	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.906	9.882	2.741	0.0273	UX-60
9	4.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.573	7.002	3.087	0.0199	UX-60
10	5.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	1.557	4.657	4.114	0.0085	UX-60
11	6.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	2.200	3.798	6.119	0.0013	UX-60
12	7.40	5.95	1	N/A	N/A	N/A	3.355	2.499	11.769	-0.0016	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	1224.1	1082.8	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	187.66	212.2	[kPa]
Eccentricity, e	0.45	0.74	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	5.95	5.95	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	5.95	1.973	1.515	2	UX-90
2	0.90	5.95	2.111	1.621	2	UX-90
3	1.40	5.95	2.268	1.742	2	UX-90
4	1.90	5.95	2.450	1.882	2	UX-90
5	2.40	5.95	2.661	2.044	1	UX-60
6	2.90	5.95	2.909	2.235	1	UX-60
7	3.40	5.95	3.207	2.463	1	UX-60
8	3.90	5.95	3.569	2.741	1	UX-60
9	4.40	5.95	4.019	3.087	1	UX-60
10	5.40	5.95	5.356	4.114	1	UX-60
11	6.40	5.95	7.966	6.119	1	UX-60
12	7.40	5.95	15.322	11.769	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	5.95	0.0667	0.1111	2	UX-90
2	0.90	5.95	0.0567	0.0956	2	UX-90
3	1.40	5.95	0.0475	0.0813	2	UX-90
4	1.90	5.95	0.0391	0.0682	2	UX-90
5	2.40	5.95	0.0315	0.0562	1	UX-60
6	2.90	5.95	0.0247	0.0455	1	UX-60
7	3.40	5.95	0.0186	0.0358	1	UX-60
8	3.90	5.95	0.0134	0.0273	1	UX-60
9	4.40	5.95	0.0089	0.0199	1	UX-60
10	5.40	5.95	0.0022	0.0085	1	UX-60
11	6.40	5.95	-0.0015	0.0013	1	UX-60
12	7.40	5.95	-0.0024	-0.0016	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	53.1	32.65	8.89	N/A	1.627	N/A	1.367	UX-90
2	0.90	53.1	23.35	8.53	N/A	2.275	N/A	1.812	UX-90
3	1.40	53.1	21.82	8.17	N/A	2.436	N/A	1.930	UX-90
4	1.90	53.1	20.28	7.81	N/A	2.620	N/A	2.064	UX-90
5	2.40	35.4	18.74	7.45	N/A	1.890	N/A	1.479	UX-60
6	2.90	35.4	17.21	7.09	N/A	2.059	N/A	1.598	UX-60
7	3.40	35.4	15.67	6.73	N/A	2.261	N/A	1.738	UX-60
8	3.90	35.4	14.13	6.37	N/A	2.506	N/A	1.906	UX-60
9	4.40	35.4	18.32	6.01	N/A	1.934	N/A	1.573	UX-60
10	5.40	35.4	19.05	5.29	N/A	1.859	N/A	1.557	UX-60
11	6.40	35.4	12.90	4.57	N/A	2.745	N/A	2.200	UX-60
12	7.40	35.4	7.87	3.85	N/A	4.503	N/A	3.355	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	32.65	8.89	5.76	0.19	601.7	N/A	18.425	481.3	N/A	11.586
2	0.90	1.000	23.35	8.53	5.53	0.42	555.7	N/A	23.799	444.6	N/A	13.946
3	1.40	1.000	21.82	8.17	5.30	0.65	501.3	N/A	22.979	401.0	N/A	13.375
4	1.90	1.000	20.28	7.81	5.06	0.89	445.7	N/A	21.976	356.5	N/A	12.693
5	2.40	1.000	18.74	7.45	4.83	1.12	392.9	N/A	20.962	314.3	N/A	12.000
6	2.90	1.000	17.21	7.09	4.60	1.35	343.2	N/A	19.947	274.6	N/A	11.302
7	3.40	1.000	15.67	6.73	4.36	1.59	296.7	N/A	18.932	237.3	N/A	10.596
8	3.90	1.000	14.13	6.37	4.13	1.82	253.2	N/A	17.918	202.6	N/A	9.882
9	4.40	1.000	18.32	6.01	3.90	2.05	212.9	N/A	11.623	170.3	N/A	7.002
10	5.40	1.000	19.05	5.29	3.43	2.52	141.7	N/A	7.437	113.3	N/A	4.657
11	6.40	1.000	12.90	4.57	2.96	2.99	83.0	N/A	6.428	66.4	N/A	3.798
12	7.40	1.000	7.87	3.85	2.50	3.45	36.6	N/A	4.652	29.3	N/A	2.499

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD

MSEW h:9m

MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:9m
Project Number:
Client:
Designer: Bach, Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\9\MSEW 9.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, f 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, f 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, f_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

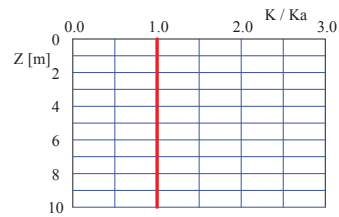
INPUT DATA: Geogrids (Analysis)

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



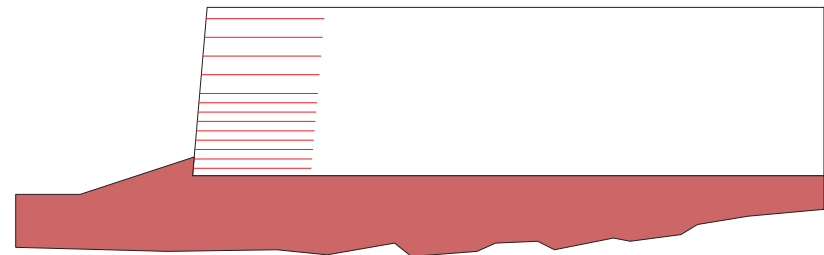
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 9.00 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 8.00 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 198.70 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	6.30	2	N/A	N/A	N/A	1.533	19.528	1.967	0.0672	UX-90
2	0.90	6.30	2	N/A	N/A	N/A	2.135	25.261	2.096	0.0577	UX-90
3	1.40	6.30	2	N/A	N/A	N/A	2.275	24.502	2.242	0.0488	UX-90
4	1.90	6.30	2	N/A	N/A	N/A	2.436	23.489	2.409	0.0408	UX-90
5	2.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.747	22.475	2.601	0.0334	UX-60
6	2.90	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.890	21.462	2.824	0.0268	UX-60
7	3.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	2.059	20.449	3.088	0.0208	UX-60
8	3.90	6.30	1	N/A	N/A	N/A	2.261	19.436	3.403	0.0156	UX-60
9	4.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.717	12.625	3.786	0.0110	UX-60
10	5.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.601	8.198	4.873	0.0039	UX-60
11	6.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	2.217	7.185	6.795	-0.0005	UX-60
12	7.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	3.603	6.171	11.120	-0.0024	UX-60
13	8.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	9.528	5.115	29.861	-0.0016	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

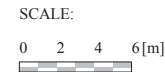
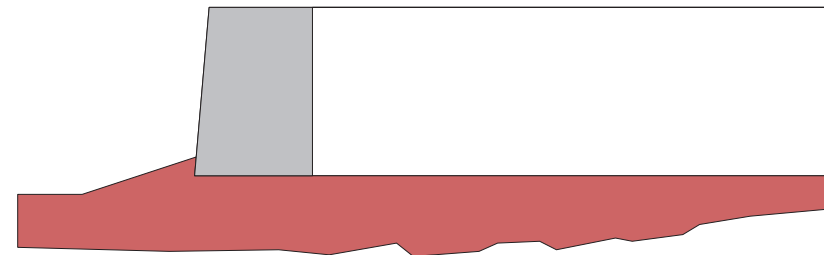
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 224.63 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	6.30	2	N/A	N/A	N/A	1.289	12.291	1.511	0.1118	UX-90
2	0.90	6.30	2	N/A	N/A	N/A	1.703	14.828	1.610	0.0971	UX-90
3	1.40	6.30	2	N/A	N/A	N/A	1.806	14.293	1.722	0.0835	UX-90
4	1.90	6.30	2	N/A	N/A	N/A	1.923	13.605	1.850	0.0709	UX-90
5	2.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.371	12.914	1.998	0.0593	UX-60
6	2.90	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.473	12.217	2.170	0.0488	UX-60
7	3.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.591	11.515	2.372	0.0393	UX-60
8	3.90	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.729	10.804	2.614	0.0309	UX-60
9	4.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.406	7.673	2.908	0.0234	UX-60
10	5.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.353	5.195	3.743	0.0114	UX-60
11	6.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	1.813	4.359	5.219	0.0034	UX-60
12	7.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	2.748	3.418	8.541	-0.0009	UX-60
13	8.40	6.30	1	N/A	N/A	N/A	5.647	2.064	22.936	-0.0014	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	1296.1	1146.5	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	198.70	224.6	[kPa]
Eccentricity, e	0.47	0.78	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	6.30	6.30	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	6.30	1.967	1.511	2	UX-90
2	0.90	6.30	2.096	1.610	2	UX-90
3	1.40	6.30	2.242	1.722	2	UX-90
4	1.90	6.30	2.409	1.850	2	UX-90
5	2.40	6.30	2.601	1.998	1	UX-60
6	2.90	6.30	2.824	2.170	1	UX-60
7	3.40	6.30	3.088	2.372	1	UX-60
8	3.90	6.30	3.403	2.614	1	UX-60
9	4.40	6.30	3.786	2.908	1	UX-60
10	5.40	6.30	4.873	3.743	1	UX-60
11	6.40	6.30	6.795	5.219	1	UX-60
12	7.40	6.30	11.120	8.541	1	UX-60
13	8.40	6.30	29.861	22.936	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	6.30	0.0672	0.1118	2	UX-90
2	0.90	6.30	0.0577	0.0971	2	UX-90
3	1.40	6.30	0.0488	0.0835	2	UX-90
4	1.90	6.30	0.0408	0.0709	2	UX-90
5	2.40	6.30	0.0334	0.0593	1	UX-60
6	2.90	6.30	0.0268	0.0488	1	UX-60
7	3.40	6.30	0.0208	0.0393	1	UX-60
8	3.90	6.30	0.0156	0.0309	1	UX-60
9	4.40	6.30	0.0110	0.0234	1	UX-60
10	5.40	6.30	0.0039	0.0114	1	UX-60
11	6.40	6.30	-0.0005	0.0034	1	UX-60
12	7.40	6.30	-0.0024	-0.0009	1	UX-60
13	8.40	6.30	-0.0016	-0.0014	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	53.1	34.65	9.39	N/A	1.533	N/A	1.289	UX-90
2	0.90	53.1	24.89	9.03	N/A	2.135	N/A	1.703	UX-90
3	1.40	53.1	23.35	8.67	N/A	2.275	N/A	1.806	UX-90
4	1.90	53.1	21.82	8.31	N/A	2.436	N/A	1.923	UX-90
5	2.40	35.4	20.28	7.96	N/A	1.747	N/A	1.371	UX-60
6	2.90	35.4	18.74	7.60	N/A	1.890	N/A	1.473	UX-60
7	3.40	35.4	17.21	7.24	N/A	2.059	N/A	1.591	UX-60
8	3.90	35.4	15.67	6.88	N/A	2.261	N/A	1.729	UX-60
9	4.40	35.4	20.62	6.52	N/A	1.717	N/A	1.406	UX-60
10	5.40	35.4	22.12	5.80	N/A	1.601	N/A	1.353	UX-60
11	6.40	35.4	15.98	5.09	N/A	2.217	N/A	1.813	UX-60
12	7.40	35.4	9.83	4.37	N/A	3.603	N/A	2.748	UX-60
13	8.40	35.4	3.72	3.65	N/A	9.528	N/A	5.647	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	34.65	9.39	6.11	0.19	676.7	N/A	19.528	541.3	N/A	12.291
2	0.90	1.000	24.89	9.03	5.88	0.42	628.7	N/A	25.261	503.0	N/A	14.828
3	1.40	1.000	23.35	8.67	5.65	0.65	572.2	N/A	24.502	457.7	N/A	14.293
4	1.90	1.000	21.82	8.31	5.41	0.89	512.4	N/A	23.489	409.9	N/A	13.605
5	2.40	1.000	20.28	7.96	5.18	1.12	455.8	N/A	22.475	364.6	N/A	12.914
6	2.90	1.000	18.74	7.60	4.95	1.35	402.3	N/A	21.462	321.8	N/A	12.217
7	3.40	1.000	17.21	7.24	4.71	1.59	351.9	N/A	20.449	281.5	N/A	11.515
8	3.90	1.000	15.67	6.88	4.48	1.82	304.6	N/A	19.436	243.6	N/A	10.804
9	4.40	1.000	20.62	6.52	4.25	2.05	260.4	N/A	12.625	208.3	N/A	7.673
10	5.40	1.000	22.12	5.80	3.78	2.52	181.4	N/A	8.198	145.1	N/A	5.195
11	6.40	1.000	15.98	5.09	3.31	2.99	114.8	N/A	7.185	91.8	N/A	4.359
12	7.40	1.000	9.83	4.37	2.85	3.45	60.7	N/A	6.171	48.5	N/A	3.418
13	8.40	1.000	3.72	3.65	2.38	3.92	19.0	N/A	5.115	15.2	N/A	2.064

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD

MSEW h:9.5m

MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:9.5m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\9.5\MSEW 9.5.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

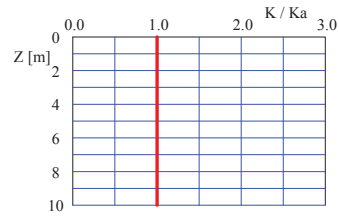
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



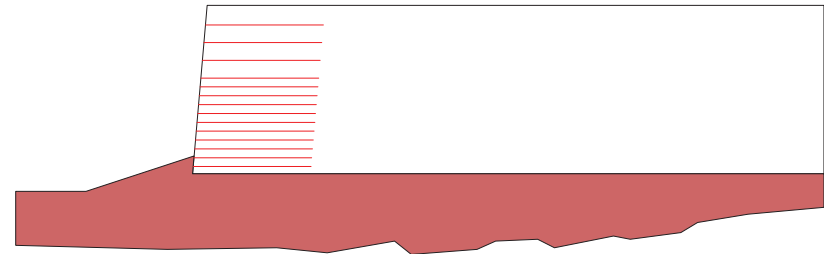
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 9.50 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 8.50 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 209.73 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	6.65	3	N/A	N/A	N/A	1.933	20.634	1.962	0.0676	UX-120
2	0.90	6.65	2	N/A	N/A	N/A	2.011	26.724	2.083	0.0585	UX-90
3	1.40	6.65	2	N/A	N/A	N/A	2.135	26.013	2.220	0.0501	UX-90
4	1.90	6.65	2	N/A	N/A	N/A	2.275	25.013	2.374	0.0423	UX-90
5	2.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.624	23.995	2.550	0.0352	UX-60
6	2.90	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.747	22.977	2.752	0.0287	UX-60
7	3.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.890	21.971	2.988	0.0229	UX-60
8	3.90	6.65	1	N/A	N/A	N/A	2.059	20.953	3.266	0.0176	UX-60
9	4.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	2.261	19.948	3.599	0.0130	UX-60
10	4.90	6.65	1	N/A	N/A	N/A	2.506	18.930	4.004	0.0090	UX-60
11	5.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.934	12.317	4.507	0.0056	UX-60
12	6.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.859	7.945	6.001	0.0007	UX-60
13	7.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	2.745	6.933	8.918	-0.0020	UX-60
14	8.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	4.503	5.089	17.139	-0.0023	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

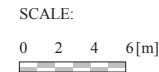
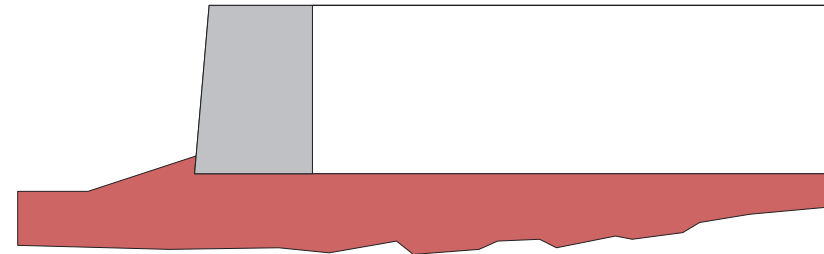
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 237.11 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	6.65	3	N/A	N/A	N/A	1.634	13.079	1.507	0.1125	UX-120
2	0.90	6.65	2	N/A	N/A	N/A	1.615	15.831	1.600	0.0985	UX-90
3	1.40	6.65	2	N/A	N/A	N/A	1.707	15.322	1.705	0.0854	UX-90
4	1.90	6.65	2	N/A	N/A	N/A	1.811	14.639	1.823	0.0733	UX-90
5	2.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.285	13.942	1.959	0.0621	UX-60
6	2.90	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.374	13.241	2.114	0.0519	UX-60
7	3.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.476	12.541	2.295	0.0426	UX-60
8	3.90	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.594	11.828	2.509	0.0342	UX-60
9	4.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.732	11.113	2.764	0.0267	UX-60
10	4.90	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.897	10.381	3.075	0.0201	UX-60
11	5.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.566	7.381	3.462	0.0144	UX-60
12	6.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	1.550	4.943	4.610	0.0057	UX-60
13	7.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	2.183	4.054	6.850	0.0003	UX-60
14	8.40	6.65	1	N/A	N/A	N/A	3.310	2.686	13.165	-0.0016	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	1368.2	1210.2	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	209.73	237.1	[kPa]
Eccentricity, e	0.50	0.83	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	6.65	6.65	[m]



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	6.65	1.962	1.507	3	UX-120
2	0.90	6.65	2.083	1.600	2	UX-90
3	1.40	6.65	2.220	1.705	2	UX-90
4	1.90	6.65	2.374	1.823	2	UX-90
5	2.40	6.65	2.550	1.959	1	UX-60
6	2.90	6.65	2.752	2.114	1	UX-60
7	3.40	6.65	2.988	2.295	1	UX-60
8	3.90	6.65	3.266	2.509	1	UX-60
9	4.40	6.65	3.599	2.764	1	UX-60
10	4.90	6.65	4.004	3.075	1	UX-60
11	5.40	6.65	4.507	3.462	1	UX-60
12	6.40	6.65	6.001	4.610	1	UX-60
13	7.40	6.65	8.918	6.850	1	UX-60
14	8.40	6.65	17.139	13.165	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	6.65	0.0676	0.1125	3	UX-120
2	0.90	6.65	0.0585	0.0985	2	UX-90
3	1.40	6.65	0.0501	0.0854	2	UX-90
4	1.90	6.65	0.0423	0.0733	2	UX-90
5	2.40	6.65	0.0352	0.0621	1	UX-60
6	2.90	6.65	0.0287	0.0519	1	UX-60
7	3.40	6.65	0.0229	0.0426	1	UX-60
8	3.90	6.65	0.0176	0.0342	1	UX-60
9	4.40	6.65	0.0130	0.0267	1	UX-60
10	4.90	6.65	0.0090	0.0201	1	UX-60
11	5.40	6.65	0.0056	0.0144	1	UX-60
12	6.40	6.65	0.0007	0.0057	1	UX-60
13	7.40	6.65	-0.0020	0.0003	1	UX-60
14	8.40	6.65	-0.0023	-0.0016	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	70.8	36.65	9.61	N/A	1.933	N/A	1.634	UX-120
2	0.90	53.1	26.42	9.26	N/A	2.011	N/A	1.615	UX-90
3	1.40	53.1	24.89	8.91	N/A	2.135	N/A	1.707	UX-90
4	1.90	53.1	23.35	8.57	N/A	2.275	N/A	1.811	UX-90
5	2.40	35.4	21.82	8.22	N/A	1.624	N/A	1.285	UX-60
6	2.90	35.4	20.28	7.87	N/A	1.747	N/A	1.374	UX-60
7	3.40	35.4	18.74	7.53	N/A	1.890	N/A	1.476	UX-60
8	3.90	35.4	17.21	7.18	N/A	2.059	N/A	1.594	UX-60
9	4.40	35.4	15.67	6.83	N/A	2.261	N/A	1.732	UX-60
10	4.90	35.4	14.13	6.49	N/A	2.506	N/A	1.897	UX-60
11	5.40	35.4	18.32	6.14	N/A	1.934	N/A	1.566	UX-60
12	6.40	35.4	19.05	5.44	N/A	1.859	N/A	1.550	UX-60
13	7.40	35.4	12.90	4.75	N/A	2.745	N/A	2.183	UX-60
14	8.40	35.4	7.87	4.06	N/A	4.503	N/A	3.310	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	36.65	9.61	6.46	0.19	756.2	N/A	20.634	605.0	N/A	13.079
2	0.90	1.000	26.42	9.26	6.23	0.42	706.2	N/A	26.724	564.9	N/A	15.831
3	1.40	1.000	24.89	8.91	6.00	0.65	647.4	N/A	26.013	517.9	N/A	15.322
4	1.90	1.000	23.35	8.57	5.76	0.89	584.1	N/A	25.013	467.3	N/A	14.639
5	2.40	1.000	21.82	8.22	5.53	1.12	523.5	N/A	23.995	418.8	N/A	13.942
6	2.90	1.000	20.28	7.87	5.30	1.35	465.9	N/A	22.977	372.8	N/A	13.241
7	3.40	1.000	18.74	7.53	5.06	1.59	411.8	N/A	21.971	329.4	N/A	12.541
8	3.90	1.000	17.21	7.18	4.83	1.82	360.5	N/A	20.953	288.4	N/A	11.828
9	4.40	1.000	15.67	6.83	4.60	2.05	312.6	N/A	19.948	250.1	N/A	11.113
10	4.90	1.000	14.13	6.49	4.36	2.29	267.6	N/A	18.930	214.0	N/A	10.381
11	5.40	1.000	18.32	6.14	4.13	2.52	225.7	N/A	12.317	180.5	N/A	7.381
12	6.40	1.000	19.05	5.44	3.66	2.99	151.3	N/A	7.945	121.1	N/A	4.943
13	7.40	1.000	12.90	4.75	3.20	3.45	89.5	N/A	6.933	71.6	N/A	4.054
14	8.40	1.000	7.87	4.06	2.73	3.92	40.0	N/A	5.089	32.0	N/A	2.686

