

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**MODELAMIENTO NUMÉRICO Y CALIBRACIÓN DE MURO
DE SUELO REFORZADO**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

LUIS MARCOS MEJÍA NÚÑEZ

ASESOR

Dr. ZENÓN AGUILAR BARDALES

LIMA- PERÚ

2021

© 2021, 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.”

Mejía Núñez, Luis Marcos

lmejia@uni.pe

Celular: 990339019

A mi familia; mamá, papa y hermanos.

ÍNDICE

	Pág.
RESUMEN.....	4
ABSTRACT	6
PRÓLOGO	8
LISTA DE TABLAS.....	9
LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE SÍMBOLOS	15
CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	20
1.1 INTRODUCCIÓN	20
1.2 GENERALIDADES	21
1.2.1 Objetivos.....	21
1.2.2 Alcances	21
1.2.3 Organización de la tesis.....	22
1.3 RESEÑA HISTÓRICA DE MUROS DE SUELO REFORZADO	23
1.4 MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS	25
1.4.1 Muro reforzado con geotextiles	27
1.4.2 Muro reforzado con geomallas	31
CAPÍTULO II: ELEMENTOS FINITOS	36
2.1 ECUACIONES BÁSICAS DE CONTINUIDAD.....	36
2.2 DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS	39
2.3 FORMULACIÓN DE ELEMENTOS LINEALES Y TRIANGULARES	40
2.3.1 Interpolación para elementos lineales y triangulares	40
2.3.2 Integración numérica de elementos lineales y triangulares	42
CAPÍTULO III: MODELOS CONSTITUTIVOS.....	44
3.1 INTRODUCCIÓN	44
3.1.1 Modelos elásticos y pseudoelásticos	44
3.1.2 Modelo elastoplástico.....	44
3.2 MODELO HIPERBÓLICO	45
3.3 MODELO MOHR COULOMB.....	46
3.3.1 Parámetros del modelo	50
3.4 MODELO HARDENING SOIL	56
3.4.1 Formulación numérica.....	56
3.4.2 Superficie de fluencia por compresión	61

3.4.3	Parámetros del modelo	63
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....		67
4.1	MÉTODO DE REDUCCIÓN PARAMÉTRICA	67
4.2	MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	69
4.2.1	Método pseudoestático	69
4.2.2	Método simplificado de Bishop.....	73
4.2.3	Otros métodos	74
4.3	ESTABILIDAD DE TALUDES DE SUELOS REFORZADOS.....	75
4.3.1	Métodos de análisis para taludes reforzados	75
4.3.2	Resistencia de arrancamiento.....	76
4.3.3	Daños de instalación y deterioro a largo plazo	77
4.3.4	Rigidez del refuerzo	78
CAPÍTULO V: APLICACIÓN DE UN MURO DE SUELO REFORZADO.....		81
5.1	INTRODUCCIÓN	81
5.2	MÉTODO CONSTRUCTIVO.....	82
5.2.1	Preparación del subsuelo.....	82
5.2.2	Colocación de soleras.....	82
5.2.3	Montaje de la primera fila de paneles sobre la solera.....	82
5.2.4	Colocación y compactación de la primera capa de relleno	82
5.2.5	Colocación de la primera capa de elementos de refuerzo.....	84
5.3	GEOMETRÍA	84
5.4	ENSAYOS GEOTÉCNICOS Y GEOFÍSICOS	86
5.4.1	Ensayos geotécnicos	86
5.4.2	Ensayos geofísicos	91
5.5	DEFINICIÓN DE PARÁMETROS.....	94
5.5.1	Parámetros de resistencia	94
5.5.2	Parámetros de rigidez	95
5.5.3	Suelos.....	96
5.5.4	Paramento frontal	103
5.5.5	Refuerzos	104
5.6	ELEMENTOS MODELADOS	107
5.6.1	Soil.....	107
5.6.2	Plates.....	108
5.6.3	Geogrids	108
5.6.4	Interfases.....	112

5.7	GENERACIÓN DE MALLAS	113
5.8	FASES DE CÁLCULO	116
5.9	VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE MODELOS CONSTITUTIVOS ..	117
5.9.1	“Relleno estructural” y “relleno contenido” modelado con el modelo Mohr Coulomb.	117
5.9.2	“Relleno estructural” y “relleno contenido” con el modelo Hardening Soil.	117
5.10	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES	121
5.10.1	Asentamiento en la base.....	121
5.10.2	Presión vertical en la base	121
5.10.3	Desplazamiento horizontal del paramento frontal.....	121
5.10.4	Deformaciones totales	121
5.10.5	Esfuerzo medio (p).....	121
5.10.6	Esfuerzo vertical, cortante relativa y esfuerzos del refuerzo.....	122
5.11	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DE REDUCCIÓN PARAMÉTRICA	130
5.12	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE	132
5.14.1	Parámetros del modelo	133
5.14.2	Factores de seguridad	138
5.13	ASENTAMIENTOS DURANTE LA ETAPA CONSTRUCTIVA.....	146
5.14	CALIBRACIÓN DEL MODELO	148
5.15	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	155
	CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	169
6.1	CONCLUSIONES	169
6.2	RECOMENDACIONES	172
	BIBLIOGRAFÍA.....	173

ANEXOS

RESUMEN

En la presente tesis se desarrolla el modelamiento numérico de un muro de suelo reforzado con cintas poliméricas, con el objetivo de determinar los esfuerzos y deformaciones por medio del método de elementos finitos, así como también el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite y reducción paramétrica; dicho muro sirve para plataforma de acceso vehicular. Para modelar el suelo por medio de la técnica de elementos finitos se utilizan los modelos constitutivos de Mohr Coulomb y Hardening Soil, implementados en el software PLAXIS, asimismo se han determinado los esfuerzos y deformaciones en condición estática en el suelo, y elementos de refuerzo del muro. Los parámetros del modelo constitutivo provienen de ensayos y estimaciones geotécnicas.

El muro analizado está reforzado con cintas poliméricas y el paramento frontal es de paneles de concreto. El muro tiene un empotramiento de 3.0 m en el suelo de fundación, tiene una altura de 26.0 m, un ancho de 25.0 m y sobre su cabeza hay un talud de 37° de inclinación.

El análisis del muro de suelo con los modelos Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil (HS) presenta diferencias marcadas en los resultados de esfuerzos y deformaciones. La diferencia se debe a que el modelo MC es puramente elástico hasta un estado de fluencia para luego comportarse puramente plástico de acuerdo con una función de potencial, que no depende del nivel de esfuerzo. En cambio, el modelo elastoplástico HS presenta un endurecimiento por corte y compresión, a través de dos funciones de fluencia, que controlan sus deformaciones plásticas. Además, la matriz de rigidez de HS depende del estado de esfuerzos, la rigidez del suelo es una función potencial y depende del esfuerzo de confinamiento. El modelo HS soporta un análisis de descarga y recarga, en tanto que el modelo MC no modela trayectorias de esfuerzo de descarga y recarga. El modelo HS es más conveniente para modelar estructuras donde exista mayor influencia de la variación de la rigidez; la limitación es que necesita mayor cantidad de parámetros que el modelo MC, muy usado en la práctica.

El asentamiento medido en la base del muro, durante el proceso constructivo, fue de 12.0 cm. Por medio del asentamiento medido en la base del muro, se calibró el modelo numérico, variando el módulo de rigidez de la roca y suelo natural, hasta obtener un asentamiento similar al medido en campo. El módulo de elasticidad de

la roca fracturada se estimó en el orden de 30-50 % del módulo máximo obtenido de ensayos geofísicos, y el de los suelos en el orden del 10 - 20% del módulo máximo. Los elementos de refuerzo tienen una deformación del orden de 1.0 – 2.4 %.

Por otro lado, la estabilidad del muro se ha analizado por medio del método de equilibrio límite y reducción paramétrica. La metodología de reducción paramétrica no toma en cuenta el efecto del refuerzo; por lo que solamente podrá simular una falla global de la estructura, sin pasar la superficie de falla por los refuerzos. La metodología de equilibrio límite puede modelar una falla local, pasando la superficie de falla por los refuerzos. La estabilidad en condiciones sísmicas se determina mediante método pseudoestático como un indicador grueso; los métodos de deformaciones se pueden adoptar, sin embargo, las deformaciones permanentes tolerables dependen de acuerdo con estándares, como la FHWA-NHI-10-024 – 25 y tipo de estructura. El desempeño sísmico de los muros se debe realizar mediante ensayos de mesas vibratoras o estimaciones con modelos dinámicos.

Para el modelamiento similares se recomienda usar el modelo Hardening Soil, HS. Los parámetros de rigidez del suelo de deben obtener de diversas fuentes, como ensayos geofísicos, ensayo edométrico, prueba de placa. Los parámetros de resistencia de suelos gravosos deben ser obtenidas de ensayos a gran escala. Así también en el proceso de cálculo se recomienda el método "Updated Mesh" o malla deformada, dado que la matriz de rigidez se ensambla con la geometría deformada.

ABSTRACT

This thesis deals with the numerical modeling of a mechanically stabilized earth wall (MSE) with strips reinforcement, in order to determine stress and strain through the Finite Elements Method as well as to carry out the stability analysis through the limit equilibrium and parametric reduction methods, where the wall serves as a platform for vehicular access road. The Mohr Coulomb and Hardening Soil constitutive models are used to model the soil with the Finite Elements Method, which are implemented in the software PLAXIS. Furthermore, soil strain and stress in static condition were determined as well as the reinforcing elements of the wall. The parameters of the constitutive models were obtained from laboratory tests and geotechnical estimates.

The analyzed MSE wall is reinforced with uniaxial geogrids and its front face is made of concrete. The wall is 3 m deep in its foundation, 26.0 m high, and 25.0 m wide with 37° slope on top.

The analysis carried out to the earth wall with Mohr Coulomb (MC) and Hardening Soil (HS) models shows strong differences in stress-strain results. The difference is due to the fact that the MC model displays an elastic behavior up to a yielding state, and then it has a purely plastic behavior according to a power function independent of the stress level. Meanwhile, the HS elastoplastic model shows two yield functions: shear and compression hardening, which control plastic strain. In addition, the stiffness matrix of the HS model depends on the stress level, thus soil stiffness is a power function, and it depends on the confinement level. The HS model analyzes path of unloading and reloading, whereas the MC model does not model unloading and reloading stress paths. The HS model is more convenient to model structures with more stiffness variation; however, it requires more parameters than MC model, which is more used in the practice.

The settlement measured on the base of the wall during constructions was of 12.0 centimeters. Through the measured settlement, a numerical model was calibrated varying the rock and natural soil stiffness modulus, up to find a settlement similar to that measured on the field. The elasticity modulus of the fractured rock is between of 30 – 50 % of the maximum modulus measured by geophysical tests, and soil elastic modulus is 10 - 20% of the maximum modulus, approximately. The strain reinforcing elements are between 1.0 – 2.4 %.