AASHTO 2002 ASD DESIGN METHOD
MSEW h:10m
MSEW(3.0): Update # 14.7

PROJECT IDENTIFICATION

Title: MSEW h:10m
Project Number:
Client:
Designer: Bach. Cecilia Torres Q.
Station Number:

Description:

Company's information:

Name: Buenaventura Ingenieros S.A.
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: E:\Tesis\Muros diseñados\10\MSEW 10.BEN
Original date and time of creating this file: Mon Aug 25 15:28:35 2014

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL
Unit weight, γ 20.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

RETAINED SOIL
Unit weight, γ 19.0 kN/m³
Design value of internal angle of friction, ϕ 32.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)
Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 35.0 °
Equivalent cohesion, c_{equiv} 2.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).
 K_a (external stability) = 0.3073 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 0.00$ $N_g = 25.50$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.190$
Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = A_m = 0.239$
Design acceleration coefficient in External Stability: $K_{h,d} = 0.074 \Rightarrow K_h = A_m = 0.074$
(K_h in External Stability is based on allowable displacement, $d = 200$ mm. using FHWA-NHI-00-043 equation)
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3184$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2749$ $D K_{ae} = 0.0435$
Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

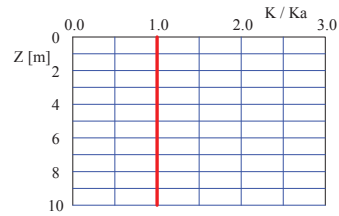
**INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	90.0	120.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.03	1.03	1.03		
Creep reduction factor, RFc	1.43	1.43	1.43	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, δ	22.63	22.63	22.63		
Pullout resistance factor, F*	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	$0.67 \cdot \tan \delta$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Note: Z for calculating K/Ka and F* is measured from roadway surface (FHWA-NHI-10-024).

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00



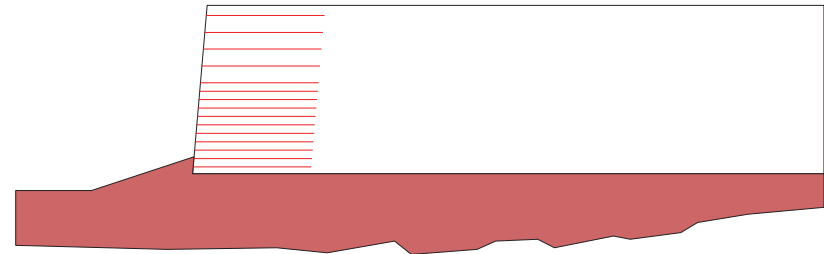
INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, Hd 10.00 [m] { Embedded depth is E = 1.00 m, and height above top of finished bottom grade is H = 9.00 m }

Batter, w 5.0 [deg]
 Backslope, b 0.0 [deg]
 Backslope rise 2.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE
 Uniformly distributed dead load is 0.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 6.52$, Meyerhof stress = 220.77 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.810$, Eccentricity, $e/L = 0.0754$, F_s -overturning = 5.01

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	7.00	3	N/A	N/A	N/A	1.833	21.734	1.957	0.0680	UX-120
2	0.90	7.00	2	N/A	N/A	N/A	1.900	28.170	2.072	0.0593	UX-90
3	1.40	7.00	2	N/A	N/A	N/A	2.011	27.508	2.200	0.0512	UX-90
4	1.90	7.00	2	N/A	N/A	N/A	2.135	26.533	2.343	0.0438	UX-90
5	2.40	7.00	2	N/A	N/A	N/A	2.275	25.515	2.505	0.0369	UX-90
6	2.90	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.624	24.498	2.691	0.0305	UX-60
7	3.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.747	23.494	2.904	0.0248	UX-60
8	3.90	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.890	22.477	3.152	0.0196	UX-60
9	4.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	2.059	21.459	3.445	0.0150	UX-60
10	4.90	7.00	1	N/A	N/A	N/A	2.261	20.456	3.795	0.0109	UX-60
11	5.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.717	13.321	4.221	0.0074	UX-60
12	6.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.601	8.702	5.428	0.0020	UX-60
13	7.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	2.217	7.691	7.564	-0.0013	UX-60
14	8.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	3.603	6.681	12.369	-0.0024	UX-60
15	9.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	9.528	5.616	33.192	-0.0015	UX-60

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

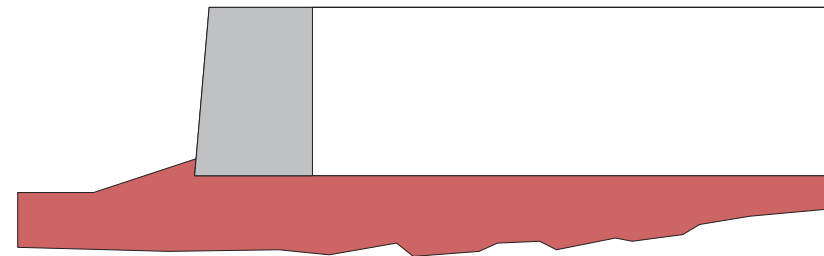
Bearing capacity, $F_s = 5.10$, Meyerhof stress = 249.59 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.158$, Eccentricity, $e/L = 0.1244$, F_s -overturning = 3.42

#	G E O G R I D			C O N N E C T I O N			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.40	7.00	3	N/A	N/A	N/A	1.550	13.783	1.504	0.1130	UX-120
2	0.90	7.00	2	N/A	N/A	N/A	1.528	16.706	1.591	0.0997	UX-90
3	1.40	7.00	2	N/A	N/A	N/A	1.610	16.227	1.689	0.0872	UX-90
4	1.90	7.00	2	N/A	N/A	N/A	1.701	15.559	1.800	0.0755	UX-90
5	2.40	7.00	2	N/A	N/A	N/A	1.804	14.862	1.924	0.0647	UX-90
6	2.90	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.280	14.162	2.067	0.0548	UX-60
7	3.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.368	13.465	2.231	0.0457	UX-60
8	3.90	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.469	12.754	2.421	0.0374	UX-60
9	4.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.586	12.036	2.646	0.0299	UX-60
10	4.90	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.723	11.317	2.915	0.0233	UX-60
11	5.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.402	8.061	3.242	0.0174	UX-60
12	6.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.348	5.486	4.169	0.0081	UX-60
13	7.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	1.802	4.629	5.810	0.0019	UX-60
14	8.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	2.720	3.650	9.501	-0.0012	UX-60
15	9.40	7.00	1	N/A	N/A	N/A	5.512	2.201	25.496	-0.0013	UX-60

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q_{ult}	1440.2	1273.9	[kPa]
Meyerhof stress, s_v	220.77	249.6	[kPa]
Eccentricity, e	0.53	0.87	[m]
Eccentricity, e/L	0.075	0.124	
F_s calculated	6.52	5.10	
Base length	7.00	7.00	[m]



SCALE:



DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: Fs-static = 2.810 and Fs-seismic = 2.158

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	Fs Static	Fs Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	7.00	1.957	1.504	3	UX-120
2	0.90	7.00	2.072	1.591	2	UX-90
3	1.40	7.00	2.200	1.689	2	UX-90
4	1.90	7.00	2.343	1.800	2	UX-90
5	2.40	7.00	2.505	1.924	2	UX-90
6	2.90	7.00	2.691	2.067	1	UX-60
7	3.40	7.00	2.904	2.231	1	UX-60
8	3.90	7.00	3.152	2.421	1	UX-60
9	4.40	7.00	3.445	2.646	1	UX-60
10	4.90	7.00	3.795	2.915	1	UX-60
11	5.40	7.00	4.221	3.242	1	UX-60
12	6.40	7.00	5.428	4.169	1	UX-60
13	7.40	7.00	7.564	5.810	1	UX-60
14	8.40	7.00	12.369	9.501	1	UX-60
15	9.40	7.00	33.192	25.496	1	UX-60

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.0754, e/L seismic = 0.1244; Overturning: Fs-static = 5.01, Fs-seismic = 3.42

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e / L Static	e / L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.40	7.00	0.0680	0.1130	3	UX-120
2	0.90	7.00	0.0593	0.0997	2	UX-90
3	1.40	7.00	0.0512	0.0872	2	UX-90
4	1.90	7.00	0.0438	0.0755	2	UX-90
5	2.40	7.00	0.0369	0.0647	2	UX-90
6	2.90	7.00	0.0305	0.0548	1	UX-60
7	3.40	7.00	0.0248	0.0457	1	UX-60
8	3.90	7.00	0.0196	0.0374	1	UX-60
9	4.40	7.00	0.0150	0.0299	1	UX-60
10	4.90	7.00	0.0109	0.0233	1	UX-60
11	5.40	7.00	0.0074	0.0174	1	UX-60
12	6.40	7.00	0.0020	0.0081	1	UX-60
13	7.40	7.00	-0.0013	0.0019	1	UX-60
14	8.40	7.00	-0.0024	-0.0012	1	UX-60
15	9.40	7.00	-0.0015	-0.0013	1	UX-60

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.40	70.8	38.65	10.10	N/A	1.833	N/A	1.550	UX-120
2	0.90	53.1	27.96	9.76	N/A	1.900	N/A	1.528	UX-90
3	1.40	53.1	26.42	9.41	N/A	2.011	N/A	1.610	UX-90
4	1.90	53.1	24.89	9.07	N/A	2.135	N/A	1.701	UX-90
5	2.40	53.1	23.35	8.72	N/A	2.275	N/A	1.804	UX-90
6	2.90	35.4	21.82	8.37	N/A	1.624	N/A	1.280	UX-60
7	3.40	35.4	20.28	8.03	N/A	1.747	N/A	1.368	UX-60
8	3.90	35.4	18.74	7.68	N/A	1.890	N/A	1.469	UX-60
9	4.40	35.4	17.21	7.34	N/A	2.059	N/A	1.586	UX-60
10	4.90	35.4	15.67	6.99	N/A	2.261	N/A	1.723	UX-60
11	5.40	35.4	20.62	6.64	N/A	1.717	N/A	1.402	UX-60
12	6.40	35.4	22.12	5.95	N/A	1.601	N/A	1.348	UX-60
13	7.40	35.4	15.98	5.26	N/A	2.217	N/A	1.802	UX-60
14	8.40	35.4	9.83	4.57	N/A	3.603	N/A	2.720	UX-60
15	9.40	35.4	3.72	3.87	N/A	9.528	N/A	5.512	UX-60

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.40	1.000	38.65	10.10	6.81	0.19	839.9	N/A	21.734	671.9	N/A	13.783
2	0.90	1.000	27.96	9.76	6.58	0.42	787.6	N/A	28.170	630.1	N/A	16.706
3	1.40	1.000	26.42	9.41	6.35	0.65	726.9	N/A	27.508	581.5	N/A	16.227
4	1.90	1.000	24.89	9.07	6.11	0.89	660.3	N/A	26.533	528.3	N/A	15.559
5	2.40	1.000	23.35	8.72	5.88	1.12	595.8	N/A	25.515	476.7	N/A	14.862
6	2.90	1.000	21.82	8.37	5.65	1.35	534.4	N/A	24.498	427.5	N/A	14.162
7	3.40	1.000	20.28	8.03	5.41	1.59	476.4	N/A	23.494	381.2	N/A	13.465
8	3.90	1.000	18.74	7.68	5.18	1.82	421.3	N/A	22.477	337.0	N/A	12.754
9	4.40	1.000	17.21	7.34	4.95	2.05	369.2	N/A	21.459	295.4	N/A	12.036
10	4.90	1.000	15.67	6.99	4.71	2.29	320.5	N/A	20.456	256.4	N/A	11.317
11	5.40	1.000	20.62	6.64	4.48	2.52	274.7	N/A	13.321	219.8	N/A	8.061
12	6.40	1.000	22.12	5.95	4.01	2.99	192.5	N/A	8.702	154.0	N/A	5.486
13	7.40	1.000	15.98	5.26	3.55	3.45	122.9	N/A	7.691	98.3	N/A	4.629
14	8.40	1.000	9.83	4.57	3.08	3.92	65.7	N/A	6.681	52.5	N/A	3.650
15	9.40	1.000	3.72	3.87	2.61	4.39	20.9	N/A	5.616	16.7	N/A	2.201

ANEXO D

ESTIMACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES

- MÉTODO BRAY Y TRAVASOROU

CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES - MÉTODO DE BRAY Y TRAVASAROU, 2007

Parámetros de ingreso

Coefficiente de fluencia	Ky	0.255	
Periodo fundamental	Ts	0.16 seg	
Periodo degradado	1.5Ts	0.24 seg	
Magnitud del sismo	Mw	8.00	
Aceleración espectral	Sa(1.5Ts)	0.68 g	(Del gráfico de Espectro de diseño)

Parámetros adicionales

Probabilidad de excedencia #1	84 %
Probabilidad de excedencia #2	50 %
Probabilidad de excedencia #3	16 %
Límite de desplazamiento	35 cm

$$\ln(D) = -1.10 - 2.83 \ln(k_y) - 0.333(\ln(k_y))^2 + 0.566 \ln(k_y) \ln(S_a(1.5T_s)) + 3.04 \ln(S_a(1.5T_s)) - 0.244(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 + 1.50T_s + 0.278(M - 7) \pm \epsilon *$$

Desplazamiento medio esperado

ln(D)	1.753	Ec. 5
D	5.772 cm	
+/- ε	0.660	

1 ln(D)	2.983 cm
2 ln(D)	11.167 cm

Desplazamiento esperado entre 2 - 11 cm

Probabilidad de desplazamiento cercano a cero.

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-1.76 - 3.22 \ln(k_y) - 0.484T_s \ln(k_y) + 3.52 \ln(S_a(1.5T_s))) \quad \text{Ec.3}$$

P(D=0)= 1-Φ(1.388)
 P(D=0)= 0.083 => 8.3% (D<=1cm)

Resultados - Considerando la distribución LogNormal

Probabilidad de desplazamiento insignificante (P(D=0))	0.083		Ec.3
D1	2.33	cm	Ec.7
D2	5.36	cm	Ec.7
D3	10.71	cm	Ec.7
P(D>d_threshold)	0.003		Ec.7

Desplazamiento esperado entre 2 - 11 cm

$$P(D > d) = [1 - P(D = 0)]P(D > d | D > 0) \quad (7)$$

The term $P(D=0)$ is computed using Eq. (3). The term $P(D > d | D > 0)$ may be computed assuming that the estimated displacements are lognormally distributed as

$$P(D > d | D > 0) = 1 - P(D \leq d | D > 0) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln d - \ln \hat{d}}{\sigma}\right) \quad (8)$$

Notes

- Valores resaltados deben ser ingresados
- Probabilidad de excedencia es la probabilidad de exceder un valor par
- Desplazamientos D1, D2, y D3 corresponden a P1, P2, y P3, respectivamente (e.g., La probabilidad de excedencia del desplazamiento D1 es P1)
- Los desplazamientos sísmicos calculados son debido a la variabilidad de deformación solamente (Agregar el movimiento volumétricamente inducido)
- ky debe estar en el rango de 0.01 y 0.5, Ts entre de 0 y 2 s, Sa entre de 0.002 y 2.7 g, M dentro de 4.5 y 9
- Para taludes rígidos Ts < 0.05 s
- Cuando un valor de D no es calculado, se dice que D es < 1cm
- ky debe ser estimado usando las ecuaciones simplificadas mostradas en Bray y Travorou, 2007 e incluidas en la presente hoja de cálculo.
- Ejemplos de como Ts es estimado se incluye en la presente hoja de cálculo.
- Vs = velocidad de corte promedio para el estrato de suelo deslizante, e.g., para 2 capas, se puede hallar el promedio ponderado Vs = [(h1)(Vs1) + (h2)(Vs2)]

**Análisis de estabilidad para condiciones pseudoestáticas (SLIDE v6.0)
para un muro de suelo reforzado (Muro reforzado con geomallas uniaxiales de 10m de altura)**

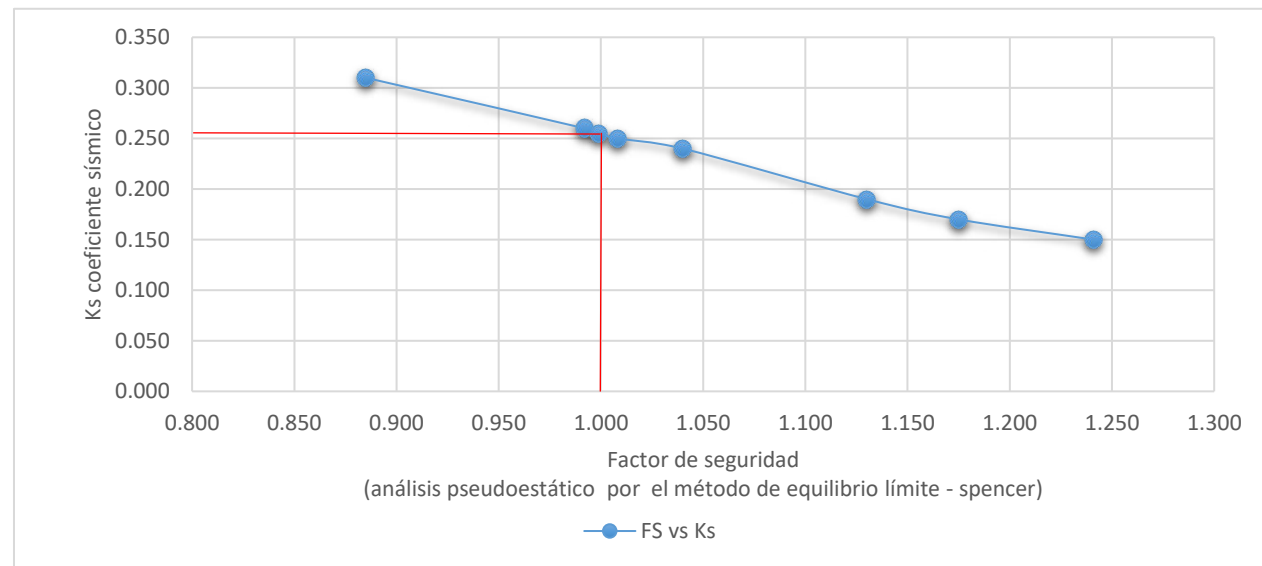
Factores de seguridad obtenidos asumiendo diferente coeficiente sísmico.

Donde

Ky Coeficiente sísmico con el cual se obtiene un FS=1 / Punto de fluencia

Ks Coeficiente sísmico

<u>Ks</u>	<u>FS</u>
0.150	1.241
0.170	1.175
0.190	1.130
0.240	1.040
0.250	1.008
0.255	0.999
0.260	0.992
0.310	0.885



De la gráfica se encuentra el valor de K_y , que corresponde a un F.S.=1.00; $K_y = 0.255$

Determinación del periodo natural de la estructura geotécnica

- Se identifica el tipo de falla

Type A



(a) $T_s = 4H/V_s$

(b) $T_s = 2.6H/V_s$



(c) $T_s = 4H/V_s$

Fuente: Bray y Travasorou, 2007

A, C) $T_s = \frac{4H}{V_s}$

B) $T_s = \frac{2.6H}{V_s}$

- Características geotécnicas de la estructura

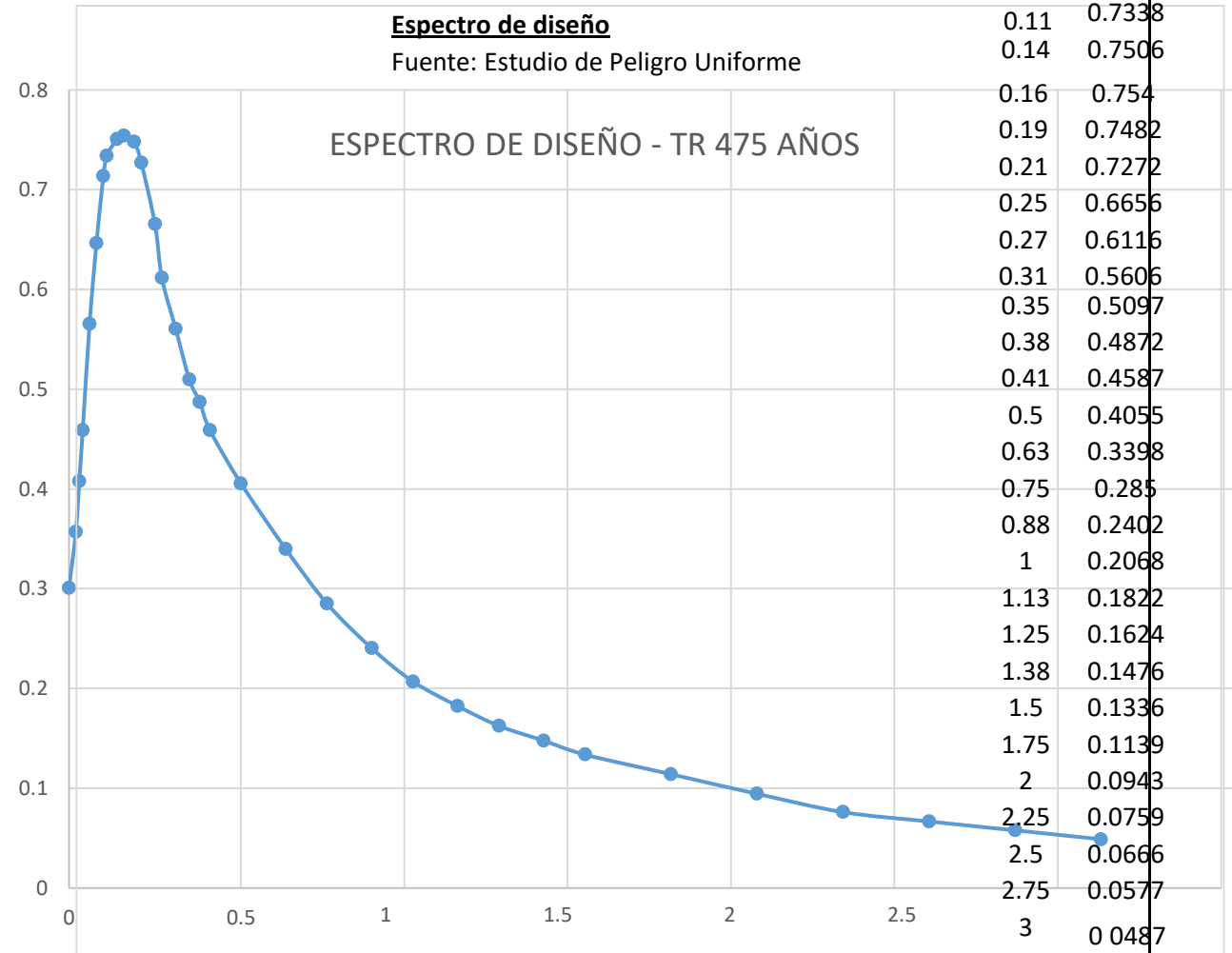
H= 10 m
Vs= 250 m/s

- Cálculo del periodo fundamental

$T_s = 0.16$ s

Espectro de diseño

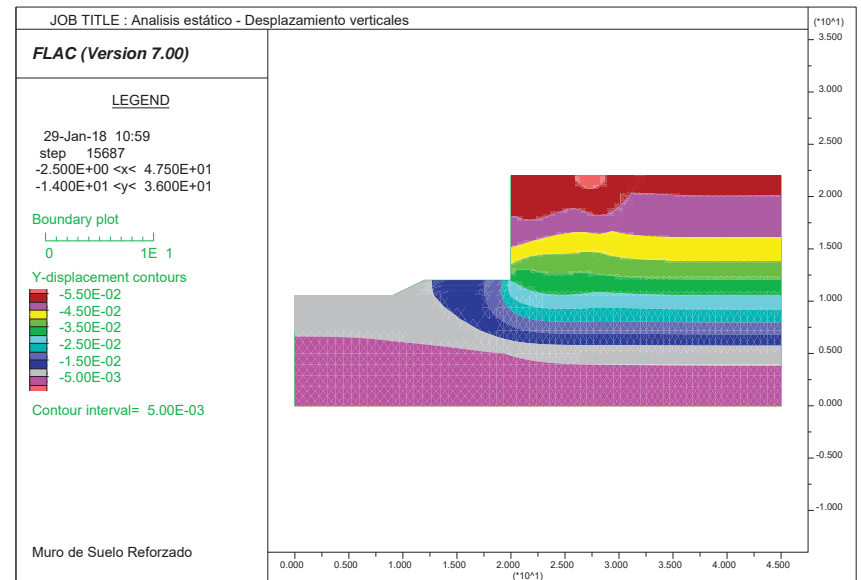
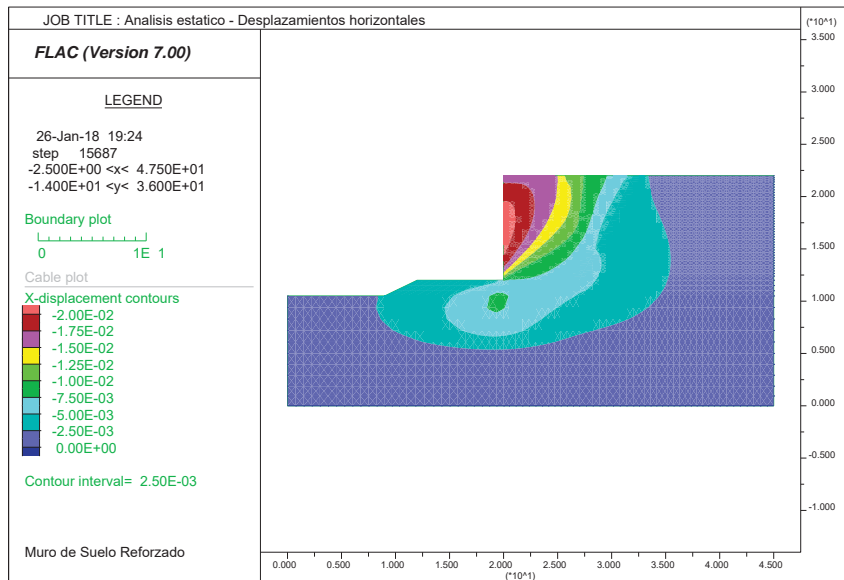
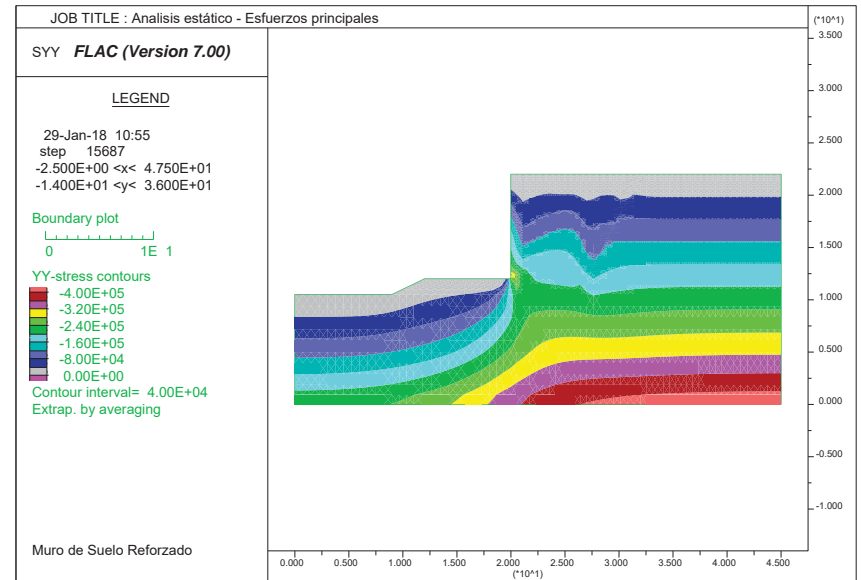
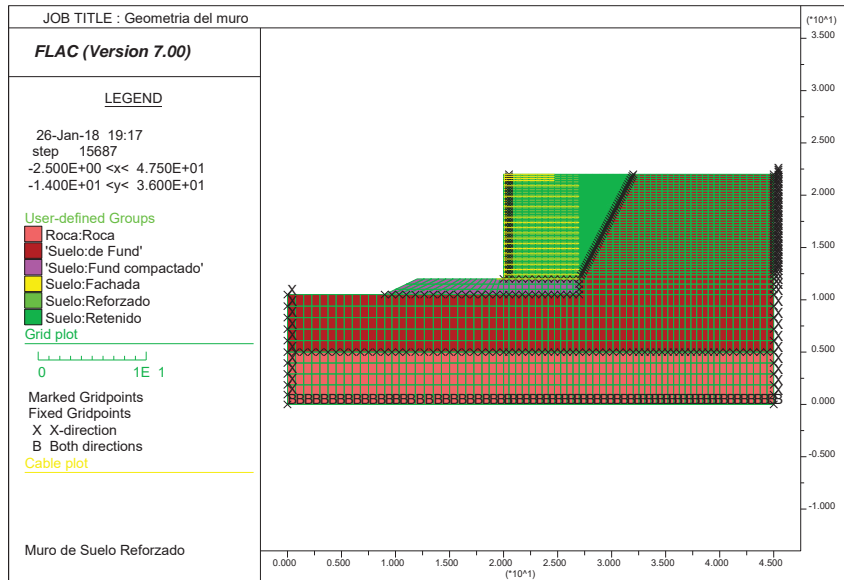
Fuente: Estudio de Peligro Uniforme

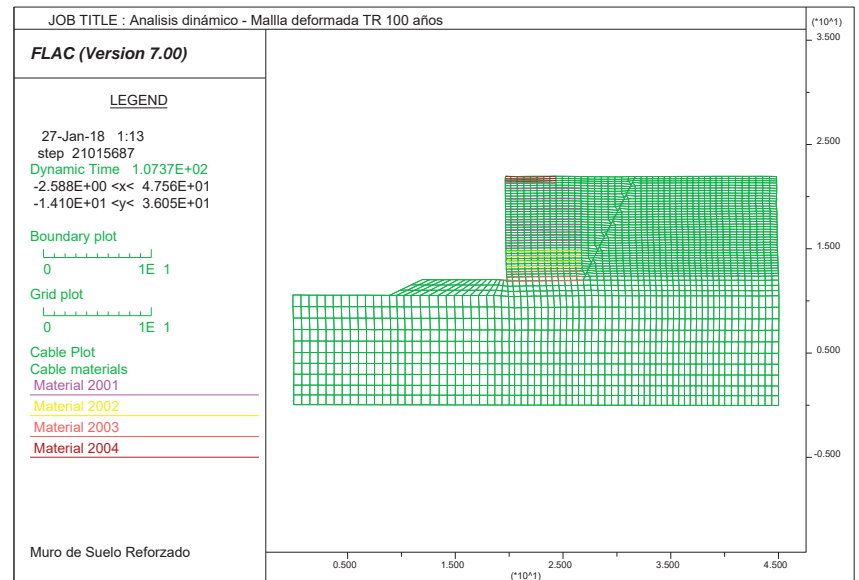
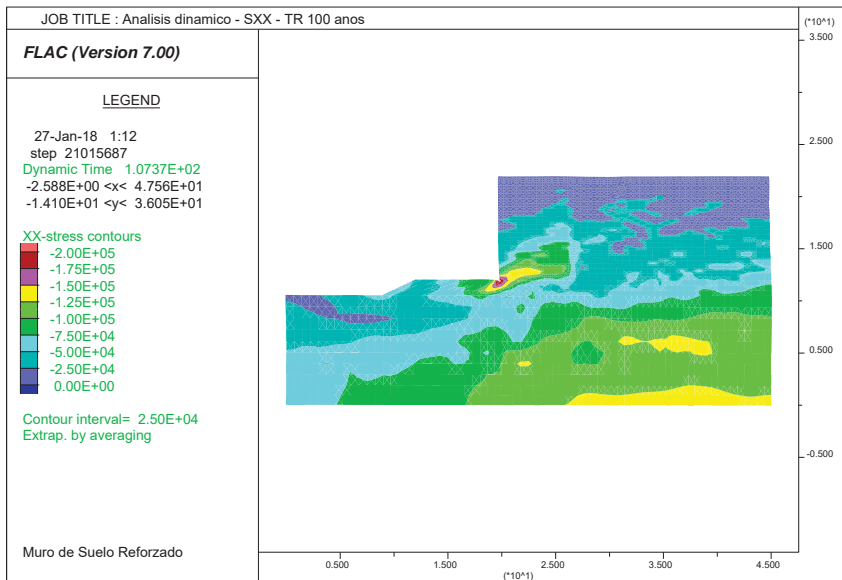
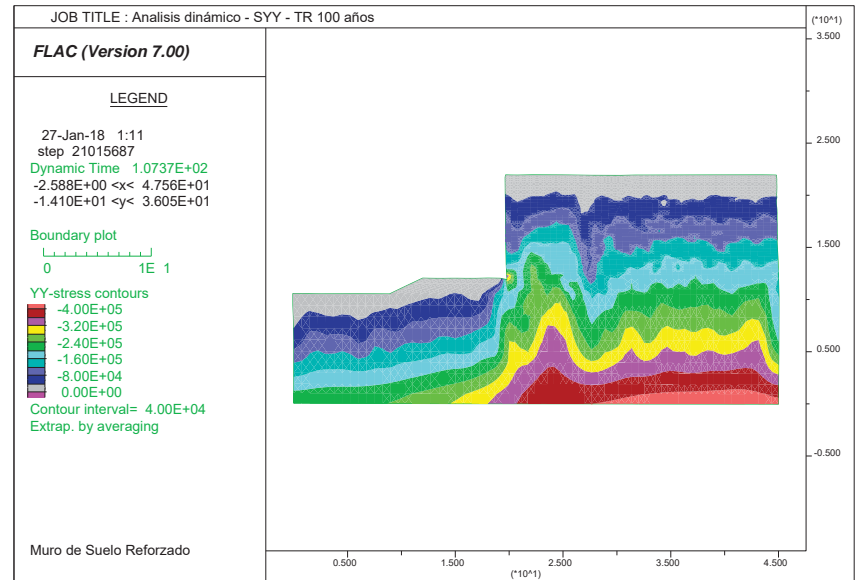
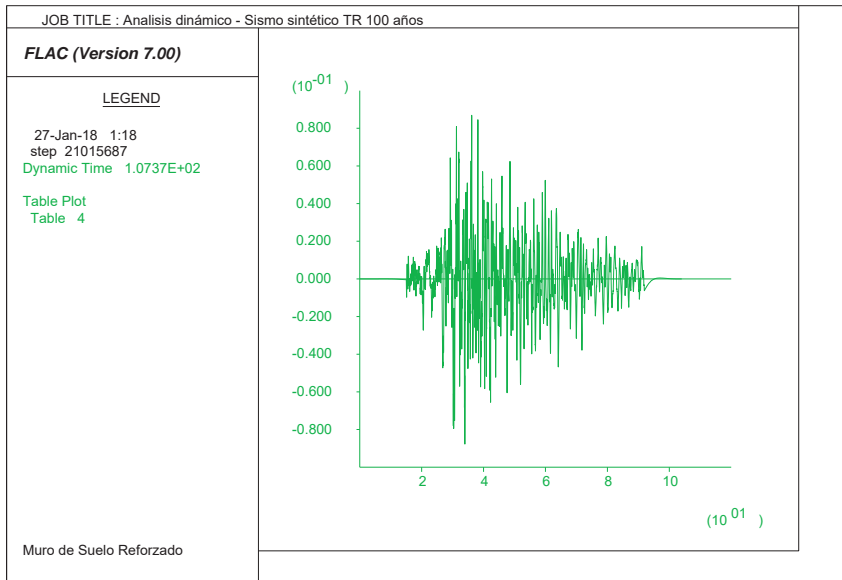