On the other hand, wall stability was analyzed through limit equilibrium and parametric reduction methods. The parametric reduction method does not take into account the effect of the reinforcement; therefore, it can only simulate a global structural failure without passing the failure through the reinforcement. The limit equilibrium methodology can model a local failure, passing the failure surface through the reinforcement. The stability in seismic condition was determined by pseudostatic method, which is a crude indicator. Deformation procedures can be used; however, tolerable permanent deformation is depending of standards as the FHWA-NHI-10-024 – 25 and reinforced earth wall type. The seismic performance of the wall should be determined by tests, for example shaking table test, and numerical dynamic models.

For similar models, it is recommended to use Hardening Soil model, HS. The soil stiffness parameters should come from different sources, there are geophysical tests, edometric tests, plate load test and so on. The strength parameters of gravels should come from large scale tests. In additions, Updated Mesh method is better to use in numerical calculations with large deformation, because stiffness matrix is assembled from deformed geometry.

PRÓLOGO

El uso del modelamiento numérico para analizar estructuras de tierra es cada mas frecuente, pues permite analizar y entender su complejo comportamiento. En esta tesis se presenta el desarrollo del modelamiento numérico de un muro de suelo reforzado con geomallas y su calibración numérica. El modelamiento numérico se realiza mediante la técnica de elementos finitos utilizando los modelos constitutivos de Mohr Coulomb y Hardening Soil, implementados en el software Plaxis. Adicionalmente, se evalúa la estabilidad mediante el método de equilibrio límite y reducción paramétrica.

La idea de realizar el modelamiento numérico de esta estructura de tierra nace del autor, por su interés en los métodos numéricos, los programas de elementos finitos y la geotécnica, rama que más le ha apasionado durante sus estudios de pregrado en la universidad. Además, el interés de analizar un muro de suelo reforzado tuvo origen en la necesidad de aprender e investigar el tema, así como en la oportunidad que se presentó al disponer de una valiosa información sobre el diseño de esta estructura y los datos del monitoreo de su instrumentación durante la construcción. Es así que los resultados del análisis numérico pudieron ser contrastados con los datos de la instrumentación, lo cual permitió realizar la calibración de los parámetros del modelo y realizar una predicción más aproximada del comportamiento futuro del muro.

El asesoramiento y la revisión del trabajo ha sido de gran utilidad para el adecuado desarrollo y elaboración del contenido, de tal manera que sea amena al lector.

A lo largo de los capítulos encontrará información teórica que le ayudará a comprender los análisis que se llevaron a cabo e interpretar los resultados. Los principales análisis son la determinación de esfuerzos y deformaciones por medio de la técnica de elementos finitos y el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite y reducción paramétrica. En tal sentido, considero que el contenido teórico, análisis y conclusiones servirán como referencia para el lector interesado en realizar modelamientos numéricos de estructuras geotécnicas.

LISTA DE TABLAS

Tabla 01: Los 3 puntos de integración para elementos de 6 nodos.	43
Tabla 02: Los 12 puntos de integración para elementos de 15 nodos.....	43
Tabla 03: Funciones de fluencia del modelo Mohr Coulomb.....	48
Tabla 04: Funciones de potencial plástico del modelo Mohr Coulomb.....	49
Tabla 05: Parámetros del modelo Mohr Coulomb.....	50
Tabla 06: Parámetros del modelo Hardening Soil.....	63
Tabla 07: Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestáticos.....	71
Tabla 08: Metodologías del análisis de Equilibrio Límite.....	74
Tabla 09: Factores α y F^* de resistencia al arrancamiento (pullout).....	77
Tabla 10: Factores de reducción de resistencia a la tensión.....	78
Tabla 11: Deformación tolerable de taludes y terraplenes reforzados.....	80
Tabla 12: Distribución de cintas de refuerzo.....	85
Tabla 13: Características principales del muro de suelo reforzado.....	85
Tabla 14: Resultados de los ensayos estándares de Mecánica de Suelos.....	88
Tabla 15: Resultados de ensayos especiales – Triaxial UU y Triaxial CU.....	89
Tabla 16: Resultados de ensayos especiales – Proctor Modificado.....	90
Tabla 17: Resultados de ensayos especiales – CBR.....	90
Tabla 18: Parámetros elásticos y “estáticos”.....	93
Tabla 19: Valores de c y ϕ del macizo rocoso según su calidad.....	97
Tabla 20: Parámetros del modelo Mohr-Coulomb.....	102
Tabla 21: Valores de Parámetros del modelo Hardening Soil.....	102
Tabla 22: Parámetros de muro de suelo reforzado para 1 metro de ancho.....	103
Tabla 23: Tipos de refuerzos usados.....	105
Tabla 24: Distribución de cintas de refuerzo.....	111
Tabla 25: Valores sugeridos del factor de reducción de resistencia.....	113
Tabla 26: Información de la generación de mallas.....	114
Tabla 27: Información de los elementos de la malla de elementos finitos.....	115
Tabla 28: Parámetros de suelo.....	133
Tabla 29: Parámetros de relleno.....	134
Tabla 30: Porcentaje de distribución de cintas de refuerzo.....	135
Tabla 31: FS en condición estática - método de Reducción Paramétrica.....	146
Tabla 32: FS en condición estática - método de Equilibrio Límite.....	146
Tabla 33: FS en condición pseudoestática - método de Equilibrio Límite.....	146
Tabla 34: Asentamientos medidos versus altura del muro.....	147

Tabla 35: Lista de modelos para la calibración.	149
Tabla 36: Módulo de Young a distintos porcentajes (estimado)	152

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 01: Aplicación en la minería del muro de suelo reforzado con paramento frontal de concreto prefabricado.....	25
Figura N° 02: Diagrama esquemático de un refuerzo de geosintético de un muro de contención.	25
Figura N° 03: Vista de tipos de muros de contención reforzados.	27
Figura N° 04: Secuencia constructiva de muro de suelo reforzado con geotextiles sugerida por el Servicio de Bosques de los E.E.U.U.....	30
Figura N° 05: Muro reforzado con geotextil.....	31
Figura N° 06: Muro con paneles articulados de concreto prefabricado	32
Figura N° 07: Muro con paramento de bloques de mampostería	33
Figura N° 08: Muro con paramento de gaviones.....	33
Figura N° 09: Distribución espacial de los esfuerzos	37
Figura N° 10: Funciones de forma para 3 nodos de un elemento lineal.	41
Figura N° 11: Numeración local y posicionamiento de nodos.	42
Figura N° 12: Curva hiperbólica.....	45
Figura N° 13: Curvas de esfuerzo desviador versus deformación axial. (a) comportamiento de un suelo real, (b) comportamiento del modelo Mohr-Coulomb.	47
Figura N° 14: Superficies de fluencia del modelo Mohr Coulomb en el plano principal de esfuerzos.	48
Figura N° 15: Esfuerzos principales y envolvente de Mohr Coulomb.	51
Figura N° 16: Resultado típico de un ensayo triaxial drenado (a) y modelo típico elasto-plástico (b).....	52
Figura N° 17: Definición de E_i y E_t	53
Figura N° 18: Representación típica de la variación de la rigidez en función de la deformación por corte; comparación con los típicos rangos de problemas geotécnicos y diferentes ensayos;.....	55
Figura N° 19: Comportamiento hiperbólico del esfuerzo desviador versus deformación axial.....	57
Figura N° 20: Gráfico de fluencia, para varios valores del parámetro de endurecimiento γ_p , y la condición de falla.....	59
Figura N° 21: Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil en el plano $p - q$. La region elástica puede estar reducida por medio de la tensión de corte.....	62

Figura N° 22: Representación de todo el contorno de la superficie de fluencia del modelo Hardening Soil en el plano principal de esfuerzos para suelos sin cohesión.....	62
Figura N° 23: Definición de E_{50} del ensayo triaxial drenado.....	65
Figura N° 24: Definición de E_{oedref} del ensayo edométrico.	66
Figura N° 25 Reducción de resistencia.	68
Figura N° 26: Fuerzas actuando en una cuña triangular de suelo sobre una falla planar en un análisis de estabilidad pseudoestático.....	71
Figura N° 27: Fuerzas que actúan sobre una dovela.	73
Figura N° 28: Obtención del módulo $E_{secante}$ para refuerzo de geosintético.	79
Figura N° 29: Colocación de la primera fila de paneles de concreto sobre solera.	83
Figura N° 30: Colocación del relleno seleccionado.	83
Figura N° 31: Colocación elementos de refuerzo.....	84
Figura N° 32: Sección transversal de muro de suelo reforzado de gran altura...	86
Figura N° 33: Parámetros de rigidez del muro, presentado en 4 capas y rigidez variable con la profundidad.	100
Figura N° 34: Equivalencias de los modelos Mohr Coulomb y Hardening Soil – esfuerzo desviador vs deformación.....	101
Figura N° 35: Equivalencias de los modelos Mohr Coulomb y Hardening Soil – deformación volumétrica versus deformación principal.	101
Figura N° 36: Colocación de paneles de concreto durante la construcción de un muro de suelo reforzado.	104
Figura N° 37: Detalle de rollo de refuerzo	105
Figura N° 38: Fuerza versus desplazamiento de refuerzo de 100 kN	106
Figura N° 39: Geometría y condiciones de frontera para un análisis por el método de elementos finitos.	107
Figura N° 40: Representación de análisis 3D y 2D (deformación plana).	110
Figura N° 41: Fuerza versus desplazamiento del refuerzo.....	111
Figura N° 42: Malla de elementos finitos del modelo.	114
Figura N° 43: Esfuerzos iniciales del modelo.....	115
Figura N° 44: Distribución de sobrecarga sobre muro.....	116
Figura N° 45: Resultados del desplazamiento frontal (u_y) de muro modelado por el modelo Mohr Coulomb (MC). (a) Resultados variando el módulo E_{50} . (b) Resultados variando el coeficiente de Poisson.....	118

Figura N° 46: Resultados del desplazamiento frontal (u_y) de muro modelado por el modelo Hardening Soil (HS). (a) Resultados variando el módulo E_u . (b) Resultados variando el módulo E_{50}	119
Figura N° 47: Resultados del desplazamiento frontal (u_y) de muro modelado por el modelo Hardening Soil (HS). Resultados variando el coeficiente de Poisson.	120
Figura N° 48: Asentamiento en base de muro.	123
Figura N° 49: Presión vertical en base de muro.	124
Figura N° 50: Desplazamiento de paramento frontal ($\sum Pu_x$).	125
Figura N° 51: Desplazamiento totales sin sobrecarga.	126
Figura N° 52: Esfuerzo medio (p), sin sobrecarga.	127
Figura N° 53: Esfuerzo cortante relativo, con sobrecarga.	128
Figura N° 54: Distribución del esfuerzo axial en los refuerzos de geosintético, con sobrecarga.	129
Figura N° 55: Asentamiento en el pie del muro.	130
Figura N° 56: Superficie de falla por el método de reducción paramétrica - PLAXIS.	131
Figura N° 57: Curva factor de seguridad vs pasos de cálculo del programa PLAXIS.	131
Figura N° 58: Mecanismos de falla.	132
Figura N° 59: Vista en planta de la distribución de cintas de refuerzo.	135
Figura N° 60: Fuerza al arrancamiento de un geotextil. Modelo lineal.	136
Figura N° 61: Ventana de ingreso de parámetros del programa Slide.	137
Figura N° 62: Modelo en el programa SLIDE.	138
Figura N° 63: Análisis de estabilidad – condición estática – superficie potencial de falla circular – método de Spencer.	139
Figura N° 64: Análisis de estabilidad – condición estática – superficie potencial de falla en bloque – método de Spencer.	140
Figura N° 65: Análisis de estabilidad – condición pseudoestática – superficie potencial de falla circular – método de Spencer.	141
Figura N° 66: Análisis de estabilidad – condición pseudoestática – superficie potencial en bloque – método de Spencer.	142
Figura N° 67: Análisis de sensibilidad del relleno contenido – falla circular. (a) Estático. (b) Pseudoestático.	143