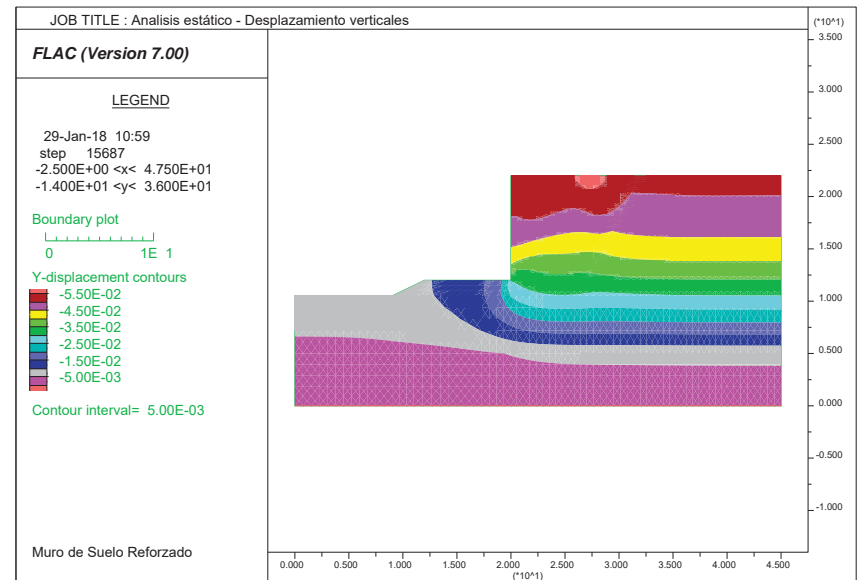
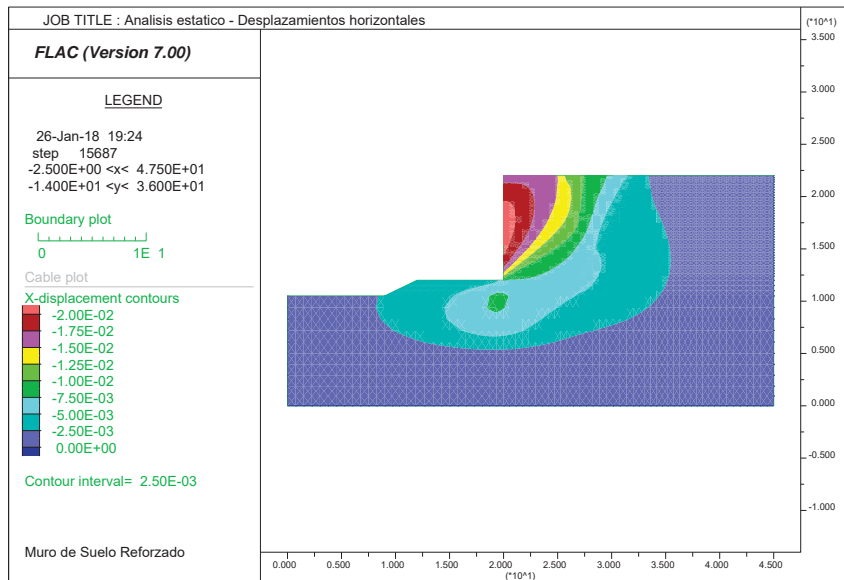
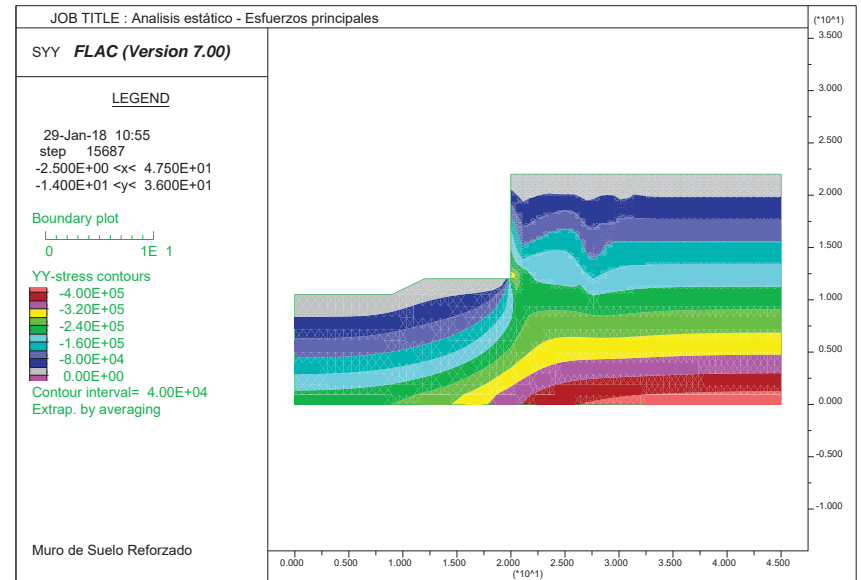
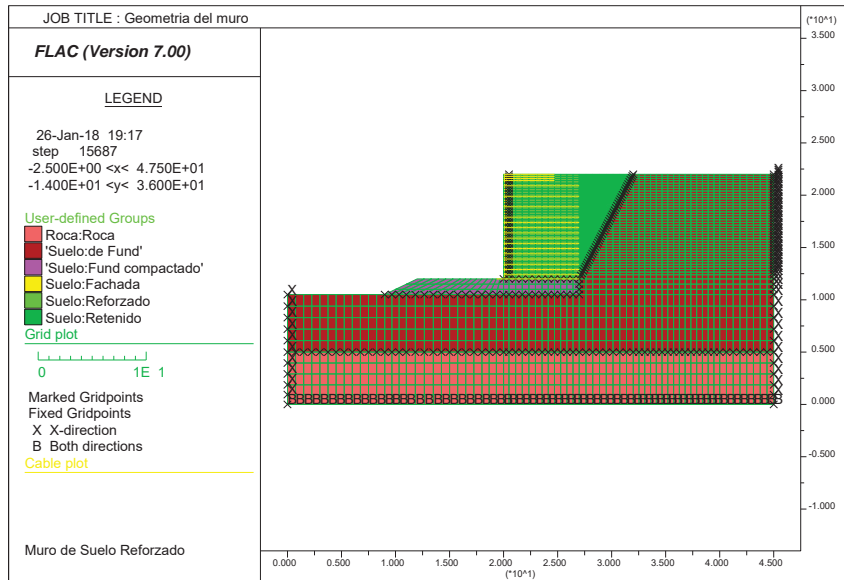
ANEXO E

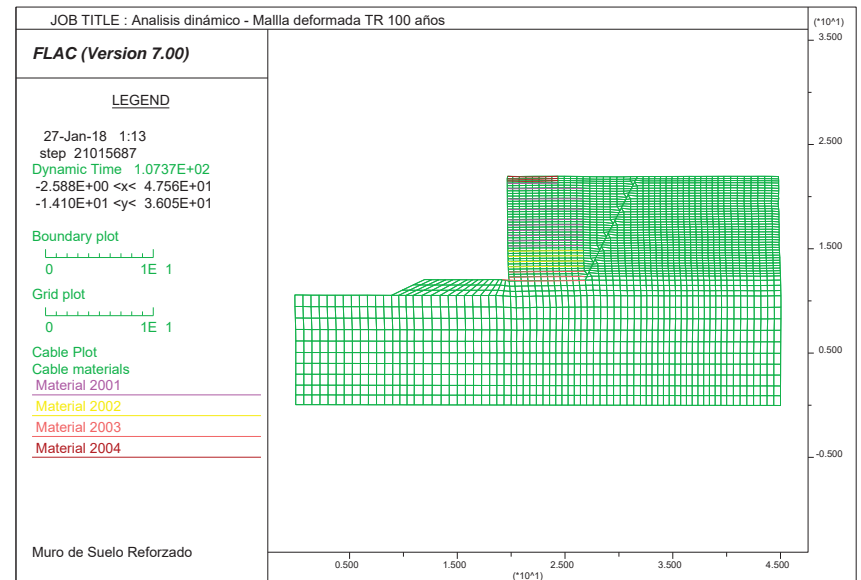
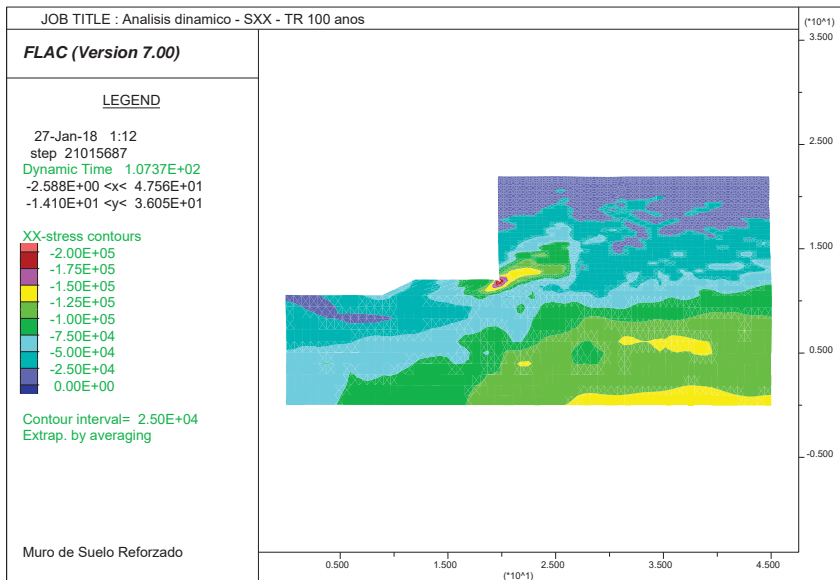
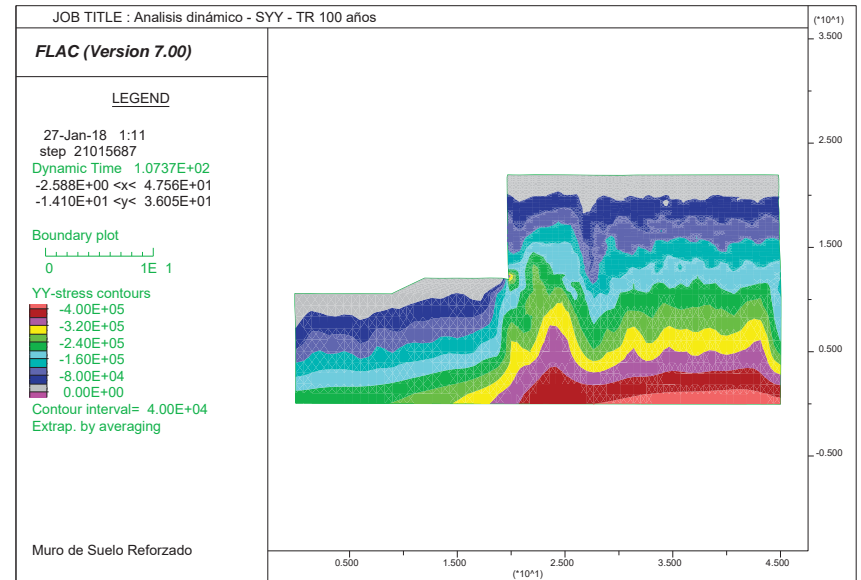
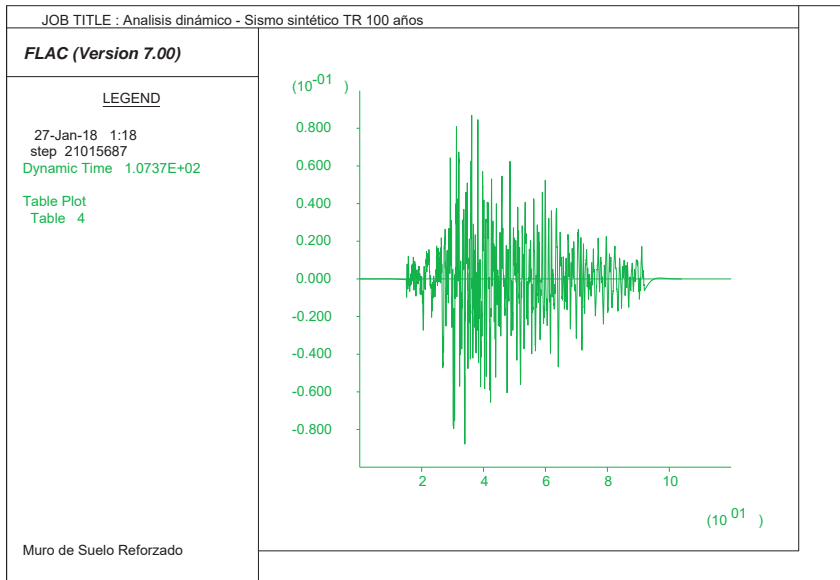
ANÁLISIS DINÁMICO – FLAC

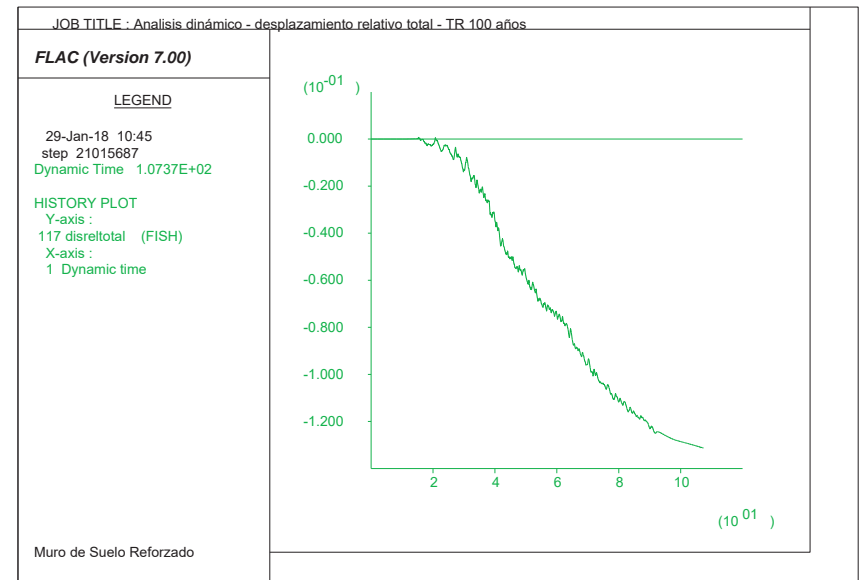
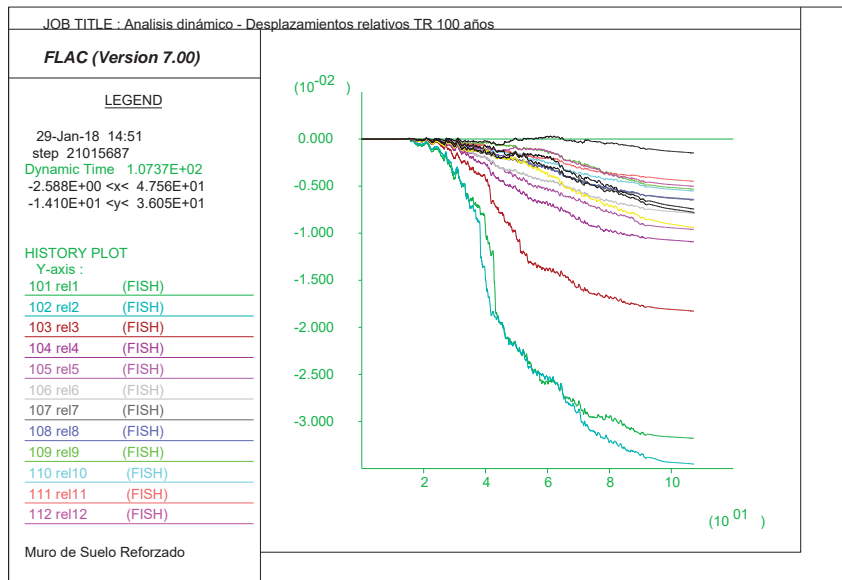
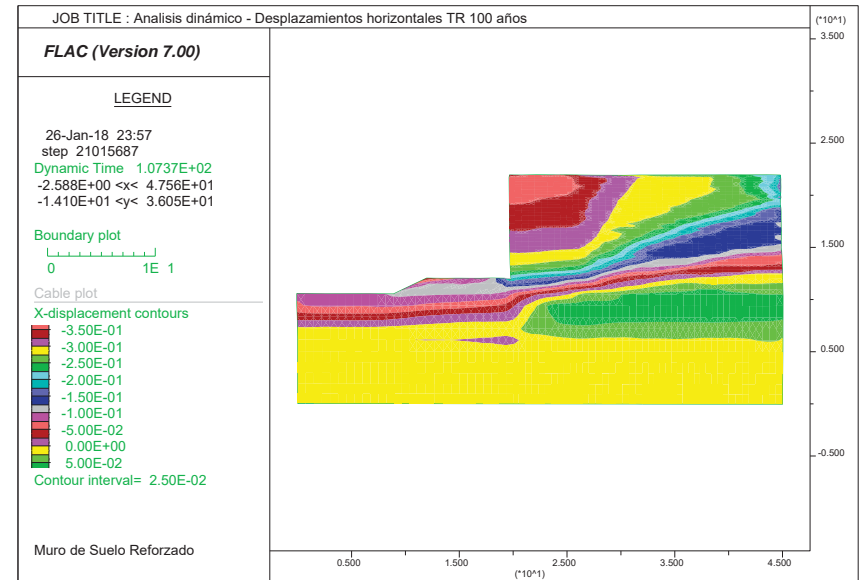
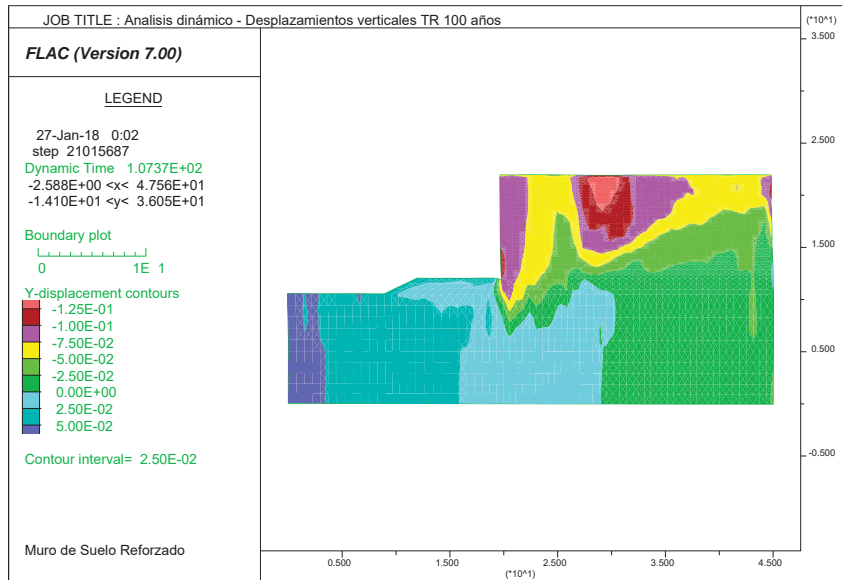
- REPORTE DE GRÁFICAS**
- LISTA DE COMANDOS USADOS**

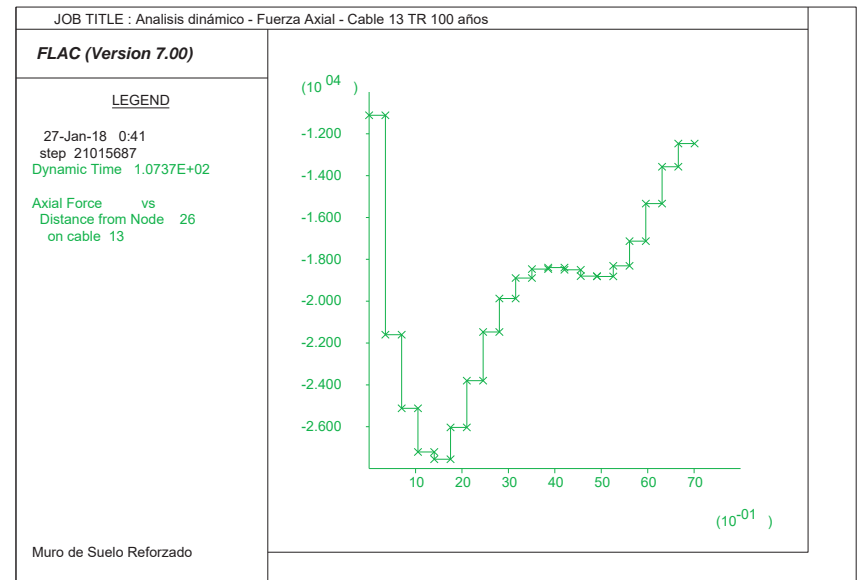
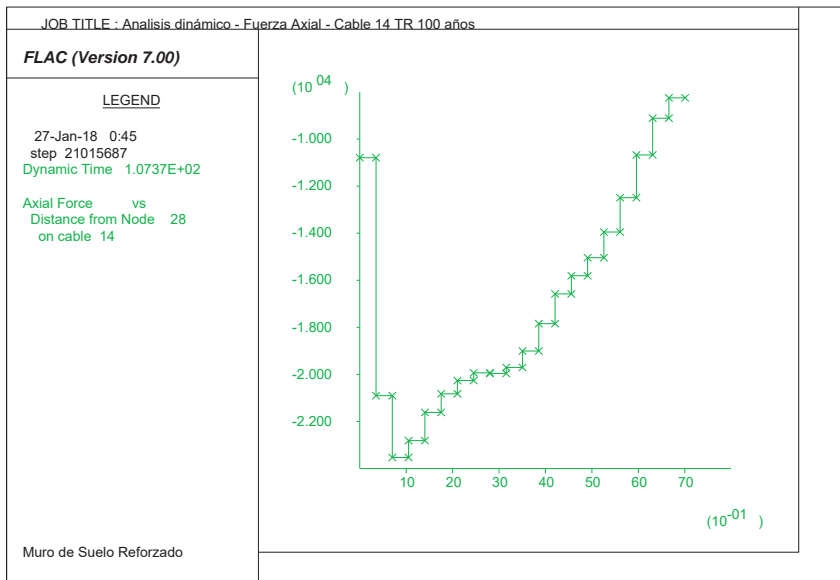
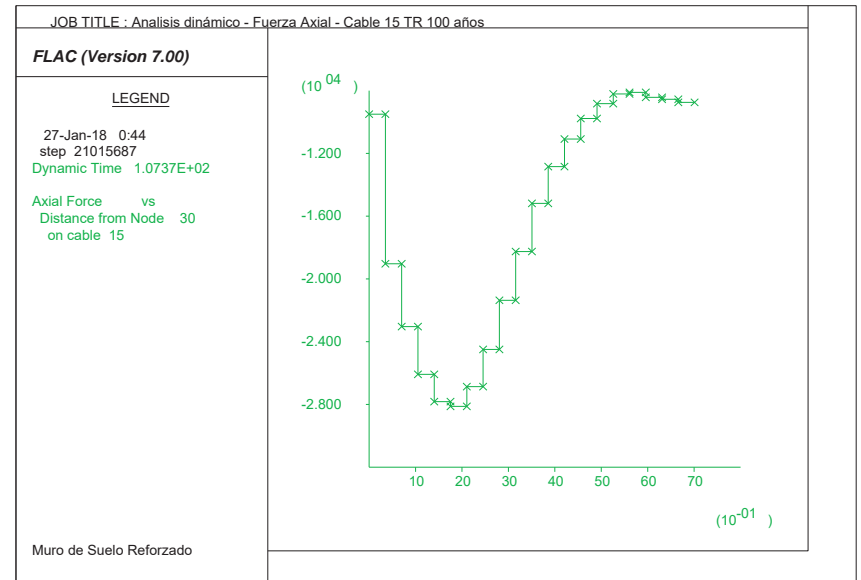
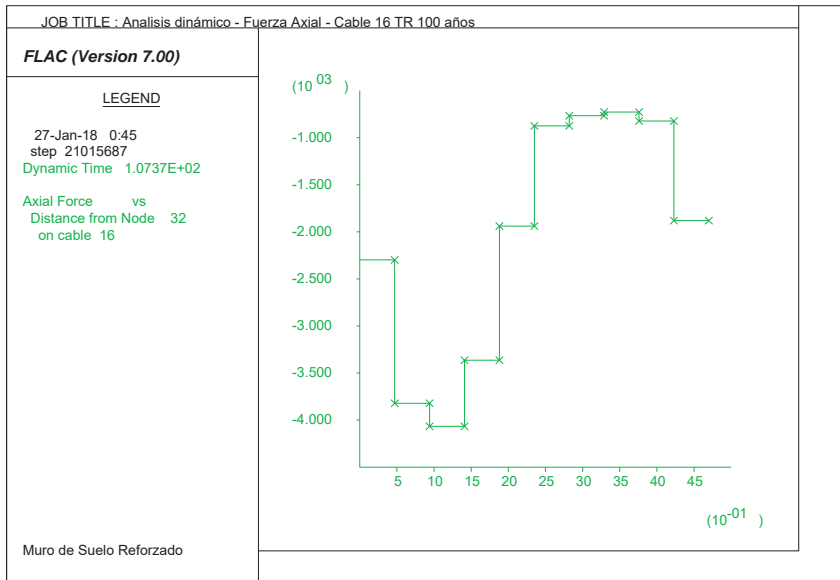


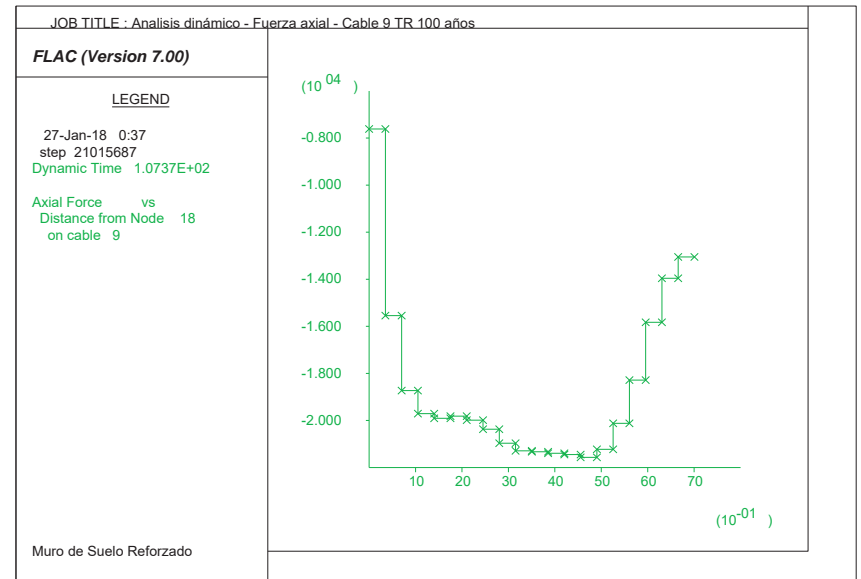
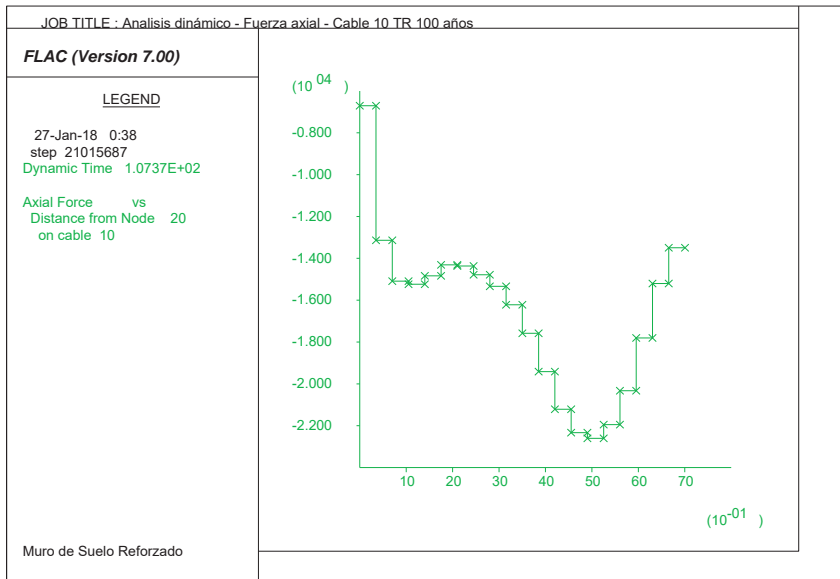
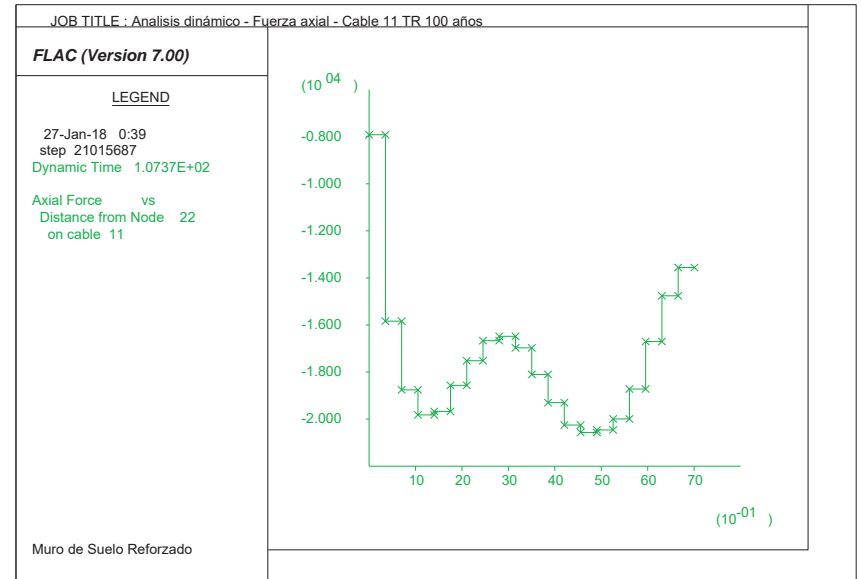
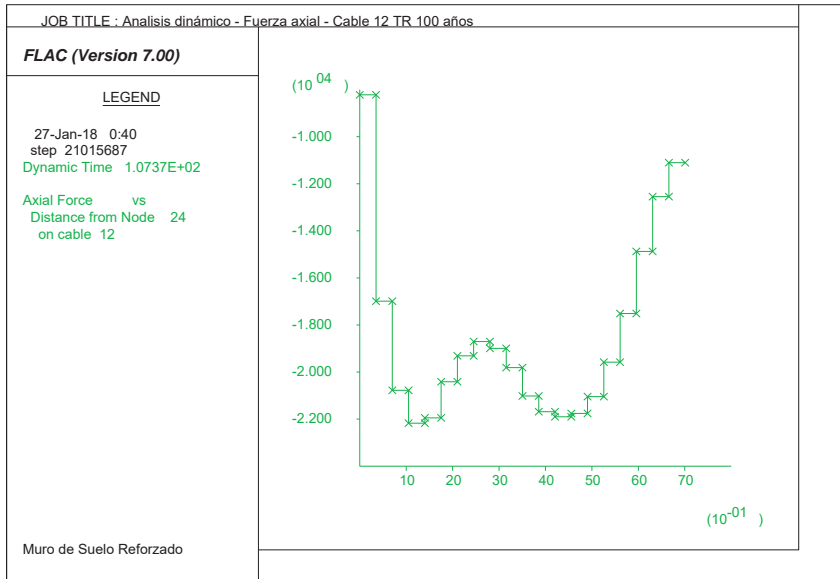


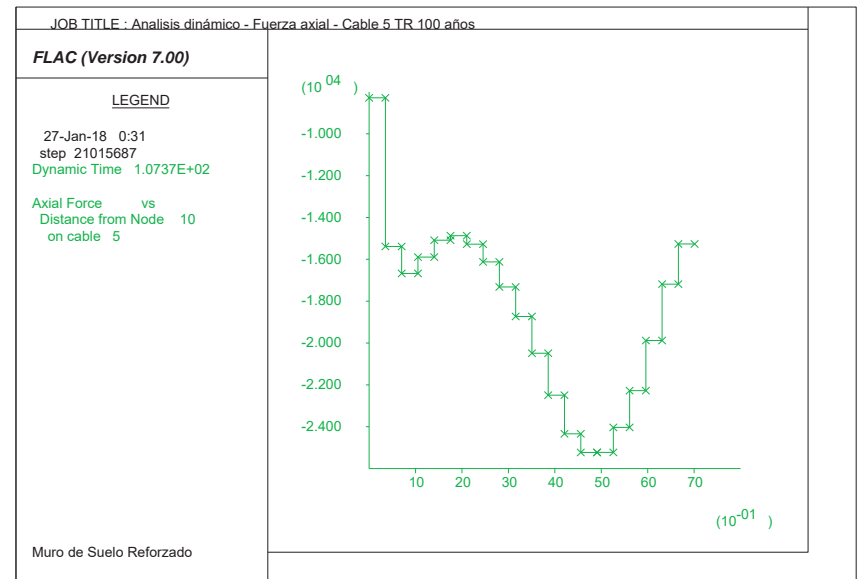
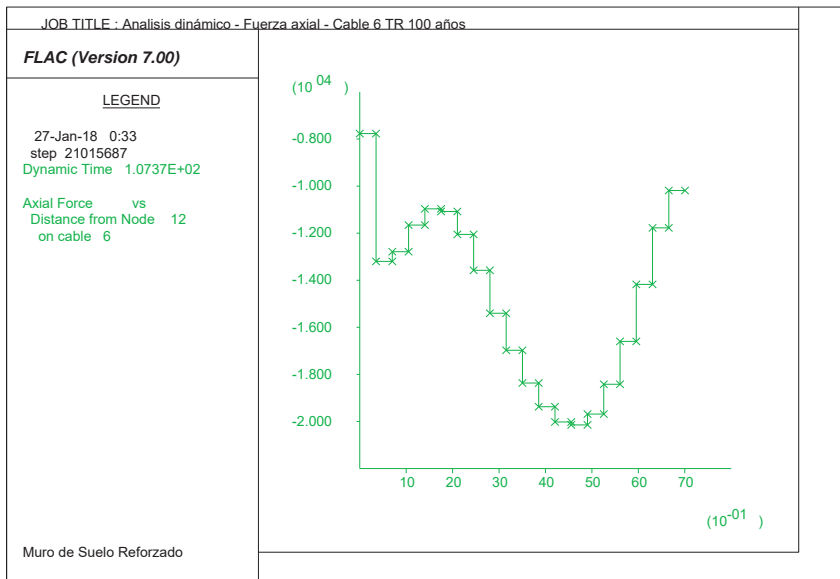
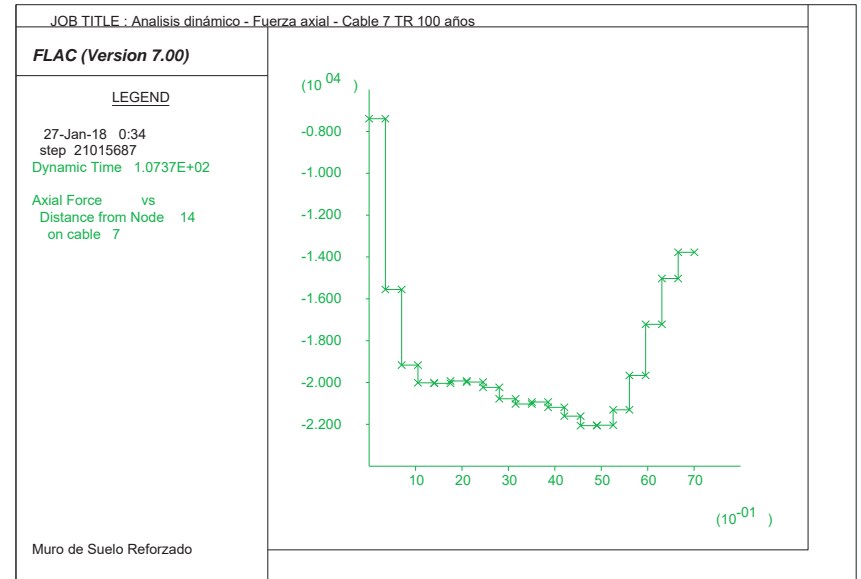
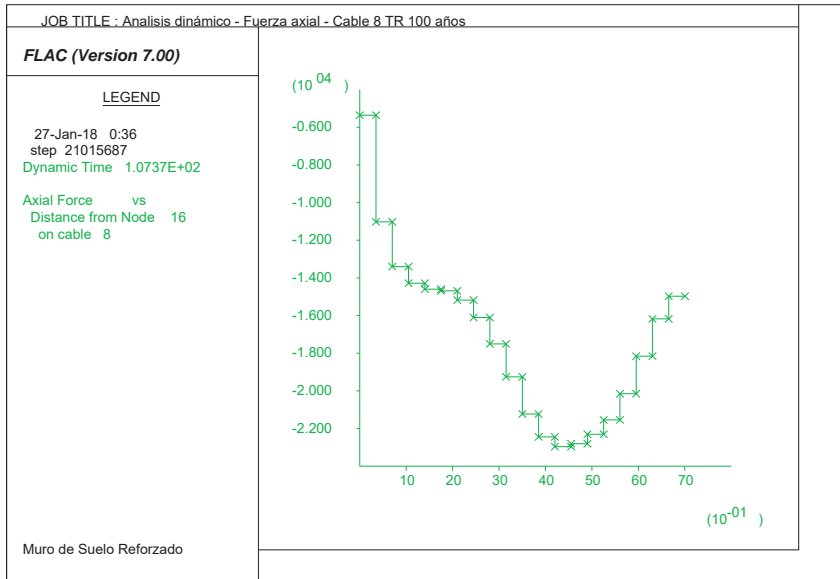


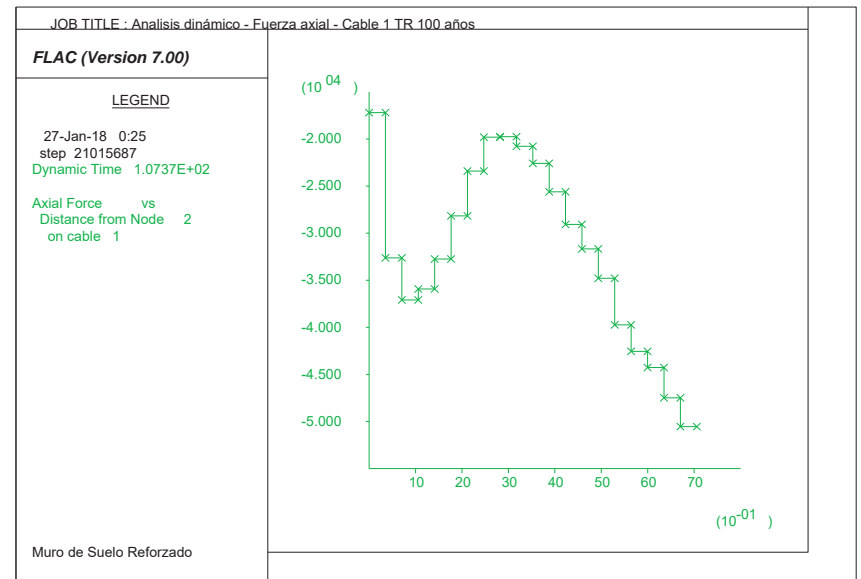
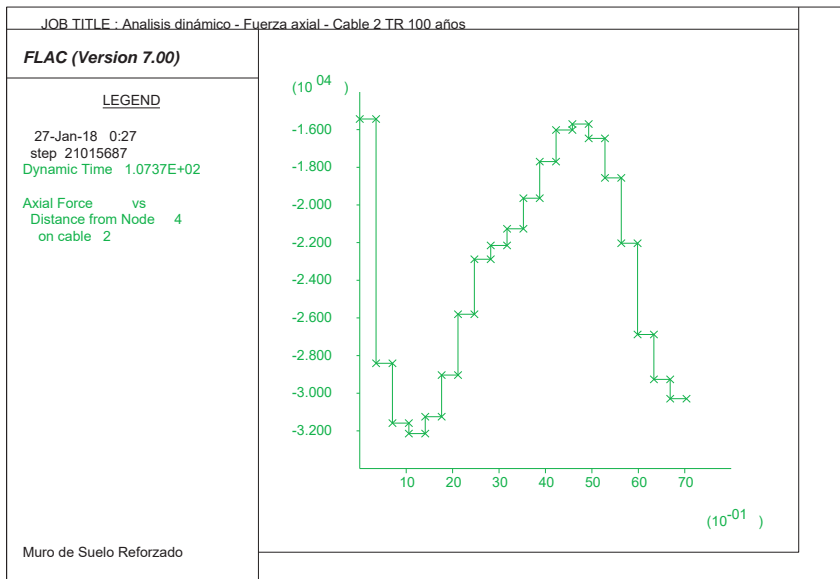
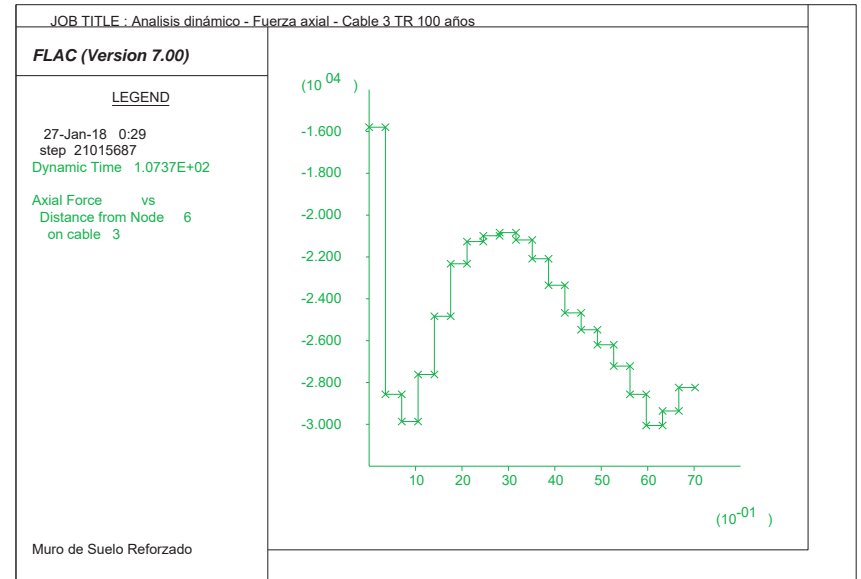
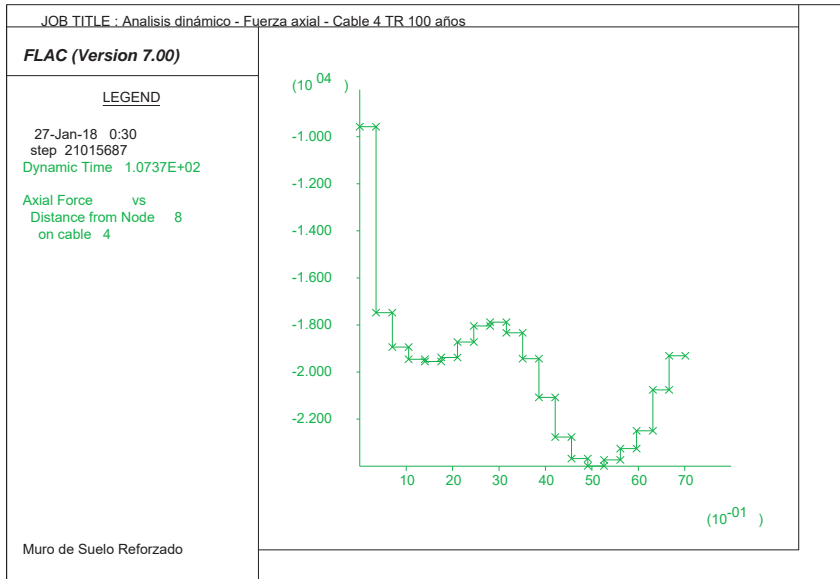