Figura N° 68: Análisis de sensibilidad del relleno contenido – falla en bloque. (a) Estático. (b) Pseudoestático	144
Figura N° 69: Diferencias en superficies de potencial de falla circular y bloque, con respecto a métodos de análisis y geometría.....	145
Figura N° 70: Ubicación de los puntos C-06 y C-07, en elevación del muro.....	147
Figura N° 71: Asentamiento en los puntos C-06 y C-07 en el pie del muro, en función del tiempo.....	148
Figura N° 72: Sondaje unidimensional de ondas de corte (Vs)	149
Figura N° 73: Resultado de deformación por corte en roca (modelo B2)	151
Figura N° 74: Resultado de deformación por corte en suelo (modelo B2).....	151
Figura N° 75: Asentamiento en C-06 y C-07, y en los modelos E1, E2 y E3....	152
Figura N° 76: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos E1, E2 y E3 (Rigidez constante de roca con profundidad).....	153
Figura N° 77: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos A1, A2 y A3 (Rigidez variable de roca con profundidad).....	153
Figura N° 78: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos B1, B2 y B3 (Rigidez constante de suelo con profundidad).	154
Figura N° 79: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos C1, C2 y C3 (Profundidad de análisis variable).....	154
Figura N° 80: Desplazamiento horizontal en la base de muros reforzados.	160
Figura N° 81: Detalle del paramento frontal típico.....	161
Figura N° 82: Superficie de falla usando el método de Reducción Paramétrica en un muro totalmente reforzado	162
Figura N° 83: Degradación de la rigidez como rigidez normalizada versus esfuerzo movilizado de varios suelos y rocas blandas, Tatsuoka y Shibuya (1991)	165
Figura N° 84: Datos de módulo de reducción, compilados del ensayo de corte monotómico torsional, graficado versus: a) deformaciones logarítmicas; b) esfuerzo movilizado. Mayne (2005)	166
Figura N° 85: Parámetro físico de la función logarítmica definida por Puzrin y Burland, (1996).	167
Figura N° 86: Variación del módulo secante versus el nivel de deformación Puzrin y Burland, (1996).	168

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLOS ROMANOS

- a : parámetro adimensional experimental del modelo Hiperbólico.
- a_h : aceleración horizontal.
- a_v : aceleración vertical.
- A : área de la sección.
- b : parámetro adimensional experimental del modelo Hiperbólico.
- \underline{B} : matriz de interpolación de deformaciones.
- c : cohesión.
- c' : cohesión efectiva.
- C : matriz de elasticidad.
- d_{eq} : espesor equivalente.
- D^e : matriz de rigidez elástica.
- E : módulo de Young.
- E' : módulo de rigidez drenado del ensayo triaxial.
- $E_{secante}$: módulo secante del refuerzo.
- E_{ur} : módulo de rigidez de descarga y recarga.
- E_i : módulo tangente inicial.
- E_t : módulo tangente.
- E_{50} : módulo de rigidez al 50% de deformación.
- E_u : módulo de rigidez no drenado del ensayo triaxial.
- E_{oed} : módulo edométrico.
- E_{max} : módulo elástico máximo.
- f : función de fluencia.
- f_{ext} : vector de fuerzas externas.
- f_{int} : vector de fuerzas internas.
- FS : factor de seguridad.

- F^* : factor de resistencia al arrancamiento.
- F_h : fuerza inercial horizontal.
- F_v : fuerza inercial vertical.
- g : función de potencial plástico. Gravedad.
- G : módulo de corte.
- G_{max} : módulo de corte máximo.
- I : inercia de la sección.
- K : parámetro adimensional del modelo hiperbólico.
- \underline{K} : matriz de rigidez.
- k_h : coeficiente pseudoestático horizontal.
- k_v : coeficiente pseudoestático vertical.
- $K0_{nc}$: coeficiente de presión lateral del suelo.
- L : longitud de empotramiento.
- \underline{L} : operador diferencial.
- \underline{M} : matriz de relación constitutiva del material.
- m : parámetro adimensional.
- n : parámetro adimensional del modelo hiperbólico.
- \underline{N} : matriz de interpolación.
- \underline{p} : vector de fuerzas de cuerpo.
- ρ : densidad.
- P_a : presión atmosférica.
- P_{all} : fuerza admisible.
- P_{lim} : fuerza última.
- p^{ref} : presión de referencia.
- p_p : esfuerzo de preconsolidación.
- q : esfuerzo desviador.
- q_f : esfuerzo desviador de falla.

- q_a : esfuerzo desviador asintótico.
 R_f : factor de falla del modelo hiperbólico.
 R_{inter} : factor de reducción de resistencia.
 S : resistencia al corte.
 S_c : resistencia al corte crítico tal que mantiene el equilibrio.
 \underline{t} : vector fuerza de cuerpo.
 T_{PO} : máxima resistencia al arrancamiento.
 T_{lim} : fuerza del refuerzo a largo plazo.
 T_N : componente normal.
 T_S : componente cortante.
 \underline{u} : vector de desplazamientos.
 V : volumen del cuerpo.
 w : pesos del proceso de integración.
 W : peso.
 z : profundidad de relleno.

SÍMBOLOS GRIEGOS

- α : factor de resistencia al arrancamiento.
 γ : deformación por corte.
 γ_s : densidad del suelo.
 γ_{dry} : densidad seca del suelo.
 γ_{wet} : densidad húmeda del suelo.
 γ^P : función de deformaciones plásticas.
 ε : escalar de deformación unitaria.
 $\underline{\varepsilon}$: vector de deformaciones unitarias.
 ε^e : deformación elástica.

ε^p	: deformaciones plásticas.
ε_r	: deformación lateral.
ε_v	: deformación volumétrica.
ε_a	: deformación axial.
$\varepsilon_{tolerable}$: deformación tolerable del refuerzo.
ε_1	: deformación principal.
λ	: multiplicador plástico.
λ_0	: constante de Lamé
μ	: coeficiente de Poisson.
μ_0	: constante de Lamé
v_p	: velocidad de ondas de compresión
v_s	: velocidad de ondas de corte
ξ	: variable de posición.
σ	: escalar de esfuerzos o tensiones.
$\underline{\sigma}$: vector de esfuerzos o tensiones.
σ_1	: esfuerzo principal mayor.
σ_2	: esfuerzo principal menor.
σ_3	: esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.
σ_1'	: esfuerzo principal mayor, efectivo.
σ_2'	: esfuerzo principal menor, efectivo.
σ_3'	: esfuerzo principal menor, efectivo.
τ	: esfuerzo cortante.
ϕ	: ángulo de fricción.
ϕ'_{max}	: ángulo pico de resistencia.
ϕ_{crit}	: ángulo de fricción crítico.
ϕ_m	: ángulo de fricción movilizado.
ψ	: ángulo de dilatación.

ψ_m : ángulo de dilatación movilizada.

ψ_{max} : ángulo pico de dilatación.

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

El avance de las computadoras en los años 60 a 70 ha permitido analizar estructuras complejas mediante métodos numéricos sofisticados como el método de elementos finitos. En ese mismo periodo de tiempo, el desarrollo de materiales geosintéticos se incrementa y se empiezan a usar como elementos de refuerzos de estructuras civiles de suelo. Estas tecnologías se siguen usando hoy en día debido a sus exitosos resultados, llegando a construir por ejemplo muros reforzados con geosintéticos de mayores alturas. A la par con el desarrollo de las computadoras, los modelos constitutivos de geomateriales, que consisten en la representación matemática de su comportamiento en laboratorio, son introducidos dentro de la programación numérica del método de elementos finitos para poder predecir comportamientos de estructuras complejas que son difíciles de ensayar en laboratorio.

Durante los últimos años se han desarrollado varios modelos constitutivos, cuya aplicación depende mucho del fenómeno a representar y de las características típicas de geomateriales como arcillas, arenas y rocas. Es muy usual utilizar el modelo elastoplástico Mohr Coulomb para realizar el modelamiento de esfuerzos y deformaciones de estructuras geotécnicas por su simplicidad y pocos parámetros que se necesitan para su formulación; sin embargo, se tendrían limitaciones en sus resultados que pueden ser interpretados equivocadamente. Por otro lado, la estabilidad física mediante el método de equilibrio límite es también un método numérico muy usado frente al método de reducción paramétrica, también usado para modelar estructuras geotécnicas.

De acuerdo a los antecedentes mencionados, la presente tesis sostiene la hipótesis que el modelamiento numérico de un muro elevado de suelo reforzado mediante el modelo de Mohr Coulomb daría resultados no confiables que difieren notablemente de los resultados con otros modelos constitutivos. Es así que se estudia el modelo Hardening Soil como un modelo superior y se comparan sus resultados respecto al modelo Mohr Coulomb mediante el programa de elementos finitos Plaxis; de esta manera se verifica la confiabilidad de los resultados. Además para la verificación de la hipótesis mencionada, se realiza la calibración del modelo matemático con respecto a mediciones de campo de la estructura durante su

construcción. Los parámetros calibrados deberán ser coherentes según la literatura técnica. En general la tesis estudia el comportamiento de un muro de suelo reforzado mediante modelamiento numérico y además realiza una calibración del modelo numérico de un muro de suelo reforzado. Los resultados son de referencia y orientan al lector a desarrollar mayores estudios en otros tipos de estructuras.

Antes de realizar un modelamiento numérico de una estructura, el especialista deberá de indagar acerca del estado de arte sobre la materia para así comprender el problema y luego darle una solución adecuada. Es así, que en el presente capítulo se describe la evolución del uso, características, componentes principales y proceso constructivo de la estructura de muro de suelo reforzado con geosintéticos.

1.2 GENERALIDADES

1.2.1 Objetivos

El objetivo principal de esta tesis es evaluar el comportamiento de un muro de suelo reforzado con geosintéticos mediante el modelamiento numérico de diversos modelos constitutivos y llevar a cabo la calibración del modelo matemático de este tipo de estructuras mediante mediciones de asentamientos durante el proceso constructivo.

Los objetivos específicos derivados del objetivo principal son comparar los esfuerzos y deformaciones teóricos del muro mediante el modelo constitutivo de Mohr Coulomb y Hardening Soil. Además, comparar los resultados de estabilidad obtenidos mediante las metodologías de Equilibrio Límite y Reducción Paramétrica.

1.2.2 Alcances

La presente tesis tiene como alcance el desarrollo del modelamiento numérico de un muro de suelo reforzado, mediante el programa Plaxis, utilizando los modelos constitutivos de Mohr Coulomb y Hardening Soil. El modelamiento numérico consiste en el análisis de esfuerzos, deformaciones, estabilidad por el método de reducción paramétrica y estabilidad por el método de equilibrio límite.