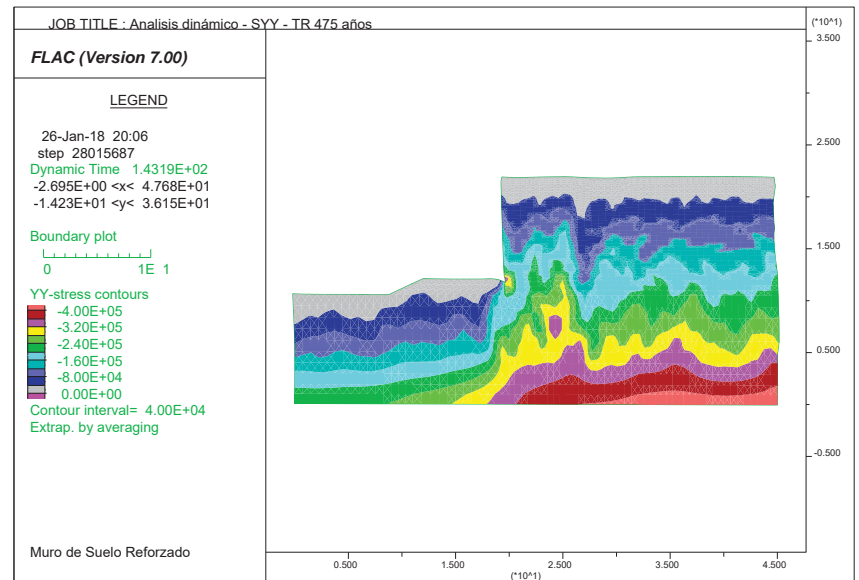
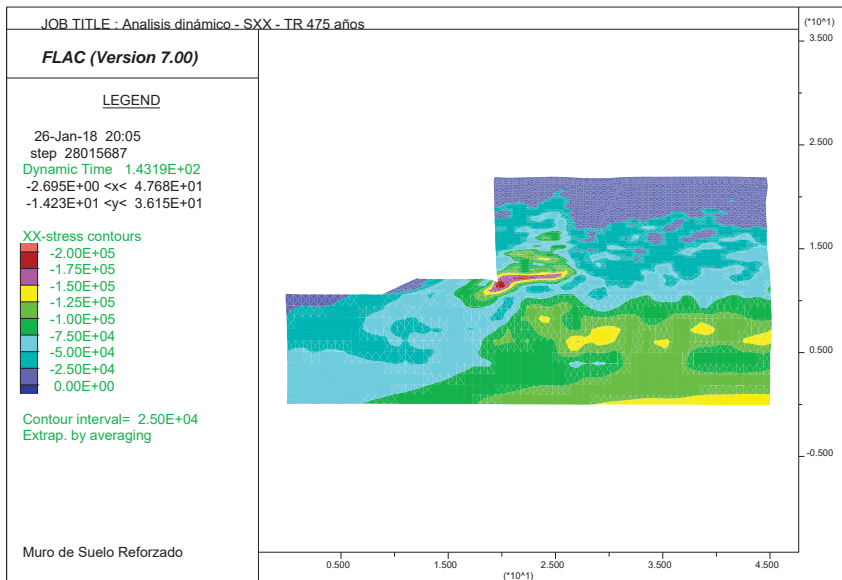
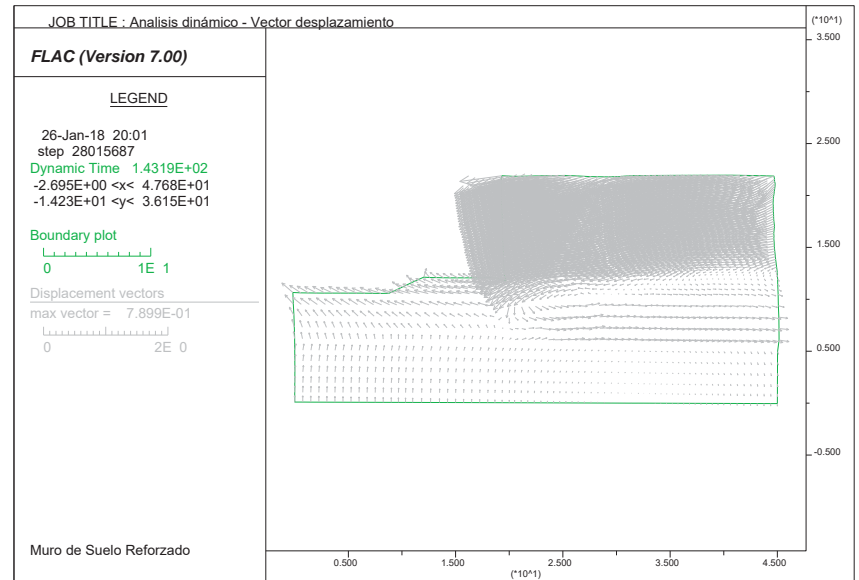
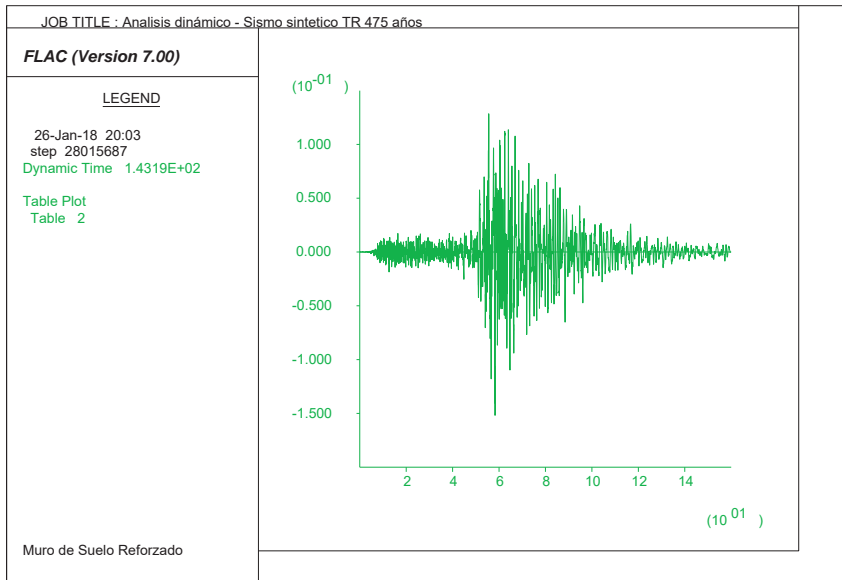


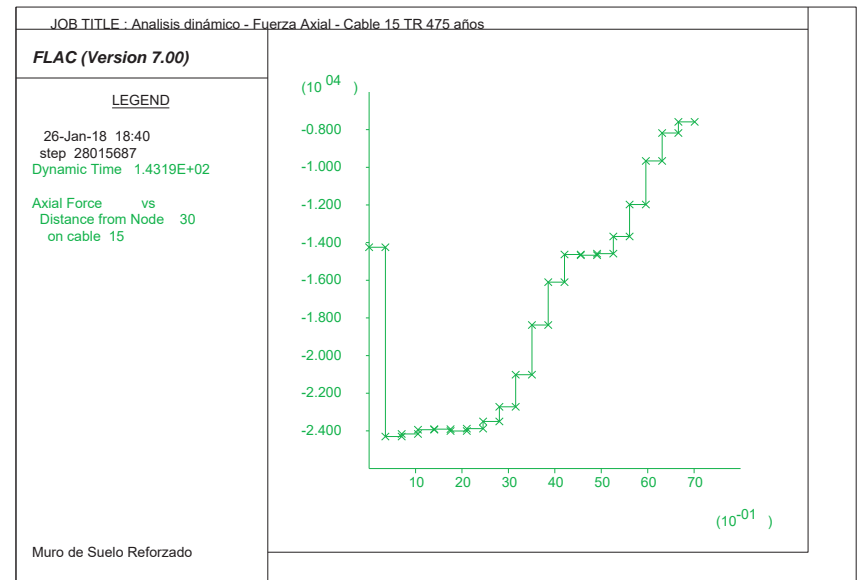
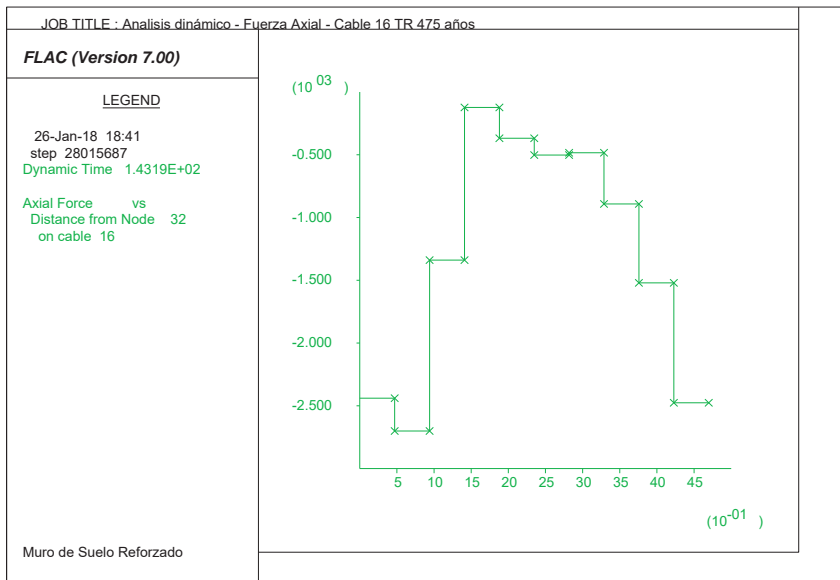
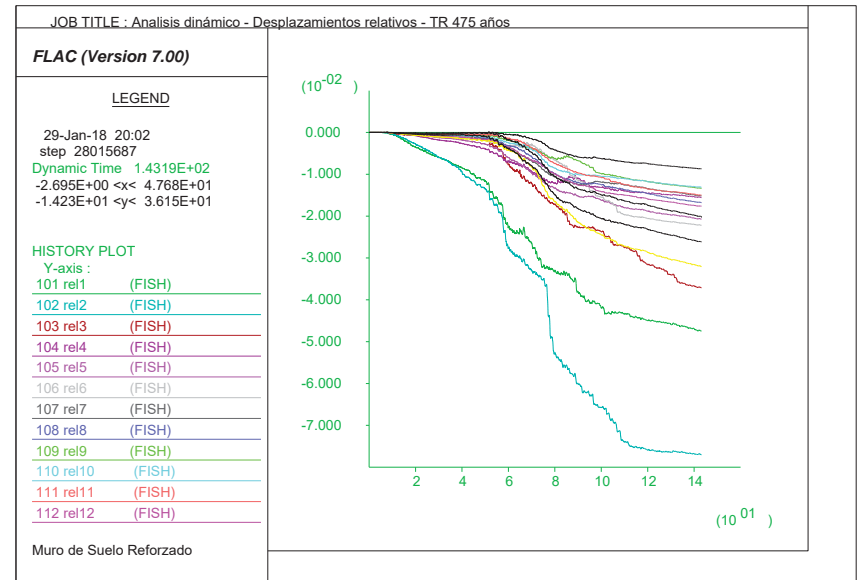
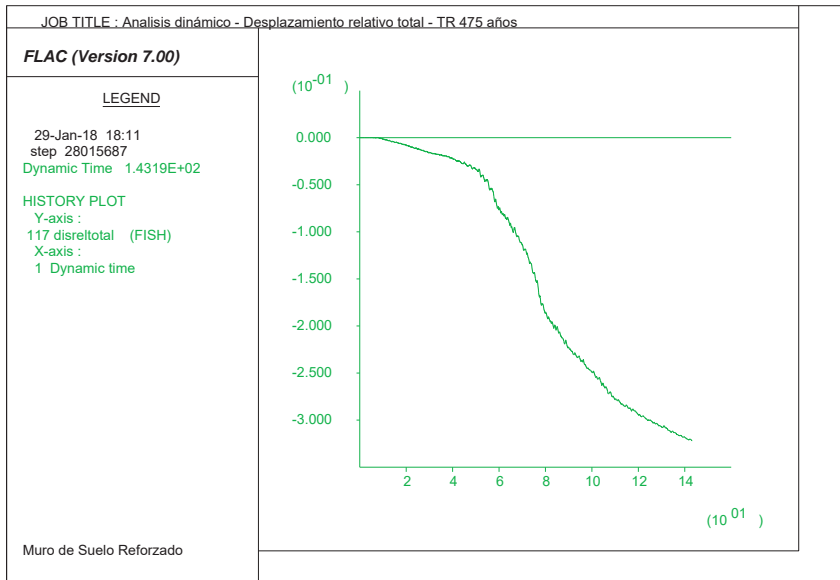


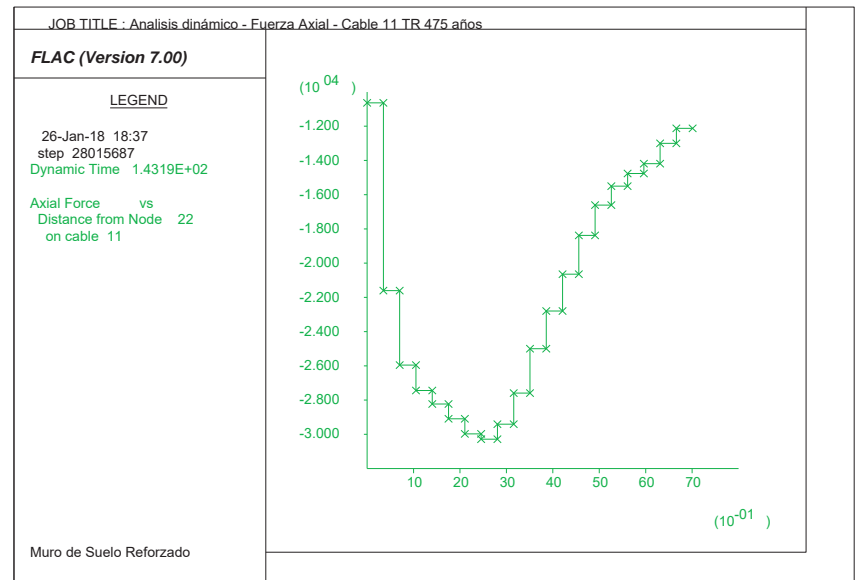
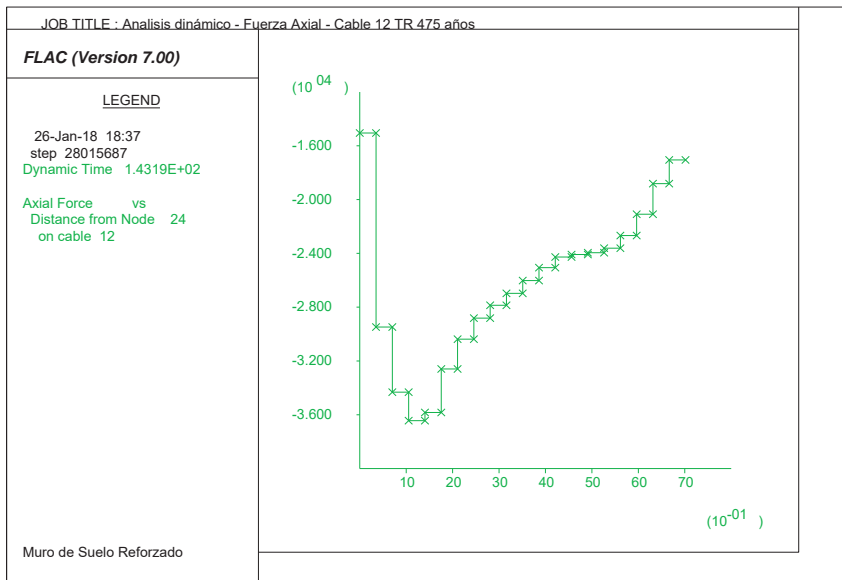
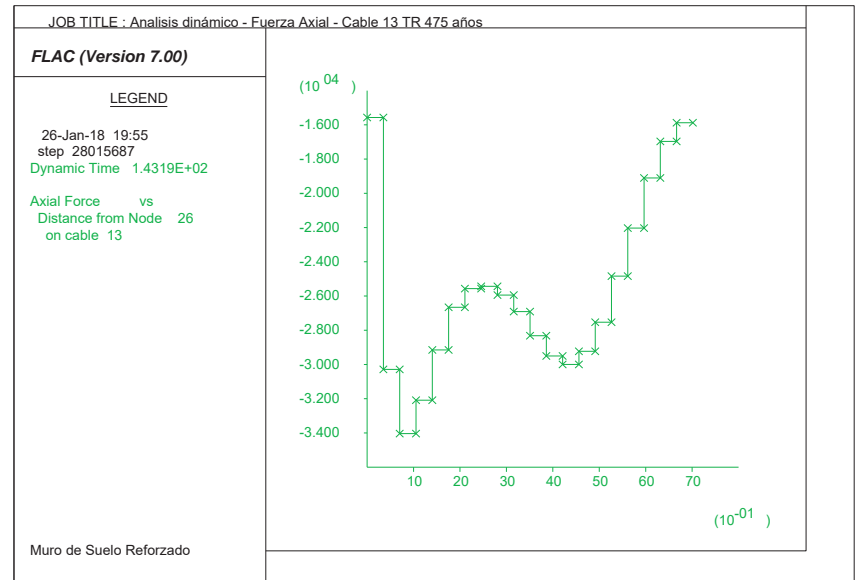
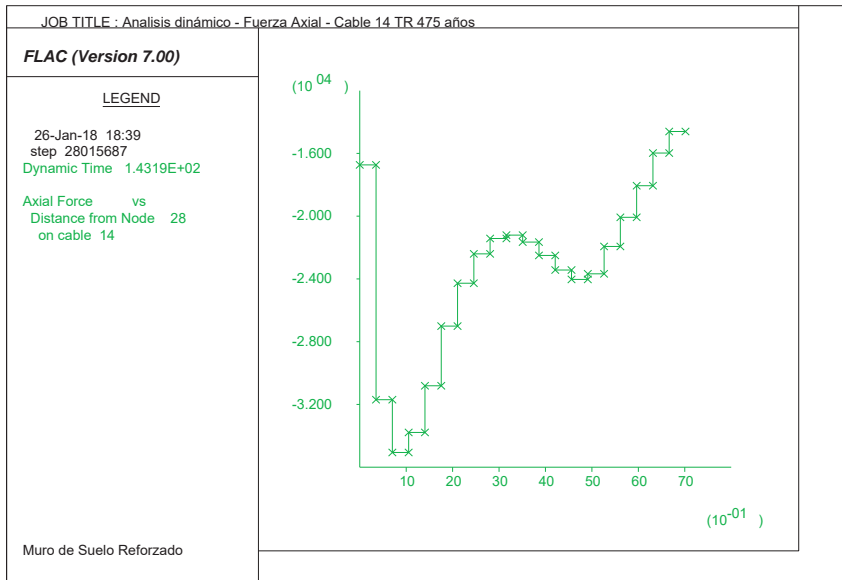