El modelo numérico, de elementos finitos se calibrará con mediciones de campo. Se compararán y discutirán los resultados obtenidos mediante los distintos modelos y métodos.

1.2.3 Organización de la tesis

El capítulo I de la presente tesis abarca los antecedentes y la teoría fundamental sobre el estado de arte: antecedentes históricos, tipos, partes fundamentales y procedimientos constructivos de muros de suelo reforzado.

El capítulo II trata sobre el fundamento matemático del método de elementos finitos: se formulan ecuaciones de continuidad, elementos de malla, funciones de forma y el proceso de integración numérica; este capítulo es fundamental para la comprensión del funcionamiento de los programas computacionales que utilizan el método de elementos finitos.

En el capítulo III trata sobre la formulación de los modelos constitutivos de Hardening Soil y Mohr Coulomb; como antecedente se describe el modelo Hiperbólico formulado por Duncan y Chang (1970).

En el capítulo IV se desarrolla la teoría de estabilidad por el método de Reducción Paramétrica y el método de Equilibrio Límite.

En el capítulo V se realiza la aplicación del análisis numérico de un muro de suelo reforzado: primeramente, se hace una introducción explicando el problema, así como la información técnica con la que se cuenta y el objetivo. Seguidamente, se define la geometría del problema y luego se definen los parámetros de acuerdo a ensayos de laboratorio y estimaciones geotécnicas. Luego, se describen los elementos a modelar y sus respectivos parámetros de ingreso al programa de elementos finitos Plaxis; se describen también las fases de cálculo. A continuación, se muestra y discute los resultados de esfuerzos y deformaciones que se producen en el muro. Al final del capítulo VI se realiza el análisis de estabilidad por el método de Reducción Paramétrica y por el método de Equilibrio Límite; asimismo, se evaluará el Factor de Seguridad (FS) y superficie de falla potencial que se obtiene en ambos métodos. Los resultados obtenidos mediante los análisis se compararán con algunas mediciones de asentamientos en campo, analizando las diferencias obtenidas por medio del análisis de deformaciones. Se analiza también la influencia de los parámetros en los resultados. El modelo

numérico es calibrado variando algunos parámetros a fin de obtener resultados similares a los medidos.

Después de una discusión de resultados presentada en el capítulo V, en el capítulo VI se presentan conclusiones, específicamente de los siguientes temas: análisis de esfuerzo y deformación, análisis de estabilidad y calibración del modelo numérico.

Las metodologías, resultados y conclusiones de esta tesis serán de importancia para conocer el tema del análisis numérico de estructuras de muros de suelo reforzado. Los criterios geotécnicos desarrollados podrán ser de orientación para desarrollar análisis similares.

1.3 RESEÑA HISTÓRICA DE MUROS DE SUELO REFORZADO

Las civilizaciones antiguas desarrollaron tecnologías de construcción, entre las que se encuentran los muros de suelos reforzado, la cual fue aplicada por los persas y durante la construcción de la Muralla China. Respecto a la Muralla China, se tiene conocimiento que en su construcción se empleó la técnica de suelo reforzado. En la construcción de la Muralla China (200 a.C.) se empleó principalmente ladrillos y piedras talladas, los que fueron hechos con materiales de arcillas o tierras comprimidas y reforzados con ramas de árboles.

En el Perú, en 1500 d.C., los Incas construyeron las veredas del Templo del Sol y de la Luna reforzadas con mezclas de lana y arcilla. También, muros de adobe reforzados con bambú pueden ser encontrados en la ciudad histórica de Chan-Chan hace más de 600 años, realizados por civilizaciones pre-incas. (Maldonado, 2010).

El concepto moderno de reforzar el suelo fue originado por el profesor Arthur Casagrande, quien propuso reforzar suelos débiles con membranas de alta resistencia entre capas de suelos (Westergaard, 1938).

El muro de "tierra armada" es un sistema patentado, desarrollado por Vidal (1966), el cual consiste en reforzar el suelo típicamente con pletinas de acero acoplados a escamas o paneles prefabricados, con los cuales se puede conformar un muro vertical. (Salcedo 1997, p. 174).

Los mayores avances en geosintéticos se dieron en los años 60s y principios de los 70s, que produjo el desarrollo de estructuras reforzadas. Los geosintéticos se pueden producir en dos formas: como telas (geotextil) o mallas (geomallas). (Jones, 1996, p. 12)

Dentro del campo de las geomallas existen las geomallas uniaxiales de polietileno de alta densidad, las cuales se vienen usando dentro del campo de la ingeniería civil desde la década de 1960. Una de sus primeras aplicaciones fue en la construcción de terraplenes para una estación ferroviaria, estas geomallas uniaxiales sirvieron como refuerzo del relleno conformado por ceniza volcánica. Por esa misma década, las geomallas biaxiales de polipropileno fueron empleadas para recuperar suelos blandos en el Aeropuerto de Narita en Tokio y a su vez mejorar la capacidad portante de la sub-base, todo esto de acuerdo a la línea de acción de la “California Highway Authority” y la “West Yorkshire Metropolitan Country”. (Jones, 1996, p. 31)

En el Perú se viene utilizando el sistema de suelo reforzado especialmente en taludes y terraplenes para carreteras, estructuras de contención, etc. Una aplicación se puede observar en la Figura N° 01 donde se observa un muro de contención de una planta minera.

Los muros de suelo reforzado se utilizan actualmente en mayor medida que los muros convencionales, debido a su menor costo de construcción en comparación con muros de concreto armado o de gravedad, flexibilidad a la deformación de la cimentación, y estética paisajista, debido a su agradable combinación con la naturaleza.



Figura N° 01: Aplicación en la minería del muro de suelo reforzado con paramento frontal de concreto prefabricado.

Fuente: Página web <http://www.tierra-armada.pe>

1.4 MURO DE SUELO REFORZADO CON GEOSINTÉTICOS

Los muros reforzados con geosintéticos, consisten en capas de geosintéticos usadas como elementos de refuerzo en el relleno del muro que ayudan a resistir la presión lateral del suelo, activando la resistencia a la tensión de los elementos de refuerzo (Kumar, 2006). Un muro reforzado con geosintético tiene tres principales componentes:

1. Relleno del muro, que es usualmente especificado como un suelo granular.
2. Capas de refuerzo, que son generalmente capas de geotextiles o geomallas.
3. Elementos del paramento frontal, que se usa para mantener la apariencia y evitar la erosión entre las capas de refuerzo.

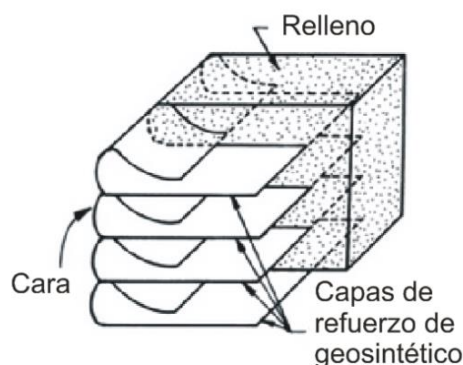


Figura N° 02: Diagrama esquemático de un refuerzo de geosintético de un muro de contención.

Fuente: libro "Fundamentals of Geosynthetic Engineering", Sanjay Kumar Shukla, Jian-Hua Yin, Taylor & Francis Group, Londres (2006).

El geosintético es principalmente usado para cumplir la función de refuerzo por tracción. Este refuerzo resiste las presiones laterales, de este modo, mantiene la estabilidad del relleno. Un diagrama esquemático se muestra en la Figura N° 02.

Shukla y Yin (2006) describen el comportamiento de estas estructuras, de manera general:

Los tejidos de geotextiles y geomallas con altos módulos de elasticidad son generalmente usados como elementos de refuerzo para muros de contención. El paramento frontal puede imponer el tipo de refuerzo de geosintético. En los geosintéticos son requeridas altas demandas de durabilidad, debido a la permanente función de refuerzo.

En los geotextiles la fuerza es transmitida a las capas de geotextil a través de la fricción entre éstos y la superficie del suelo, y en las capas de geomallas a través de la resistencia pasiva del suelo sobre el transverso de la malla, así como la fricción entre el suelo y las superficies horizontales. Es de señalar, que la transferencia de carga a largo plazo se rige en gran medida por la durabilidad y características de deformación a largo tiempo (creep) de los geosintéticos.

El desempeño de un muro de suelo reforzado con geosintéticos depende principalmente del tipo de elementos del paramento que se usa y del cuidado con que éste es diseñado y construido. Los elementos del paramento pueden ser instalados mientras el muro está siendo construido o después que es construido. Los mantos de geosintéticos, bloques modulados de concreto (MCBs), paneles de concretos prefabricados, bloques de gaviones, paneles de madera tratada, etc. son los elementos del paramento que son instalados cuando el muro está siendo construido. Las capas de geosintéticos son directamente unidos a los elementos de fachada. La Figura N° 03 muestra esquemáticamente los diferentes tipos de elementos del paramento frontal de muros de suelo reforzado que comúnmente se usan.

El paramento frontal con mantos tiende a exhibir relativamente grandes deformaciones en el paramento frontal y significativos asentamientos en la cresta adyacente a la fachada del muro. Este además no tiene apariencia

estética, dando una impresión de una relativa baja calidad de la estructura. Sin embargo, este sistema es el más económico y usado en muchos de los primeros muros. Los paramentos frontales con geomantas son usualmente recubiertos con emulsiones bituminosas, morteros de concreto o gunita (material similar al mortero) o shotcrete en capas de espesores del orden de 150 - 200 mm.

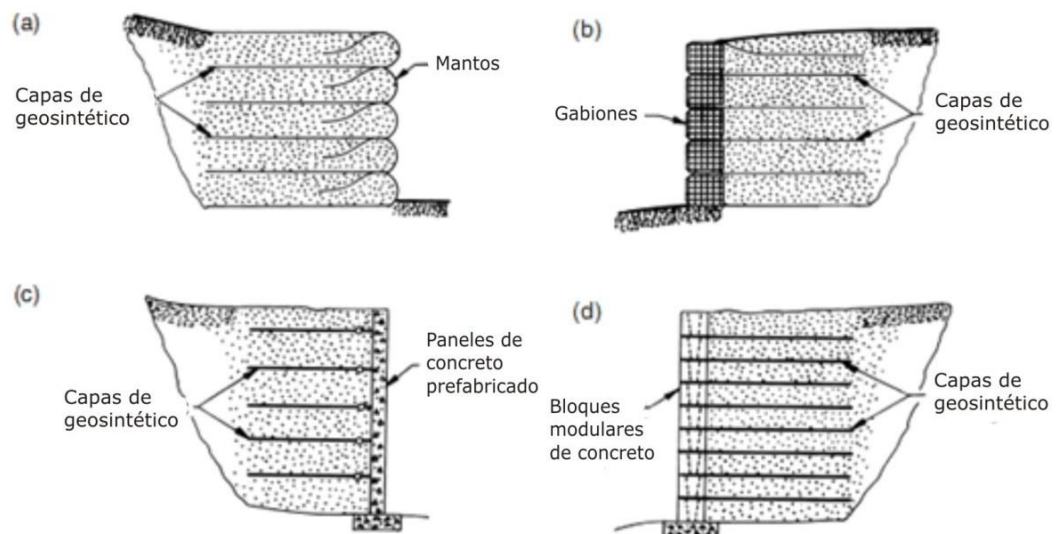


Figura N° 03: Vista de tipos de muros de contención reforzados.