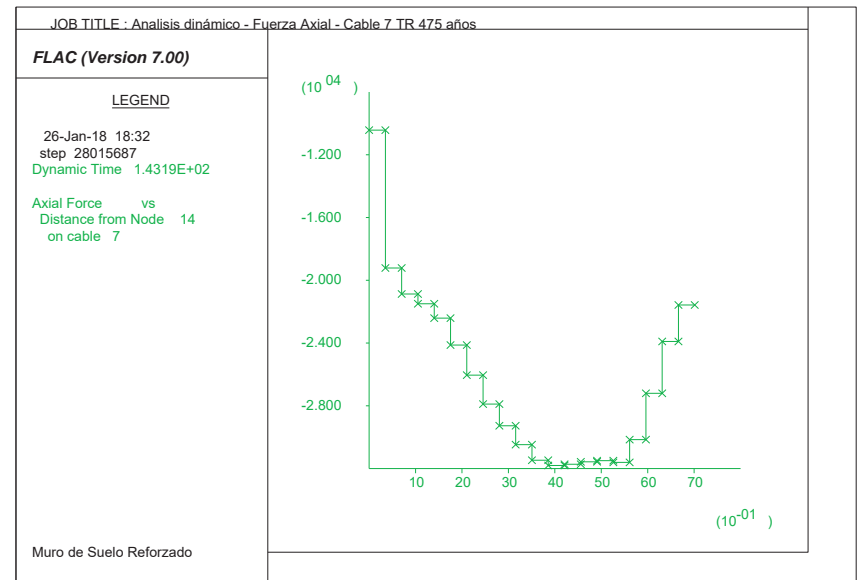
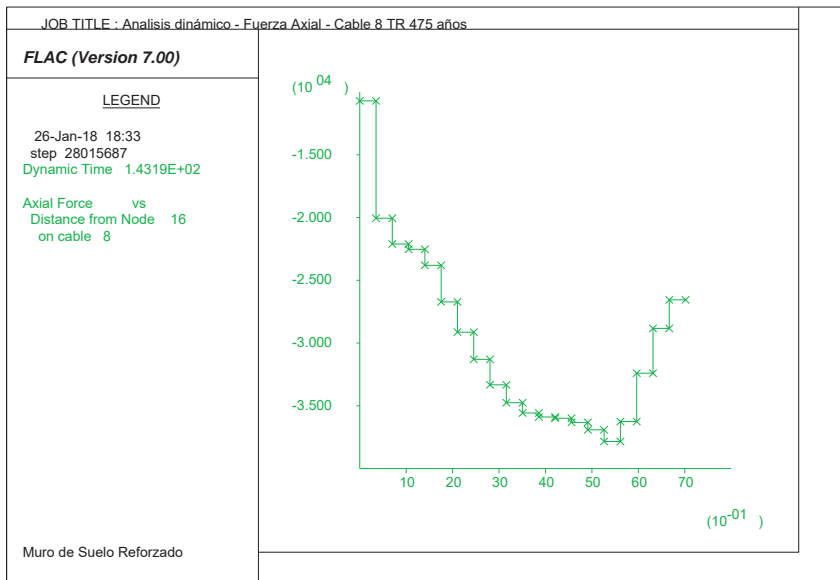
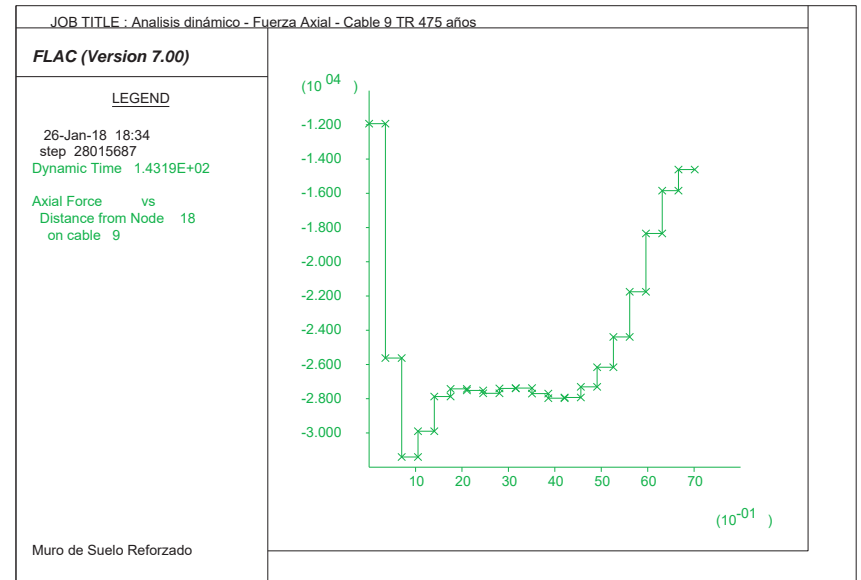
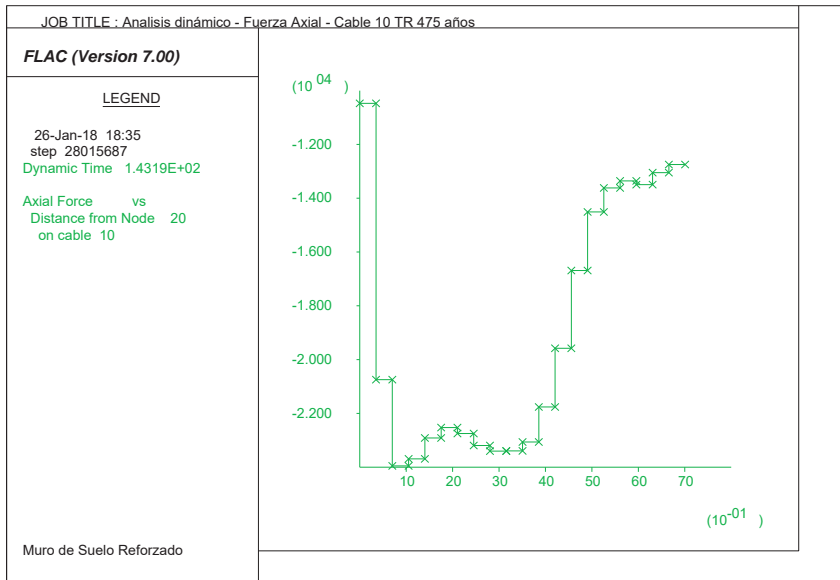


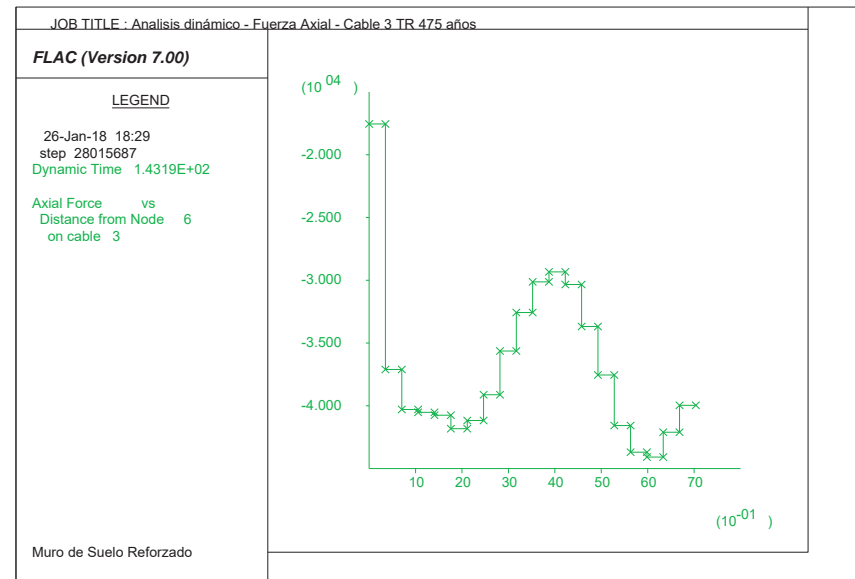
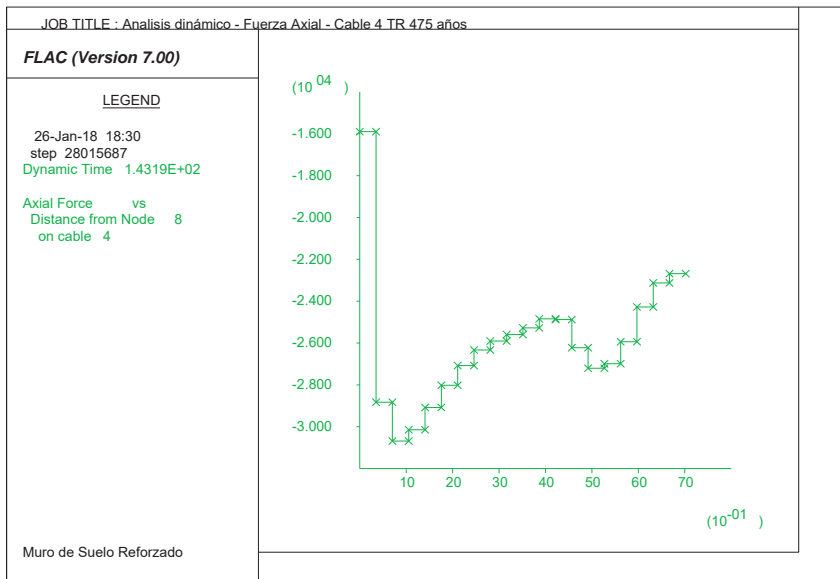
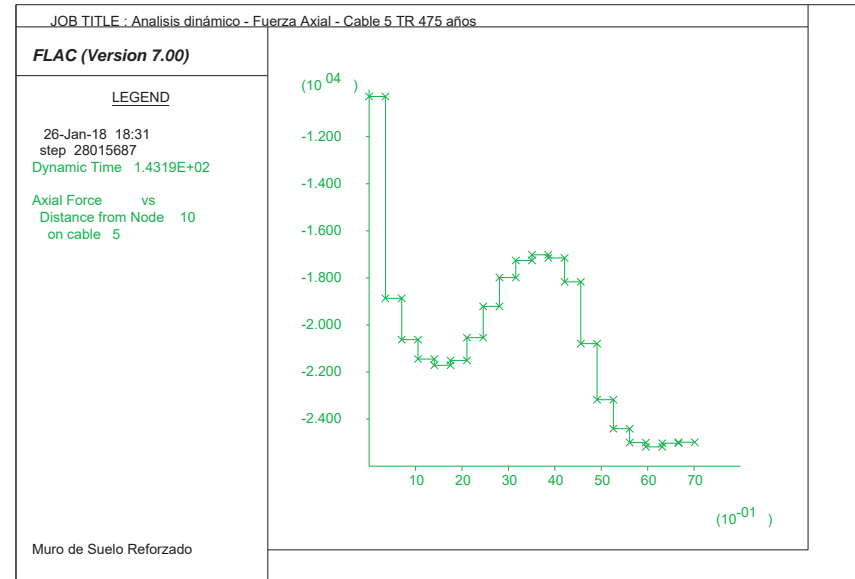
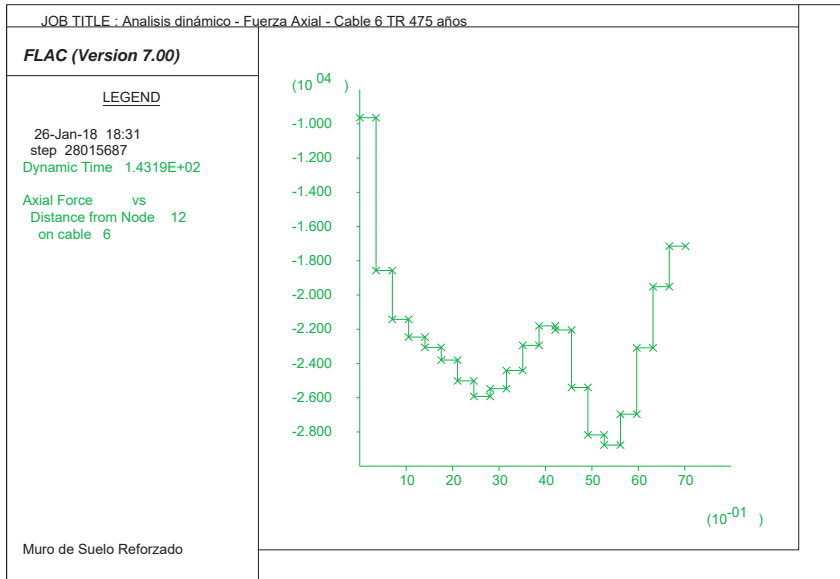












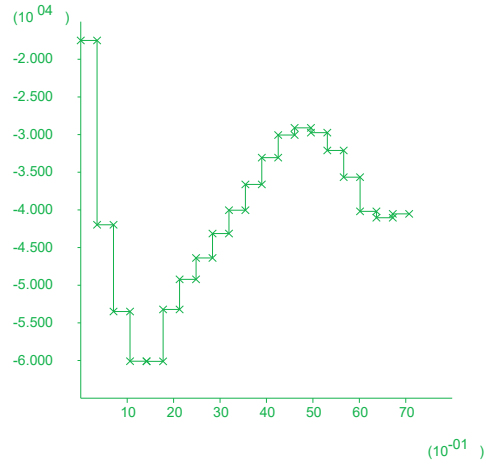
JOB TITLE : Analisis dinámico - Fuerza Axial - Cable 2 TR 475 años

FLAC (Version 7.00)

LEGEND

26-Jan-18 18:28
step 28015687
Dynamic Time 1.4319E+02

Axial Force vs
Distance from Node 4
on cable 2



Muro de Suelo Reforzado

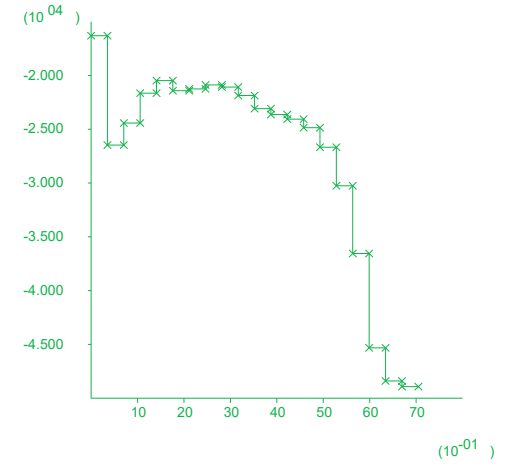
JOB TITLE : Analisis dinámico - Fuerza Axial - Cable 1 TR 475 años

FLAC (Version 7.00)

LEGEND

26-Jan-18 18:28
step 28015687
Dynamic Time 1.4319E+02

Axial Force vs
Distance from Node 2
on cable 1



Muro de Suelo Reforzado

;Project Record Tree export
;File:CORRIDA FINAL.dat
;Units: SI: meter-kilogram-second;Title:Análisis dinámico - Sismo sintético TR 100 años
;Branch 1:Reedit.sav
config ats dynamic
grid 70,53
gen 0.0,0.0 0.0,1.8723321 9.0,1.8723321 9.0,0.0 i=1,13 j=1,3
gen 9.0,0.0 9.0,1.8723321 11.0,1.8723321 11.0,0.0 i=13,16 j=1,3
gen 11.0,0.0 11.0,1.8723321 13.5,1.8723321 13.5,0.0 i=16,19 j=1,3
gen 13.5,0.0 13.5,1.8723321 15.75,1.8723321 15.75,0.0 i=19,22 j=1,3
gen 15.75,0.0 15.75,1.8723321 18.0,1.8723321 18.0,0.0 i=22,25 j=1,3
gen 18.0,0.0 18.0,1.8723321 20.0,1.8723321 20.0,0.0 i=25,28 j=1,3
gen 20.0,0.0 20.0,1.8723321 20.500252,1.8723321 20.500252,0.0 i=28,29 j=1,3
gen 20.500252,0.0 20.500252,1.8723321 23.562563,1.8723321 23.562563,0.0 &
i=29,34 j=1,3
gen 23.562563,0.0 23.562563,1.8723321 27.0,1.8723321 27.0,0.0 i=34,40 j=1,3
gen 27.0,0.0 27.0,1.8723321 32.0,1.8723321 32.0,0.0 i=40,48 j=1,3
gen 32.0,0.0 32.0,1.8723321 40.0,1.8723321 40.0,0.0 i=48,63 j=1,3
gen 40.0,0.0 40.0,1.8723321 45.0,1.8723321 45.0,0.0 i=63,71 j=1,3
gen 0.0,1.8723321 0.0,5.0 9.0,5.0 9.0,1.8723321 i=1,13 j=3,6
gen 9.0,1.8723321 9.0,5.0 11.0,5.0 11.0,1.8723321 i=13,16 j=3,6
gen 11.0,1.8723321 11.0,5.0 13.5,5.0 13.5,1.8723321 i=16,19 j=3,6
gen 13.5,1.8723321 13.5,5.0 15.75,5.0 15.75,1.8723321 i=19,22 j=3,6
gen 15.75,1.8723321 15.75,5.0 18.0,5.0 18.0,1.8723321 i=22,25 j=3,6
gen 18.0,1.8723321 18.0,5.0 20.0,5.0 20.0,1.8723321 i=25,28 j=3,6
gen 20.0,1.8723321 20.0,5.0 20.500252,5.0 20.500252,1.8723321 i=28,29 j=3,6
gen 20.500252,1.8723321 20.500252,5.0 23.562563,5.0 23.562563,1.8723321 &
i=29,34 j=3,6
gen 23.562563,1.8723321 23.562563,5.0 27.0,5.0 27.0,1.8723321 i=34,40 j=3,6
gen 27.0,1.8723321 27.0,5.0 32.0,5.0 32.0,1.8723321 i=40,48 j=3,6
gen 32.0,1.8723321 32.0,5.0 40.0,5.0 40.0,1.8723321 i=48,63 j=3,6
gen 40.0,1.8723321 40.0,5.0 45.0,5.0 45.0,1.8723321 i=63,71 j=3,6
gen 0.0,5.0 0.0,10.5 9.0,10.5 9.0,5.0 i=1,13 j=6,11
gen 9.0,5.0 9.0,10.5 11.0,10.5 11.0,5.0 i=13,16 j=6,11
gen 11.0,5.0 11.0,10.5 13.5,10.5 13.5,5.0 i=16,19 j=6,11
gen 13.5,5.0 13.5,10.5 15.75,10.5 15.75,5.0 i=19,22 j=6,11
gen 15.75,5.0 15.75,10.5 18.0,10.5 18.0,5.0 i=22,25 j=6,11
gen 18.0,5.0 18.0,10.5 20.0,10.5 20.0,5.0 i=25,28 j=6,11
gen 20.0,5.0 20.0,10.5 20.500252,10.5 20.500252,5.0 i=28,29 j=6,11
gen 20.500252,5.0 20.500252,10.5 23.562563,10.5 23.562563,5.0 i=29,34 &
j=6,11
gen 23.562563,5.0 23.562563,10.5 27.0,10.5 27.0,5.0 i=34,40 j=6,11
gen 27.0,5.0 27.0,10.5 32.0,10.5 32.0,5.0 i=40,48 j=6,11
gen 32.0,5.0 32.0,10.5 40.0,10.5 40.0,5.0 i=48,63 j=6,11
gen 40.0,5.0 40.0,10.5 45.0,10.5 45.0,5.0 i=63,71 j=6,11
gen 9.0,10.5 12.0,12.0 14.0,12.0 11.0,10.5 i=13,16 j=11,14
gen 11.0,10.5 14.0,12.0 16.0,12.0 13.5,10.5 i=16,19 j=11,14
gen 13.5,10.5 16.0,12.0 17.5,12.0 15.75,10.5 i=19,22 j=11,14