(a) paramento con manto geosintético (b) paramento con gaviones (c) paramento con concreto prefabricado (d) paramento con bloques modulares de concreto (MCBs).

Fuente: libro "Fundamentals of Geosynthetic Engineering", Sanjay Kumar Shukla, Jian-Hua Yin, Taylor & Francis Group, Londres (2006)

1.4.1 Muro reforzado con geotextiles

Un aspecto crítico en el funcionamiento de un muro reforzado con geotextil es su construcción apropiada, la cual se hace sobre una base secuencial planificada. Después de preparar adecuadamente el suelo de fundación, lo que consiste en remover el material inapropiado y de compactarlo in situ, o reemplazar los suelos de fundación, se inicia la construcción del muro en sí. Note que no hay zapata de ningún tipo para estos muros y que la capa de geotextil más baja se coloca directamente sobre el suelo de fundación (Koerner, 1998). En la Figura N° 04 se

muestra una secuencia iterativa de construcción, desarrollada por el Servicio de Bosques de los E.E.U.U., la cual se describe a continuación:

1. Un encofrado de madera, de altura ligeramente superior que el espesor individual de capa de suelo, llamado "altura de capa", se coloca sobre la superficie del terreno o sobre la capa previamente colocada, después que la primera capa hubiera sido completada. Este encofrado no es nada más que una serie de soportes de metal en L, con un tablero continuo de soporte de madera corriente a lo largo de la cara del muro.
2. El geotextil es luego plegado y posicionado de modo que aproximadamente 1.0 m se extienda sobre la parte superior del encofrado y cuelgue libremente. Si es suficientemente ancho, el geotextil puede ser desarrollado paralelo al muro. De esta manera se orienta la sección transversal del geotextil en la dirección del máximo esfuerzo. Esto dependerá de la longitud de diseño requerido y de la resistencia del geotextil. Si un rollo simple no es suficientemente ancho, se pueden coser dos de ellos juntos. En este caso se despliega el geotextil perpendicularmente al muro y los bordes de los rollos adyacentes, pueden ser traslapados o cosidos. De esta manera se orienta la dirección del geotextil en la dirección del máximo esfuerzo.
3. Luego el relleno se coloca sobre el geotextil, el cual debe ser arena granular de drenaje libre y no debe ser grava angular (la que causa grandes daños de instalación), en capas de 1/2 a 3/4 de la altura y se compacta. Esto es típicamente en una altura de 200 a 400 mm y se hace con equipos ligeros de construcción.
4. Se hace un cordón de 300 a 600 mm desde la cara del muro con motoniveladora o manualmente. Se debe tener cuidado en no dañar el geotextil subyacente.
5. Se dobla el extremo libre del geotextil, es decir su cola, sobre el encofrado de madera, dentro del cordón.
6. Se completa luego el espesor de capa remanente, a la altura planificada y se compacta apropiadamente.

7. Luego se remueve el encofrado del frente del muro y el soporte de metal, debajo de la capa, y se re-ensamblan arriba, en preparación de la siguiente capa más elevada. Note que generalmente es necesario preparar un andamiaje en frente del muro cuando este es más alto de 1.50 ó 2.00 m.

Cuando se ha completado, esta secuencia proporciona muros tales como los mostrados en la Figura N° 05. La cara expuesta del muro debe ser cubierta para prevenir el debilitamiento del geotextil debido a la exposición de los rayos UV y el posible vandalismo. Se han usado emulsiones bituminosas y otros productos de asfalto, para cubrir la cara del muro, por las ventajas de ser flexibles, como el muro mismo. Desafortunadamente la oxidación del bitumen causa deterioro después de pocos años, y debe ser periódicamente reaplicado. Alternativamente, se ha cubierto la superficie del revestimiento alrededor del muro reforzado con geotextil, con shotcrete (mezcla húmeda de pasta de cemento/arena/agua y aire suministrado en el inyector), o gunita (mezcla seca de una mezcla de cemento/arena con agua y aire suministrado en el inyector). Puede requerirse de una malla de alambre ancha entre las capas del geotextil, para mantener el revestimiento adherido a la cara vertical del muro. (Koerner, 1998).

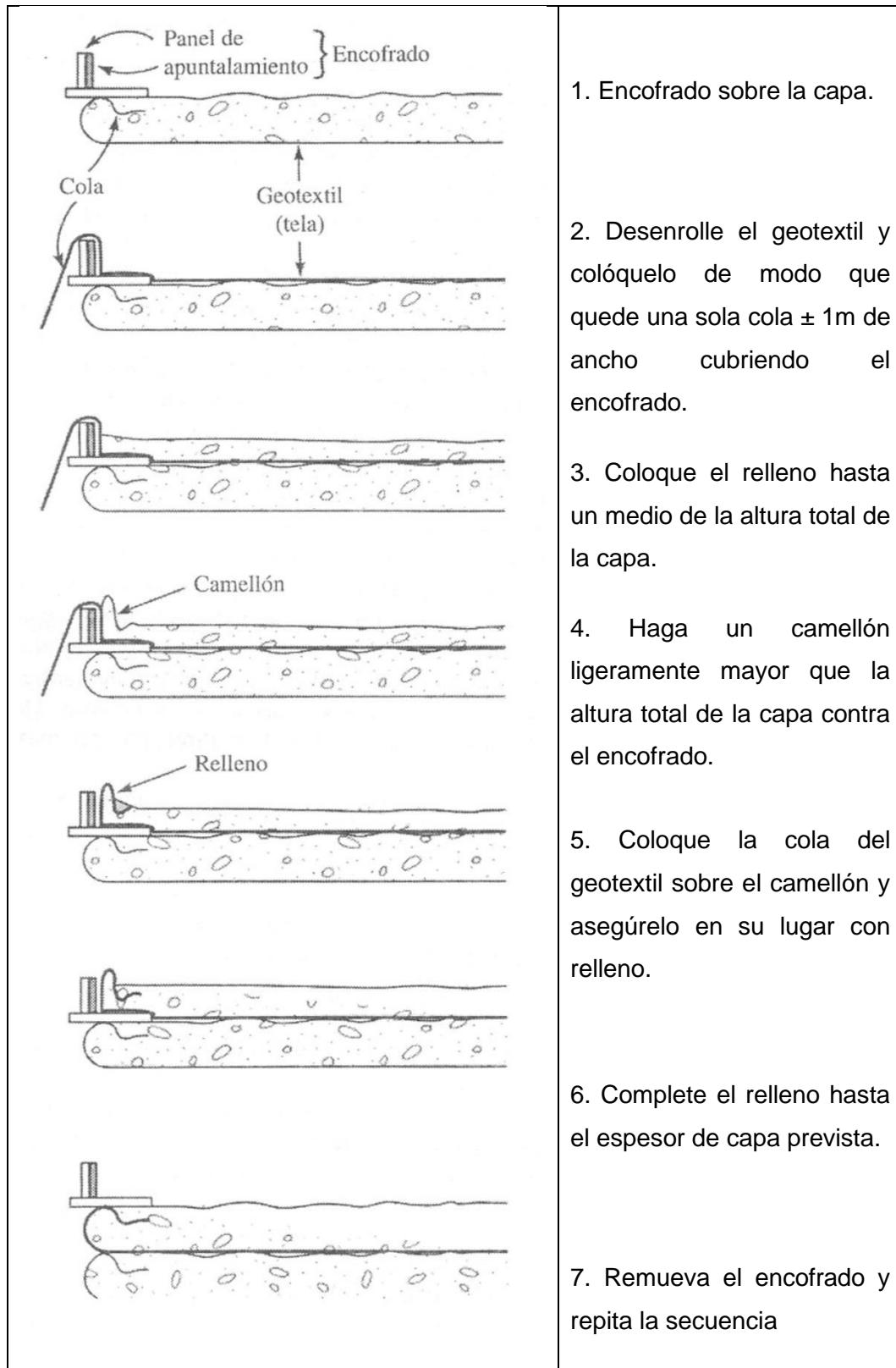


Figura N° 04: Secuencia constructiva de muro de suelo reforzado con geotextiles sugerida por el Servicio de Bosques de los E.E.U.U.

Fuente: libro "Diseño con geosintéticos", Robert M. Koerner, New Jersey (1998)



Figura N° 05: Muro reforzado con geotextil.

1.4.2 Muro reforzado con geomallas

Los tipos de paramento frontal de muros reforzados con geomallas se detallan a continuación, según Koerner (1998). La masa de suelo reforzado con geomallas - también llamado suelo estabilizado mecánicamente (MSE) - es el mismo en todos los casos.

Paneles articulados de concreto prefabricado: son paneles de concreto prefabricado con insertos para adherir la geomalla. Son posibles muchos diseños estéticamente agradables de la fachada.

Paneles de concreto prefabricado de altura total: son paneles de concreto de soporte temporal hasta completar el relleno. Sin embargo, este tipo de muros es cuestionable debido a los esfuerzos verticales que desarrolla en las conexiones de las geomallas al muro después de la remoción de los paneles de soporte.

Paneles de concreto vaciado en el sitio: son generalmente muros envolventes que permiten asentar y después de 0.5 a 2.0 años, se cubren con un panel superficial de concreto vaciado en el sitio. Estos muros son actualmente utilizados en Japón, donde los extremos de los refuerzos de la geomalla están embebidos en gaviones, los cuales llevan luego un panel superficial de concreto vaciado contra ellos.

Paramentos con bloques de mampostería: es un segmento producto de la industria con muchos tipos diferentes actualmente disponibles, todos los cuales tiene geomalla embebida entre bloques y sostenida por clavos, pines y/o fricción.

Paramentos de maderos: son durmientes de ferrocarriles u otras maderas largas tratadas, con la geomalla adherida por medio de listones cortos y/o sostenidos por fricción cuando se colocan entre los maderos.

Paramentos de Gaviones: son canastas de polímeros o alambres de acero, rellenos con piedras, sosteniendo entre ellas una geomalla fijada con anillos y/o fricción.

Paramentos de malla de alambre soldado: son similares a los paramentos de gaviones, pero se usan a menudo para muros temporales pequeños. Las geomallas están unidas a la malla con anillos metálicos.



Figura N° 06: Muro con paneles articulados de concreto prefabricado

Fuente: <http://www.tierra-armada.cl/terra-plus.html>



Figura N° 07: Muro con paramento de bloques de mampostería

Fuente: <http://www.tenaxind.com>



Figura N° 08: Muro con paramento de gaviones

Fuente: https://geoapuntes.files.wordpress.com/2011/06/msew_terramesh-system-en-proyectos-mineros.pdf

Koerner (1998) describe el método de construcción de muros reforzados con geomallas:

Como los geotextiles, las geomallas llegan al sitio de trabajo en rollos. Sin embargo, ellos son por lo general más angostos que los rollos de geotextiles. Los anchos típicos de rollos de geomalla van desde 1.0 a 3.0 m para geomallas rígidas y de 3.0 a 4.5 para geomallas flexibles como geotextiles. Su despliegue es hacia delante, a menos que se desee cierta tensión o pre-esfuerzo. Debido a su gran tamaño de abertura, no es posible la costura para unir los lados o extremos y generalmente se emplea algún tipo de sistema mecánico. Las geomallas unidireccionales se pueden doblar y el doblez final insertar en la abertura de una lámina adyacente. Colocando una varilla o barra a través de la abertura formada, se logra una excelente transferencia de carga. Esta varilla es por lo general una tubería de HDPE de 12 mm de diámetro o una barra de sección punzón cónica. Hay varias técnicas en desarrollo para unir a geomallas tan flexibles como geotextiles. Por supuesto, que también se puede usar un traslape adecuado para movilizar la resistencia a la tensión mediante esfuerzos cortantes. Para cortar las mallas bastará un alicate, pero una sierra circular es más rápida y eficiente. Las geomallas flexibles pueden cortarse generalmente con un cuchillo afilado.

Las geomallas rígidas se han usado para anclar paneles frontales de muros hechos de concreto en forma similar a las tiras metálicas de tierra armada. La conexión de las geomallas a los paneles frontales involucra el vaciado de pequeñas secciones de geomalla o ganchos de metal, dentro de los paneles de concreto durante su fabricación. Las geomallas de refuerzo se conectan mecánicamente, directamente o mediante pasadores de acero corriendo a todo lo largo detrás de los ganchos y conectados a los extremos de la geomalla. Alternativamente, se pueden usar geomallas entre capas de secciones de muro, tales como gaviones, celdas de concreto, o bloques de concreto, para anclar los muros y reducir la presión de tierra sobre el muro mismo. La conexión es mediante pasadores de polímeros o de fibra de vidrio para geomallas rígidas o por fricción (a veces entre secciones de cerradura y llave) para geomallas flexibles como geotextiles.

Durante la instalación de las geomallas con el propósito de refuerzo, se debe tensionar la parte floja del producto antes de hacer el relleno. Esto es generalmente una tarea difícil. Usualmente los trabajadores usan una barreta, pico o varilla de acero para tensar la geomalla mientras se va rellenando. La cantidad de tensión es esencialmente incierta. Se debe tener claro que demasiada tensión no es recomendable, especialmente cuando la geomalla está conectada a los elementos del muro de paramento frontal que sólo están soportados temporalmente. El tensado se hace en base a prueba y error. Esta operación debe ser discutida por las partes involucradas antes de comenzar la construcción.

Los detalles anteriores son casi siempre específicos del producto. Así, deben consultarse con el fabricante o sus representantes para asegurar que los detalles constructivos son adecuados para el sistema propuesto, esto es, la geomalla en particular y el tipo de paramento frontal.

CAPÍTULO II: ELEMENTOS FINITOS

La técnica de elementos finitos es una herramienta poderosa para la solución de ecuaciones diferenciales. Puede considerarse como una extensión de los métodos de parámetros indeterminados, ya propuestos por Gauss en el siglo XVIII, pero más desarrollados a inicios del siglo XX. El mayor avance en estos métodos se dio en las décadas de 1960 y 1970, sobre la base de procedimientos ya entonces muy difundidos para el análisis de estructuras de barras y paralelamente a un desarrollo acelerado de las computadoras digitales.

El método de elementos finitos es un método desarrollado más por ingenieros que matemáticos. Este método fue primero aplicado para problemas de análisis de esfuerzos y otros problemas de continuidad. Los resultados son raramente exactos, pero los errores decrecen al usar procedimientos idóneos para los problemas.

Actualmente se usan elementos finitos para resolver ecuaciones diferenciales en prácticamente todos los campos de la ciencia y la ingeniería.

En el caso de cuerpos de suelo, el método de elementos finitos es formulado en el marco de la mecánica continua. Una restricción es hecha en el sentido que las deformaciones son consideradas pequeñas, esto permite una formulación con referencia a la geometría original no deformada.

2.1 ECUACIONES BÁSICAS DE CONTINUIDAD

La ecuación básica de continuidad puede ser formulada como (Plaxis BV, 2012):

$$\underline{L}^T \underline{\sigma} + \underline{p} = \underline{0} \quad (1)$$

Esta ecuación relaciona las derivadas espaciales de 6 componentes de esfuerzos, constituido por el vector $\underline{\sigma}$, y tres componentes de fuerza de cuerpo, constituido por el vector \underline{p} . La matriz \underline{L}^T es la transpuesta del operador diferencial, definido como:

$$\underline{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2)$$

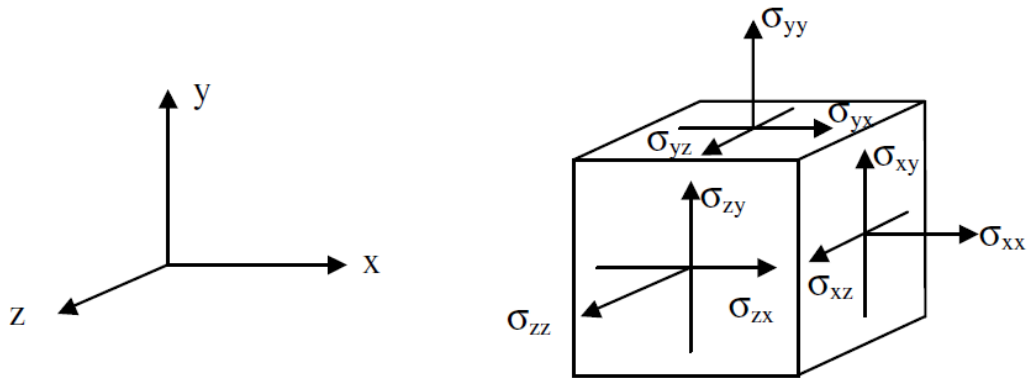


Figura N° 09: Distribución espacial de los esfuerzos

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V., "Scientific Manual", Tokyo, 2002.

En adición a la ecuación de equilibrio, la relación cinemática puede ser formulada como:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u} \quad (3)$$

Esta ecuación expresa los seis componentes de deformaciones, ensamblada en el vector $\underline{\varepsilon}$ como la derivada espacial de los tres componentes de desplazamientos, ensamblada en el vector \underline{u} , usando el operador recientemente definido \underline{L} . La relación entre la ecuación (1) y (3) está formada por una relación constitutiva que representa el comportamiento del material. La relación constitutiva, es decir la relación entre la razón de esfuerzos y deformaciones, está detallada en el modelo del material. La relación general se representa a continuación:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{M} \underline{\dot{\varepsilon}} \quad (4)$$

Combinando la ecuación (1), (3) y (4) dará lugar a una ecuación diferencial de segundo orden en los desplazamientos \underline{u} .

Sin embargo en vez de una combinación directa, la ecuación de equilibrio es reformulada en su forma débil de acuerdo al principio variacional de Galerkin (Zienkiewicz, 1967):

$$\int \delta \underline{u}^T (L^T \underline{\sigma} + \underline{p}) dV = 0 \quad (5)$$

En esta formulación $\delta \underline{u}^T$ representa una variación cinemática admisible de desplazamientos. Aplicando el teorema de Green para integrar parcialmente el primer término de la ecuación (5), nos da:

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p} dV + \oint \delta \underline{u}^T \underline{t} dS \quad (6)$$

Esto nos presenta una integral de cuerpo, en el cual aparece la fuerza de superficie. Los tres componentes de la fuerza de superficie están ensamblados en el vector \underline{t} . La ecuación (6) es referida como la ecuación de trabajo virtual.

El desarrollo del estado del esfuerzo puede estar considerado como un proceso incremental:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta \underline{\sigma} \quad \Delta \underline{\sigma} = \int \underline{\dot{\sigma}} dt \quad (7)$$

En esta relación $\underline{\sigma}^i$ representa el actual estado de esfuerzos que es desconocido y $\underline{\sigma}^{i-1}$ representa el anterior estado de esfuerzo que es conocido. El incremento $\Delta \underline{\sigma}$ de esfuerzo es la porción integrada sobre el pequeño incremento de tiempo.

Si la ecuación (6) es considerada para el actual estado i , el esfuerzo desconocido $\underline{\sigma}^i$ puede ser eliminado usando la ecuación (7):

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p}^i dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t}^i dS - \int \delta \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (8)$$

Es de notar que todas las ecuaciones que aparecen desde (1) a (8) son funciones de la posición en un espacio tridimensional.

2.2 DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS

De acuerdo al método de elementos finitos, la continuidad es dividida en un número de elementos (volúmenes). Cada elemento consiste de un número de nodos. Cada nodo tiene un número de grados de libertad que corresponden a valores discretos de las incógnitas en el problema de contorno para ser resuelto. Los grados de libertad corresponden a las componentes de desplazamiento. Dentro de un elemento el desplazamiento es obtenido del valor nodal discreto en un vector \underline{v} usando funciones de interpolación ensambladas en la matriz \underline{N} (Plaxis BV, 2012):

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v} \quad (9)$$

La función de interpolación en la matriz \underline{N} es a veces denotada como función de forma.

De la ecuación (9) en la relación cinemática (3) da:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{v} = \underline{B} \underline{v} \quad (10)$$

En esta relación \underline{B} es la matriz de interpolación de deformaciones, que contiene las derivadas espaciales de la función de interpolación. Las ecuaciones (9) y (10) pueden ser usadas en formas de variaciones e incrementales.

La ecuación (8) puede ser ahora reformulada en su forma discreta como:

$$\int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{p}^i dV + \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{t}^i dS - \int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (11)$$

Los desplazamientos discretos pueden estar colocados fuera de la integral:

$$\delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \delta \underline{v}^T \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \delta \underline{v}^T \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (12)$$

Siempre y cuando la ecuación sea válida para cualquier variación de desplazamiento cinemáticamente admisible, ésta se puede escribir como:

$$\int \underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \underline{N}^T \underline{p}^i dV + \int \underline{N}^T \underline{t}^i dS - \int \underline{B}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (13)$$

La ecuación de arriba es la condición elaborada de equilibrio en su forma discreta. El primer término en el lado derecho junto al segundo término representa el vector fuerza externa común y el término siguiente el vector reacción interno del paso anterior. La diferencia entre el vector fuerza externa y el vector reacción interna deberá ser balanceado por un incremento de esfuerzo $\Delta \underline{\sigma}$.

La relación entre el incremento de esfuerzos e incrementos de deformaciones es usualmente no lineal. Como resultado, los incrementos de deformaciones generalmente no pueden ser calculados directamente, por lo que es requerido un proceso global iterativo para satisfacer la ecuación de equilibrio (13) y para todos los nodos del material.

2.3 FORMULACIÓN DE ELEMENTOS LINEALES Y TRIANGULARES

Cada elemento contiene un número de nodos. Cada nodo tiene un número de grados de libertad que corresponden para discretizar y resolver el problema de valores de frontera. En el caso de la teoría de deformación los grados de libertad corresponden a las componentes de desplazamiento, en el caso de flujos de infiltración los grados de libertad corresponden a las alturas piezométricas. Para el problema de consolidación los grados de libertad corresponden tanto a las componentes de desplazamiento como a los excesos de presión de poro (Plaxis BV, 2012).