gen 15.75,10.5 17.5,12.0 19.0,12.0 18.0,10.5 i=22,25 j=11,14
gen 18.0,10.5 19.0,12.0 20.0,12.0 20.0,10.5 i=25,28 j=11,14
gen 20.0,10.5 20.0,12.0 20.500252,12.0 20.500252,10.5 i=28,29 j=11,14
gen 20.500252,10.5 20.500252,12.0 23.562563,12.0 23.562563,10.5 i=29,34 &
j=11,14
gen 23.562563,10.5 23.562563,12.0 27.0,12.0 27.0,10.5 i=34,40 j=11,14
gen 27.0,10.5 27.0,12.0 32.0,12.0 32.0,10.5 i=40,48 j=11,14
gen 32.0,10.5 32.0,12.0 40.0,12.0 40.0,10.5 i=48,63 j=11,14
gen 40.0,10.5 40.0,12.0 45.0,12.0 45.0,10.5 i=63,71 j=11,14
gen 20.0,12.0 20.0,12.400001 20.500252,12.400001 20.500252,12.0 i=28,29 &
j=14,15
gen 20.500252,12.0 20.500252,12.400001 23.562563,12.400001 23.562563,12.0 &
i=29,34 j=14,15
gen 23.562563,12.0 23.562563,12.400001 27.0,12.400001 27.0,12.0 i=34,40 &
j=14,15
gen 27.0,12.0 27.0,12.400001 32.0,12.400001 32.0,12.0 i=40,48 j=14,15
gen 32.0,12.0 32.0,12.400001 40.0,12.400001 40.0,12.0 i=48,63 j=14,15
gen 40.0,12.0 40.0,12.400001 45.0,12.400001 45.0,12.0 i=63,71 j=14,15
gen 20.0,12.400001 20.0,17.4 20.500252,17.4 20.500252,12.400001 i=28,29 &
j=15,35
gen 20.500252,12.400001 20.500252,17.4 23.562563,17.4 23.562563,12.400001 &
i=29,34 j=15,35
gen 23.562563,12.400001 23.562563,17.4 27.0,17.4 27.0,12.400001 i=34,40 &
j=15,35
gen 27.0,12.400001 27.0,17.4 32.0,17.4 32.0,12.400001 i=40,48 j=15,35
gen 32.0,12.400001 32.0,17.4 40.0,17.4 40.0,12.400001 i=48,63 j=15,35
gen 40.0,12.400001 40.0,17.4 45.0,17.4 45.0,12.400001 i=63,71 j=15,35
gen 20.0,17.4 20.0,21.4 20.500252,21.4 20.500252,17.4 i=28,29 j=35,51
gen 20.500252,17.4 20.500252,21.4 23.562563,21.4 23.562563,17.4 i=29,34 &
j=35,51
gen 23.562563,17.4 23.562563,21.4 27.0,21.4 27.0,17.4 i=34,40 j=35,51
gen 27.0,17.4 27.0,21.4 32.0,21.4 32.0,17.4 i=40,48 j=35,51
gen 32.0,17.4 32.0,21.4 40.0,21.4 40.0,17.4 i=48,63 j=35,51
gen 40.0,17.4 40.0,21.4 45.0,21.4 45.0,17.4 i=63,71 j=35,51
gen 20.0,21.4 20.0,22.0 20.500252,22.0 20.500252,21.4 i=28,29 j=51,54
gen 20.500252,21.4 20.500252,22.0 23.562563,22.0 23.562563,21.4 i=29,34 &
j=51,54
gen 23.562563,21.4 23.562563,22.0 27.0,22.0 27.0,21.4 i=34,40 j=51,54
gen 27.0,21.4 27.0,22.0 32.0,22.0 32.0,21.4 i=40,48 j=51,54
gen 32.0,21.4 32.0,22.0 40.0,22.0 40.0,21.4 i=48,63 j=51,54
gen 40.0,21.4 40.0,22.0 45.0,22.0 45.0,21.4 i=63,71 j=51,54
model elastic i=1,12 j=1,2
model elastic i=13,15 j=1,2
model elastic i=16,18 j=1,2
model elastic i=19,21 j=1,2
model elastic i=22,24 j=1,2
model elastic i=25,27 j=1,2
model elastic i=28,28 j=1,2

model elastic i=29,33 j=1,2
model elastic i=34,39 j=1,2
model elastic i=40,47 j=1,2
model elastic i=48,62 j=1,2
model elastic i=63,70 j=1,2
model elastic i=1,12 j=3,5
model elastic i=13,15 j=3,5
model elastic i=16,18 j=3,5
model elastic i=19,21 j=3,5
model elastic i=22,24 j=3,5
model elastic i=25,27 j=3,5
model elastic i=28,28 j=3,5
model elastic i=29,33 j=3,5
model elastic i=34,39 j=3,5
model elastic i=40,47 j=3,5
model elastic i=48,62 j=3,5
model elastic i=63,70 j=3,5
model elastic i=1,12 j=6,10
model elastic i=13,15 j=6,10
model elastic i=16,18 j=6,10
model elastic i=19,21 j=6,10
model elastic i=22,24 j=6,10
model elastic i=25,27 j=6,10
model elastic i=28,28 j=6,10
model elastic i=29,33 j=6,10
model elastic i=34,39 j=6,10
model elastic i=40,47 j=6,10
model elastic i=48,62 j=6,10
model elastic i=63,70 j=6,10
model elastic i=13,15 j=11,13
model elastic i=16,18 j=11,13
model elastic i=19,21 j=11,13
model elastic i=22,24 j=11,13
model elastic i=25,27 j=11,13
model elastic i=28,28 j=11,13
model elastic i=29,33 j=11,13
model elastic i=34,39 j=11,13
model elastic i=40,47 j=11,13
model elastic i=48,62 j=11,13
model elastic i=63,70 j=11,13
model elastic i=28,28 j=14,14
model elastic i=29,33 j=14,14
model elastic i=34,39 j=14,14
model elastic i=40,47 j=14,14
model elastic i=48,62 j=14,14
model elastic i=63,70 j=14,14
model elastic i=28,28 j=15,34
model elastic i=29,33 j=15,34

model elastic i=34,39 j=15,34
model elastic i=40,47 j=15,34
model elastic i=48,62 j=15,34
model elastic i=63,70 j=15,34
model elastic i=28,28 j=35,50
model elastic i=29,33 j=35,50
model elastic i=34,39 j=35,50
model elastic i=40,47 j=35,50
model elastic i=48,62 j=35,50
model elastic i=63,70 j=35,50
model elastic i=28,28 j=51,53
model elastic i=29,33 j=51,53
model elastic i=34,39 j=51,53
model elastic i=40,47 j=51,53
model elastic i=48,62 j=51,53
model elastic i=63,70 j=51,53
save Reedit.sav

;Branch 2:SueloProp.sav
gen line 0,5 45,5
gen line 9,10.5 27,10.5
gen line 27,12 32,22
gen line 20,12 27,12
gen line 20.5,12 20.5,22
gen line 27,12 27,10.5
mark i 1 j 21
mark i 1 j 1 21
mark i 94
group 'Suelo:Reforzado' i 29 39 j 13 53
group 'Suelo:Fachada' i 28 j 13 53
group 'Suelo:Retenido' i 40 j 16 53
group 'Suelo:Retenido' i 41 j 21 26
group 'Suelo:Retenido' i 41 42 j 26 53
group 'Suelo:Retenido' i 43 j 31 53
group 'Suelo:Retenido' i 44 j 36 53
group 'Suelo:Retenido' i 45 j 41 53
group 'Suelo:Retenido' i 46 j 46 53
group 'Suelo:Retenido' i 47 j 51 53
group 'Suelo:de Fund' i 48 j 50 53
group 'Suelo:de Fund' i 47 j 45 50
group 'Suelo:de Fund' i 46 j 40 45
group 'Suelo:de Fund' i 45 j 35 40
group 'Suelo:de Fund' i 44 j 30 35
group 'Suelo:de Fund' i 43 j 25 30
group 'Suelo:de Fund' i 42 j 20 25
group 'Suelo:de Fund' i 41 j 15 20
group 'Suelo:de Fund' i 40 j 15
group 'Suelo:de Fund' i 40 41 j 14

group 'Suelo:de Fund' i 40 41 j 13
group 'Suelo:de Fund' i 49 70 j 14 53
group 'Suelo:de Fund' i 47 48 j 14 49
group 'Suelo:de Fund' i 45 46 j 14 39
group 'Suelo:de Fund' i 43 44 j 13 29
group 'Suelo:de Fund' i 42 j 13 19
group 'Suelo:de Fund' i 45 70 j 13
group 'Suelo:de Fund' i 40 70 j 11 12
group 'Suelo:Fund compactado' i 13 39 j 11 12
group 'Suelo:Fund compactado' i 13 27 j 13
group 'Suelo:de Fund' j 6 10
group 'Roca:Roca' j 1 5
model elastic notnull group 'Roca:Roca'
prop density=2450.0 bulk=1.60256E8 shear=1.00806E8 notnull group &
'Roca:Roca'
model mohr notnull group 'Suelo:de Fund'
prop density=1900.0 bulk=3.875E7 shear=1.78846E7 cohesion=10000.0 &
friction=34.0 dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'Suelo:de Fund'
model mohr notnull group 'Suelo:Retenido'
prop density=1950.0 bulk=3.33333E7 shear=1.53846E7 cohesion=3000.0 &
friction=32.0 dilation=12.0 tension=0.0 notnull group 'Suelo:Retenido'
model mohr notnull group 'Suelo:Reforzado'
prop density=2000.0 bulk=5.55556E7 shear=1.85185E7 cohesion=2000.0 &
friction=32.0 dilation=12.0 tension=0.0 notnull group 'Suelo:Reforzado'
model mohr notnull group 'Suelo:Fachada'
prop density=2150.0 bulk=7.40741E7 shear=3.0303E7 cohesion=20000.0 &
friction=36.0 dilation=12.0 tension=0.0 notnull group 'Suelo:Fachada'
model mohr notnull group 'Suelo:Fund compactado'
prop density=2250.0 bulk=5.41667E7 shear=2.5E7 cohesion=20000.0 &
friction=40.0 dilation=0.0 tension=2000.0 notnull group &
'Suelo:Fund compactado'
group 'Suelo:Fund compactado' i 28 39 j 13
model mohr notnull group 'Suelo:Fund compactado'
prop density=2250.0 bulk=5.41667E7 shear=2.5E7 cohesion=20000.0 &
friction=40.0 dilation=0.0 tension=2000.0 notnull group &
'Suelo:Fund compactado'
save SueloProp.sav

;Branch 3:CableProp.sav
struct node 1 grid 28,15
struct node 2 27.0,12.40
struct node 3 grid 28,17
struct node 4 27.0,12.90
struct node 5 grid 28,19
struct node 6 27.0,13.40
struct node 7 grid 28,21
struct node 8 27.0,13.90
struct node 9 grid 28,23

```

struct node 10 27.0,14.4
struct node 11 grid 28,25
struct node 12 27.0,14.9
struct node 13 grid 28,27
struct node 14 27.0,15.4
struct node 15 grid 28,29
struct node 16 27.0,15.9
struct node 17 grid 28,31
struct node 18 27.0,16.4
struct node 19 grid 28,33
struct node 20 27.0,16.9
struct node 21 grid 28,35
struct node 22 27.0,17.40
struct node 23 grid 28,37
struct node 24 27.0,17.9
struct node 25 grid 28,41
struct node 26 27.0,18.9
struct node 27 grid 28,45
struct node 28 27.0,19.9
struct node 29 grid 28,49
struct node 30 27.0,20.9
struct node 31 grid 28,51
struct node 32 24.7,21.40
struct node 33 grid 28,52
struct node 34 grid 36,52
struct node 35 grid 28,53
struct node 36 grid 36,53
struct node 37 grid 28,54
struct node 38 grid 36,54
struct node 39 grid 26,14
struct node 40 27,12
struct cable begin node 1 end node 2 seg 20 prop 2003
struct cable begin node 3 end node 4 seg 20 prop 2003
struct cable begin node 5 end node 6 seg 20 prop 2002
struct cable begin node 7 end node 8 seg 20 prop 2002
struct cable begin node 9 end node 10 seg 20 prop 2002
struct cable begin node 11 end node 12 seg 20 prop 2002
struct cable begin node 13 end node 14 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 15 end node 16 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 17 end node 18 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 19 end node 20 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 21 end node 22 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 23 end node 24 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 25 end node 26 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 27 end node 28 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 29 end node 30 seg 20 prop 2001
struct cable begin node 31 end node 32 seg 10 prop 2001
struct cable begin node 33 end node 34 seg 3 prop 2004

```

```

struct cable begin node 35 end node 36 seg 3 prop 2004
struct cable begin node 37 end node 38 seg 3 prop 2004
struct cable begin node 39 end node 40 seg 3 prop 2003
struct prop 2003
struct prop 2002
struct prop 2001
struct prop 2004
struct prop 2001 e 3.5E8 spacing 1 area 0.02 kbond 1.0E7 sbond 100000.0 &
yield 60000.0 ycomp 100.0 szz off
struct prop 2002 e 2.6E8 spacing 1 area 0.02 kbond 1.0E7 sbond 100000.0 &
yield 90000.0 ycomp 100.0 szz off
struct prop 2003 e 1.7E8 spacing 1 area 0.02 kbond 1.0E7 sbond 100000.0 &
yield 120000.0 ycomp 100.0 szz off
struct prop 2004 e 1.0E8 spacing 1 area 0.02 kbond 1.0E7 sbond 100000.0 &
yield 30000.0 ycomp 100.0 szz off
save CableProp.sav

```

```

;Branch 4:FIXSTATIC.sav
fix x y j 1
fix x i 1 j 2 11
fix x i 71
save FIXSTATIC.sav

```

```

;Branch 5:StaticSolve.sav
set gravity=9.81
set dyn=off
history 999 unbalanced
solve elastic
save StaticSolve.sav

```

```

restore 'StaticSolve.sav'
;Branch 0:SismoIngresado.sav
set dy on
initial xvelocity 0.0
initial yvelocity 0.0
initial xdisp 0
initial ydisp 0

```

<<< Ingresar el sismo TR 475 años (en términos de velocidad vs tiempo) en formato .txt ; este fue asignado como "Table 2">>>
save SismoIngresado475.sav

```

;Branch 1:ContAmorDynConf.sav
hist dytime
struct prop 2001 density 0.65
struct prop 2002 density 0.75
struct prop 2003 density 0.85
struct prop 2004 density 0.5
ini dy_damp hyst sig3 1 -0.5 -1.60 i 28 70 j 6 53
ini dy_damp hyst sig3 1 -0.5 -1.60 i 1 27 j 6 13
ini dy_damp rayleigh 0.05 25 j 1 6
apply ff
apply xquiet both from 1,1 to 71,1
apply yquiet both from 1,1 to 71,1
apply xvelocity 1 hist table 2 from 71,1 to 1,1
def rel1
rel1 = xdisp(28,15) - xdisp(28,14)
end
def rel2
rel2 = xdisp(28,17) - xdisp(28,15)
end
def rel3
rel3 = xdisp(28,19) - xdisp(28,17)
end
def rel4
rel4 = xdisp(28,21) - xdisp(28,19)
end
def rel5
rel5 = xdisp(28,23) - xdisp(28,21)
end
def rel6
rel6 = xdisp(28,25) - xdisp(28,23)
end
def rel7
rel7 = xdisp(28,27) - xdisp(28,25)

```

```

end
def rel8
rel8 = xdisp(28,29) - xdisp(28,27)
end
def rel9
rel9 = xdisp(28,31) - xdisp(28,29)
end
def rel10
rel10 = xdisp(28,33) - xdisp(28,31)
end
def rel11
rel11 = xdisp(28,35) - xdisp(28,33)
end
def rel12
rel12 = xdisp(28,37) - xdisp(28,35)
end
def rel13
rel13 = xdisp(28,41) - xdisp(28,37)
end
def rel14
rel14 = xdisp(28,45) - xdisp(28,41)
end
def rel15
rel15 = xdisp(28,49) - xdisp(28,45)
end
def rel16
rel16 = xdisp(28,51) - xdisp(28,49)
end
his 101 rel1

his 102 rel2
his 103 rel3
his 104 rel4
his 105 rel5
his 106 rel6
his 107 rel7
his 108 rel8
his 109 rel9
his 110 rel10
his 111 rel11
his 112 rel12
his 113 rel13
his 114 rel14
his 115 rel15
his 116 rel16
def DisRelTotal
A=0
B=0
C=0

```

```

A=rel2+rel3+rel4+rel5
B=rel6+rel7+rel8+rel9+rel10
C=rel11+rel12+rel13+rel14
DisRelTotal=A+B+C
end
his 117 DisRelTotal
save ContAmorDynConf.sav

;Branch 2:DynResults.sav
set large
cycle 28000000
save DynResults.sav

restore 'StaticSolve.sav'
;Branch 0:SismoIngresado100.sav
set dy on
initial xvelocity 0.0
initial yvelocity 0.0
initial xdisp 0
initial ydisp 0

```

<<< Ingresar el sismo TR 100años (en términos de velocidad vs tiempo) en formato .txt ; este fue asignado como "Table 4">>>
save SismoIngresado100.sav

```

Branch 1:SinSin100ContAmorDynConf.sav
hist dytime
struct prop 2001 density 0.65
struct prop 2002 density 0.75
struct prop 2003 density 0.85
struct prop 2004 density 0.5
ini dy_damp hyst sig3 1 -0.5 -1.60 i 28 70 j 6 53
ini dy_damp hyst sig3 1 -0.5 -1.60 i 1 27 j 6 13
ini dy_damp rayleigh 0.05 25 j 1 6
apply ff
apply xquiet both from 1,1 to 71,1
apply yquiet both from 1,1 to 71,1
apply xvelocity 1 hist table 4 from 71,1 to 1,1
def rel1
rel1 = xdisp(28,15) - xdisp(28,14)
end
def rel2
rel2 = xdisp(28,17) - xdisp(28,15)
end

```

```

def rel3
rel3 = xdisp(28,19) - xdisp(28,17)
end
def rel4
rel4 = xdisp(28,21) - xdisp(28,19)
end
def rel5
rel5 = xdisp(28,23) - xdisp(28,21)
end
def rel6
rel6 = xdisp(28,25) - xdisp(28,23)
end
def rel7
rel7 = xdisp(28,27) - xdisp(28,25)
end
def rel8
rel8 = xdisp(28,29) - xdisp(28,27)
end
def rel9
rel9 = xdisp(28,31) - xdisp(28,29)
end
def rel10
rel10 = xdisp(28,33) - xdisp(28,31)
end
def rel11
rel11 = xdisp(28,35) - xdisp(28,33)
end
def rel12
rel12 = xdisp(28,37) - xdisp(28,35)
end
def rel13
rel13 = xdisp(28,41) - xdisp(28,37)
end
def rel14
rel14 = xdisp(28,45) - xdisp(28,41)
end
def rel15
rel15 = xdisp(28,49) - xdisp(28,45)
end
def rel16
rel16 = xdisp(28,51) - xdisp(28,49)
end
his 101 rel1
his 102 rel2
his 103 rel3
his 104 rel4
his 105 rel5
his 106 rel6

```

```

his 107 rel7
his 108 rel8
his 109 rel9
his 110 rel10
his 111 rel11
his 112 rel12
his 113 rel13
his 114 rel14
his 115 rel15
his 116 rel16
def DisRelTotal
A=0
B=0
C=0
A=rel2+rel3+rel4+rel5
B=rel6+rel7+rel8+rel9+rel10
C=rel11+rel12+rel13+rel14
DisRelTotal=A+B+C
end
his 117 DisRelTotal
save SinSin100ContAmorDynConf.sav

;Branch 2:SinSin100DynResults.sav
set large
cycle 21000000
save SinSin100DynResults.sav

```

```
*** plot commands ***
;plot name: Vector desplazamiento
plot hold boundary displacement white
;plot name: Xdis
plot hold boundary cable white xdisp fill int 0.025
;plot name: yy stress
plot hold boundary syy fill int 40000.0
;plot name: Unbalanced force
plot hold history 999 vs 1
;plot name: Estado plástico
plot hold boundary plasticity
;plot name: grid + gnum
plot hold boundary grid struct cable material
;plot name: Sismo 100 años
plot hold table 4 line
;plot name: Profile:struct axial 15
plot hold struct axial 15 profile
;plot name: Profile:struct axial 14
plot hold struct axial 14 profile
```

```
;plot name: Profile:struct axial 12
plot hold struct axial 12 profile
;plot name: Profile:struct axial 11
plot hold struct axial 11 profile
;plot name: Profile:struct axial 16
plot hold struct axial 16 profile
;plot name: Profile:xdisp
plot hold xdisp line (20.0,22.0) (20.0,12.0) 10 line gray
;plot name: ydisp
plot hold boundary ydisp fill int 0.025
;plot name: Plot 1
plot hold history 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 &
115 116 vs 1
;plot name: direttotal
plot hold history 117 vs 1
;plot name: Profile:struct axial 10
plot hold struct axial 10 profile
;plot name: Profile:struct axial 9
plot hold struct axial 9 profile
;plot name: Profile:struct axial 8
plot hold struct axial 8 profile
;plot name: Profile:struct axial 7
plot hold struct axial 7 profile
;plot name: Profile:struct axial 6
plot hold struct axial 6 profile
;plot name: Profile:struct axial 5
plot hold struct axial 5 profile
;plot name: Profile:struct axial 4
plot hold struct axial 4 profile
;plot name: Profile:struct axial 3
plot hold struct axial 3 profile
;plot name: Profile:struct axial 2
plot hold struct axial 2 profile
;plot name: Profile:struct axial 1
plot hold struct axial 1 profile
;plot name: Sismo Northdrige
plot hold table 3 line
;plot name: SXX
plot hold sxx fill
;plot name: Profile:struct axial 13
plot hold struct axial 13 profile
```