2.3.1 Interpolación para elementos lineales y triangulares

Los desplazamientos dentro de un elemento $\underline{u} = (u_x \ u_y)^T$ son obtenidos a partir de los valores de los vectores nodales $\underline{v} = (v_1 \ v_2 \ \dots \ v_n)$ usando funciones de interpolación ensambladas en una matriz \underline{N} :

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v} \quad (14)$$

También podemos considerar un elemento lineal. Los elementos lineales son básicos para modelar elementos de geotextiles, placas y fuerzas distribuidas. Cuando la posición local, ξ de un punto (usualmente de un punto de esfuerzo o

un punto de integración) es conocida, uno puede escribir para las componentes de desplazamiento.

$$u(\xi) = \sum_{i=1}^n N_i(\xi)v_i \quad (15)$$

Donde:

v_i Valor nodal

$N_i(\xi)$ Valor de la función de forma del nodo i en la posición ξ .

$u(\xi)$ El valor resultado en la posición ξ .

n El número de nodos por elemento

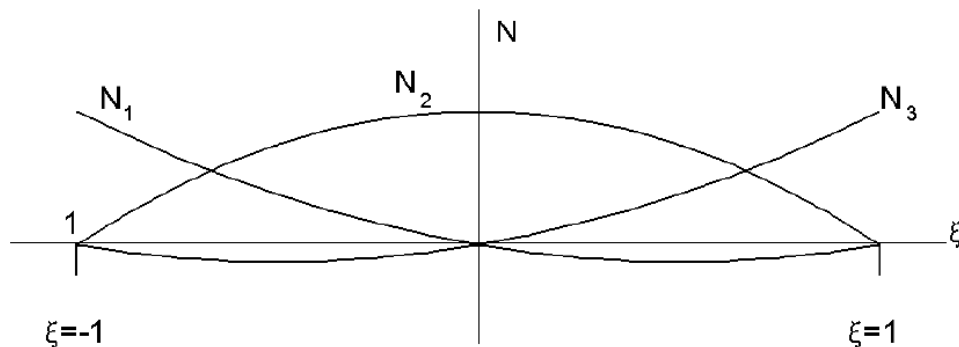


Figura N° 10: Funciones de forma para 3 nodos de un elemento lineal.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Scientific Manual", Tokyo, 2002.

La Figura N° 10 muestra un ejemplo de un elemento lineal de 3 nodos, que es compatible con los elementos de 6 nodos en PLAXIS, ya que cada elemento de 6 nodos tiene 3 nodos en un lado. La función de forma N_i tiene la propiedad de ser igual a 1 en el nodo i y cero en los otros nodos. Para elementos lineales de 3 nodos, los nodos 1, 2 y 3 están localizados en $\xi = -1, 0$ y 1 respectivamente.

Para los elementos triangulares hay dos coordenadas locales (ξ y η). También se usa una coordenada auxiliar $\zeta = 1 - \xi - \eta$.

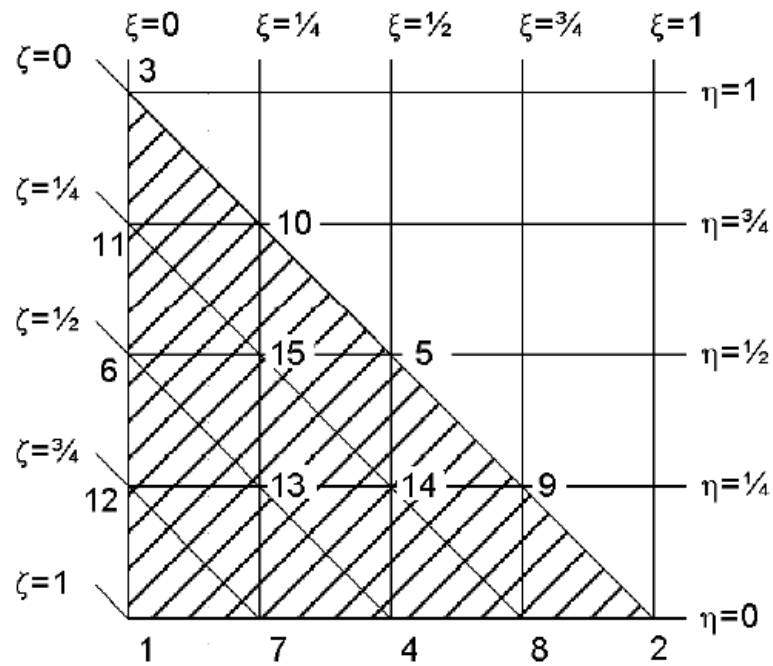


Figura N° 11: Numeración local y posicionamiento de nodos.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Scientific Manual", Tokyo, 2002.

2.3.2 Integración numérica de elementos lineales y triangulares

Con el fin de obtener la integral sobre cierta línea o área, la integral se calcula numéricamente como (Plaxis BV, 2012):

$$\int_{\xi=-1}^1 F(\xi) d\xi \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i) w_i \quad (16)$$

Donde $F(\xi)$ es el valor de la función F en la posición ξ_i y w_i un factor de peso para el punto i . Un total de k puntos son usados. Dos métodos son frecuentemente usados en softwares comerciales, primeramente, la integración Newton-Cotes, donde los puntos ξ_i son escogidos de las posiciones de los nodos, y segundamente la integración de Gauss donde pocos puntos en localizaciones especiales pueden ser usadas para obtener mayor precisión.

Usando la integración Newton-Cotes uno puede integrar exactamente funciones polinómicas de orden menor al número de puntos usados. Para la integración de Gauss una función polinómica de $2k - 1$ puede ser integrada exactamente usando k puntos.

Para los elementos de interfaz y geotextiles, el software PLAXIS usa la integración Newton-Cotes, mientras que para elementos de barras y la integración de los límites de las fuerzas utiliza la integración de Gauss.

La integración numérica sobre elementos triangulares es formulada como:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (17)$$

El software PLAXIS usa la integración de Gauss para los elementos triangulares. Para elementos con 6 nodos, el proceso de integración usa 3 puntos; mientras para elementos de 15 nodos, la integración usa 12 puntos. Las posiciones y factores de peso de los puntos de integración son mostradas en la Tabla 01 y Tabla 02. En las tablas se observa que la suma de los factores de peso es 1.

Tabla 01: Los 3 puntos de integración para elementos de 6 nodos.

Puntos	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2 & 3	1/6	1/6	2/3	1/3

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Scientific Manual", Tokyo, 2002.

Tabla 02: Los 12 puntos de integración para elementos de 15 nodos.

Puntos	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2 & 3	0.063089...	0.063089...	0.873821...	0.050845...
4 .. 6	0.249286...	0.249286...	0.501426...	0.116786...
7 .. 12	0.310352...	0.053145...	0.636502...	0.082851...

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Scientific Manual", Tokyo, 2002.

CAPÍTULO III: MODELOS CONSTITUTIVOS

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los modelos numéricos que representan el comportamiento plástico del suelo. Cada modelo tiene una formulación y procedimiento numérico distinto, el uso depende de las propiedades del suelo a analizar. Como introducción en el presente capítulo se desarrolla el modelo Hiperbólico. Luego se desarrolla a mayor detalle el modelo Mohr Coulomb y Hardening Soil. Cabe mencionar que son muy conocidos también los modelos de Drucker Prager, Cam Clay Modificado, Soft Soil y Hardening Soil para pequeñas deformaciones; éstos son modelos muy estudiados y cuentan con abundante literatura técnica. A continuación, se presenta una clasificación de los modelos.

3.1.1 Modelos elásticos y pseudoelásticos

La elasticidad está asociada con la reversibilidad de la deformación luego de una descarga. Un modelo elástico es definido como aquel que no permite una generación o disipación de energía en lazos cerrados de esfuerzos. Un modelo pseudo-elástico está basado en la teoría de la elasticidad, pero aquel no satisface el criterio de reversibilidad y generalmente no satisface el criterio de energía ya descrito (Brinkgreve, 1994).

En la relación de esfuerzos y deformaciones de un modelo constitutivo, se pueden distinguir dos relaciones: relación lineal y relación multilineal. Para un material elástico la relación es lineal, para un modelo elastoplástico la relación es usualmente bilineal, distinguiéndose entre carga y descarga. Una relación bilineal es el modelo pseudoelástico de Duncan-Chang (Duncan & Chang, 1970).

3.1.2 Modelo elastoplástico

El principio de modelos elastoplásticos es que las deformaciones y variación de las deformaciones son divididas en una parte elástica y una parte plástica. La función de fluencia indica cuando una deformación plástica ocurre.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (18)$$

3.2 MODELO HIPERBÓLICO

El modelo hiperbólico fue propuesto inicialmente por Kondner (1963), posteriormente fue presentado en forma incremental por Duncan y Chan (1970). El mismo parte de suponer de que las curvas esfuerzo-deformación del suelo pueden aproximarse a una hipérbola, cuya ecuación, es:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (19)$$

Donde $\sigma_1 - \sigma_3$ es el esfuerzo desviador.

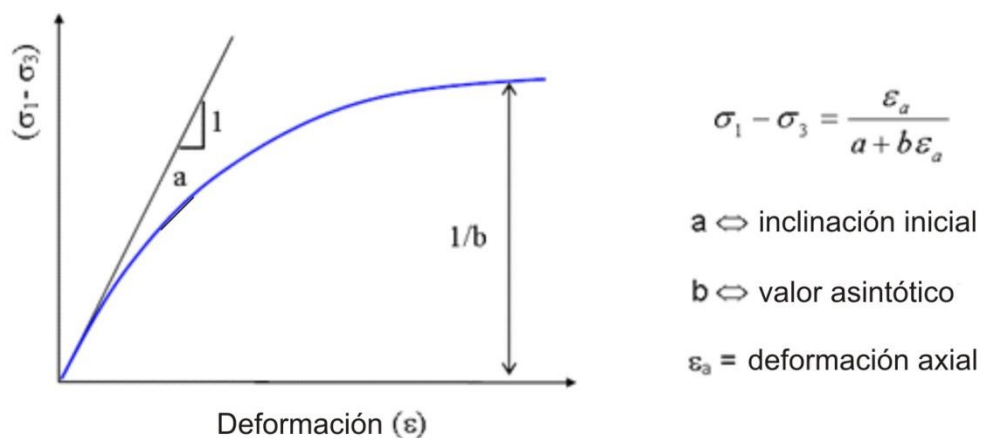


Figura N° 12: Curva hiperbólica

Los parámetros a y b tienen un significado físico, pues el parámetro a es el inverso del módulo tangente inicial (E_i), y el parámetro b , es el inverso del esfuerzo desviador último $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

Kondner (1963), demostraron que los valores de a y b se pueden determinar transformando la curva esfuerzo-deformación. En este caso la ecuación que describe la hipérbola se escribe, como:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon \quad (20)$$

Comúnmente los valores de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ son ligeramente mayores que el esfuerzo desviador de falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, estos valores se pueden relacionar mediante el factor de falla (R_f), el cual se determina como:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (21)$$

La variación de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ con σ_3 está representada por la relación de resistencia de Mohr-Coulomb, que se expresa como sigue:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (22)$$

El módulo tangente inicial fue propuesto por Janbu (1963), como una función de tensiones principales menores, el mismo es dado por:

$$E_i = K P a \left(\frac{\sigma_3}{P a} \right)^n \quad (23)$$

Donde K y n son parámetros adimensionales que se determinan experimentalmente.

Duncan y Chan (1970), desarrollaron una ecuación del módulo tangente del suelo para el cálculo incremental durante un análisis no lineal del suelo, dicha relación es:

$$E_t = E_i \left(\frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2(\sigma_3) \sin \phi} \right) \quad (24)$$

3.3 MODELO MOHR COULOMB

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb es considerado como una aproximación de primer orden del comportamiento no lineal del suelo. Se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb. Puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto (Ver Figura N° 13). Su formulación involucra dos elementos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles (Plaxis BV, 2012).

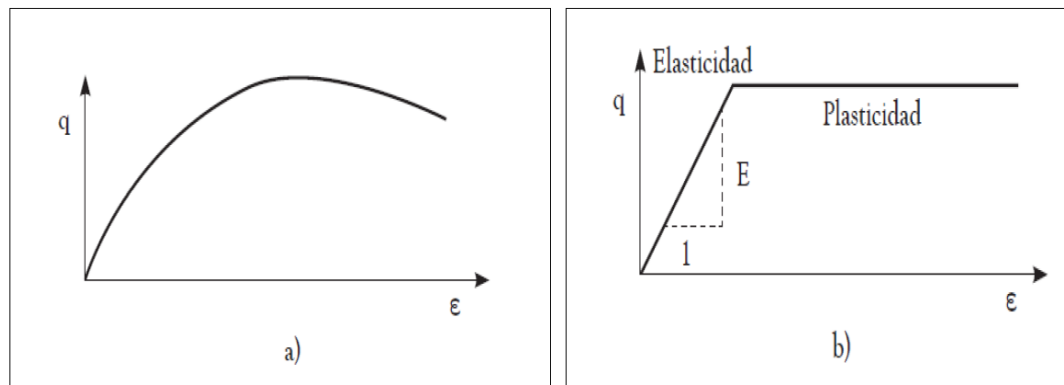


Figura N° 13: Curvas de esfuerzo desviador versus deformación axial. (a) comportamiento de un suelo real, (b) comportamiento del modelo Mohr-Coulomb.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

Para evaluar si la plasticidad ocurre o no en un análisis específico, el modelo *Mohr-Coulomb* involucra un conjunto de funciones de fluencia f (*yield functions*) que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. La representación gráfica de las funciones (como hexagonal) en el espacio de los esfuerzos principales constituye un contorno o superficie de fluencia fija, como se muestra en la Figura N° 14. De esta manera, para diversos estados de esfuerzos representados dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico, y todas las deformaciones son reversibles. Cuando los esfuerzos igualan o superan la frontera definida por esta superficie se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas.

Este criterio de fluencia es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para un estado general de esfuerzos, y es definido a partir de seis funciones formuladas en términos de los esfuerzos principales (Ver Tabla 03).

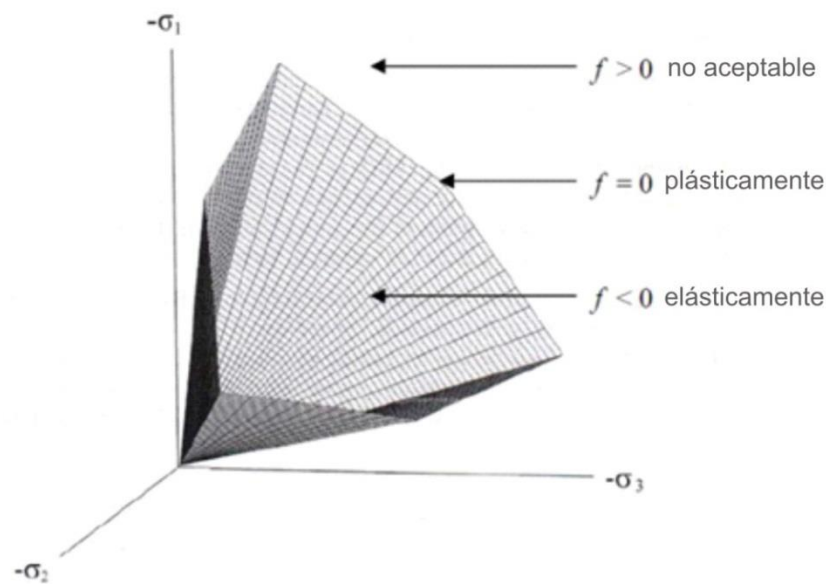


Figura N° 14: Superficies de fluencia del modelo Mohr Coulomb en el plano principal de esfuerzos.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

Tabla 03: Funciones de fluencia del modelo Mohr Coulomb.

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (1)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (2)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (3)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (4)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (5)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin\phi - c \cos\phi \leq 0 \quad (6)$$

Donde

σ_1, σ_2 y σ_3 , representan los esfuerzos principales
 ϕ , representa el ángulo de fricción interna

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

El comportamiento elastoplástico perfecto en el modelo es formulado a partir de la relación entre los dos tipos de deformaciones (tasas de deformaciones elásticas y plásticas) mediante la aplicación de la ley de Hooke en su forma clásica:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (25)$$

$$\sigma' = D^e \varepsilon^e = D^e (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (26)$$

Donde D^e es la matriz de rigidez (elástica) del material. No obstante, la teoría de plasticidad asociada, relativa a esta relación básica, tiende a una sobreestimación del fenómeno de dilatancia en el suelo, para lo cual el modelo *Mohr-Coulomb* en adición a la función de fluencia f , incorpora una función de potencial plástico g , que en el caso particular $g \neq f$ describe la plasticidad no asociada. De esta manera, y en adición a las funciones de fluencia, un grupo de funciones de potencial plástico g son definidas para el modelo (ver Tabla 04).

Tabla 04: Funciones de potencial plástico del modelo Mohr Coulomb.

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (1)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (2)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (3)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (4)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (5)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (6)$$

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

A partir de ésta consideración, las deformaciones plásticas son expresadas como:

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (27)$$

Donde el multiplicador plástico λ define el tipo de comportamiento del material ($\lambda = 0$, para un comportamiento netamente elástico y $\lambda > 0$ en un comportamiento netamente plástico). Las ecuaciones anteriores componen la relación fundamental del modelo *Mohr-Coulomb* entre esfuerzos efectivos y deformaciones para elastoplasticidad. La relación esfuerzo y deformación es por lo tanto:

$$\underline{\sigma}' = \left(D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} \right) \right) \underline{\varepsilon} \quad (28)$$

De esta forma, la formulación del modelo exige cinco parámetros básicos de entrada: el módulo de *Young* E , el coeficiente de *Poisson* μ , la resistencia por cohesión del suelo c , el ángulo de fricción interna ϕ , y el ángulo de dilatación ψ , (Ver Tabla 05). Dado que los ingenieros están por lo general familiarizados con los cinco parámetros anteriores y ocasionalmente disponen de información adicional acerca de otros parámetros del suelo, el modelo *Mohr-Coulomb* es el modelo básico más utilizado en la práctica geotécnica, a pesar de sus limitantes para reproducir adecuadamente los cambios de rigidez del suelo y modelar situaciones donde diferentes trayectorias de esfuerzos son experimentadas.

Tabla 05: Parámetros del modelo Mohr Coulomb.

Parámetros	Descripción
c	Cohesión
ϕ	Ángulo de fricción
ψ	Ángulo de dilatación
E	Módulo de Young
μ	Coefficiente de Poisson

3.3.1 Parámetros del modelo

Cohesión y ángulo de fricción

En 1776, Coulomb definió el siguiente criterio de falla:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (29)$$

Donde c es la cohesión y ϕ es el ángulo de fricción del suelo.

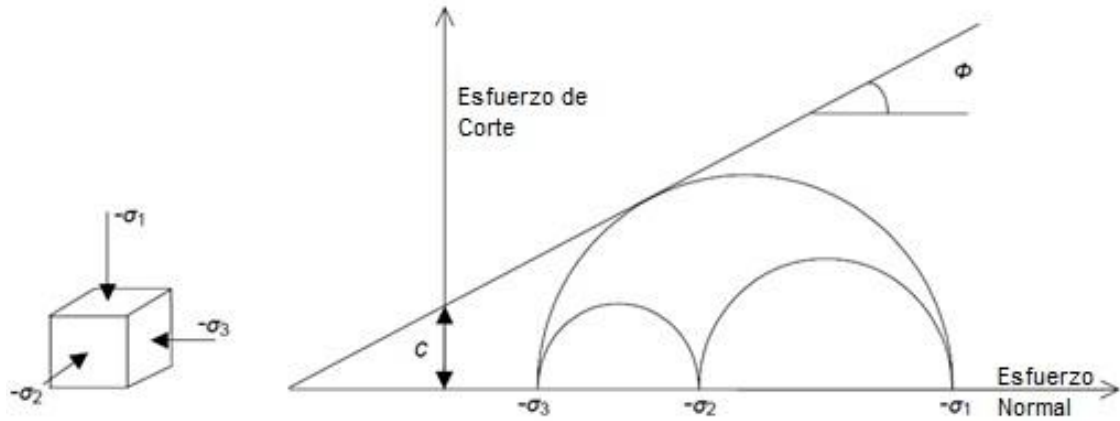


Figura N° 15: Esfuerzos principales y envolvente de Mohr Coulomb.

Fuente: Das, B. M., "Advanced Soil Mechanics", Tercera Edición, Editorial Taylor & Francis, New York, 2008.

Ángulo de dilatación

El ángulo de dilatación es la razón del incremento de la deformación volumétrica $d\varepsilon_v$ y de la deformación axial $d\varepsilon_a$.

El punto de máxima resistencia cortante es usualmente asociado con la máxima razón de dilatación definida como $(-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_{max}$ donde ε_v es la deformación volumétrica y ε_1 es la deformación principal (ambos definidos positivos en compresión) según Bolton, M.D. (1986). El ángulo pico de resistencia al corte ϕ'_{max} y dilatación ψ_{max} son definidas y dadas como:

$$\sin \phi'_{max} = \left[\frac{\tau_{13}}{(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2} \right]_p = \frac{(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max} - 1}{(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max} + 1} \quad (30)$$

$$\sin \psi_{max} = \left(-\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma_{13}} \right)_p = \frac{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} + 1}{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} - 1} \quad (31)$$

El ángulo de dilatación es también definido de la siguiente manera:

$$\sin \psi = \frac{d\varepsilon_1 + kd\varepsilon_3}{d\varepsilon_1 - kd\varepsilon_3} \quad (32)$$

Donde $d\varepsilon_1$ y $d\varepsilon_3$ son los incrementos de deformaciones principales; $k = 1$ para deformación plana; y $k = 2$ para ensayos triaxiales.

Para suelos arenosos y para deformaciones planas, se da la relación del ángulo de fricción y el ángulo de dilatancia, según P. W. Rowe (1969):

$$\phi' = \phi_{crit}' + 0.8\psi \quad (33)$$

En la Figura N° 16 se muestra los resultados de ensayos y la forma idealizada del modelo Mohr-Coulomb. La figura muestra el significado e influencia de los 5 parámetros del modelo. Note que el ángulo de dilatancia es necesario para modelar el incremento irreversible en volumen.

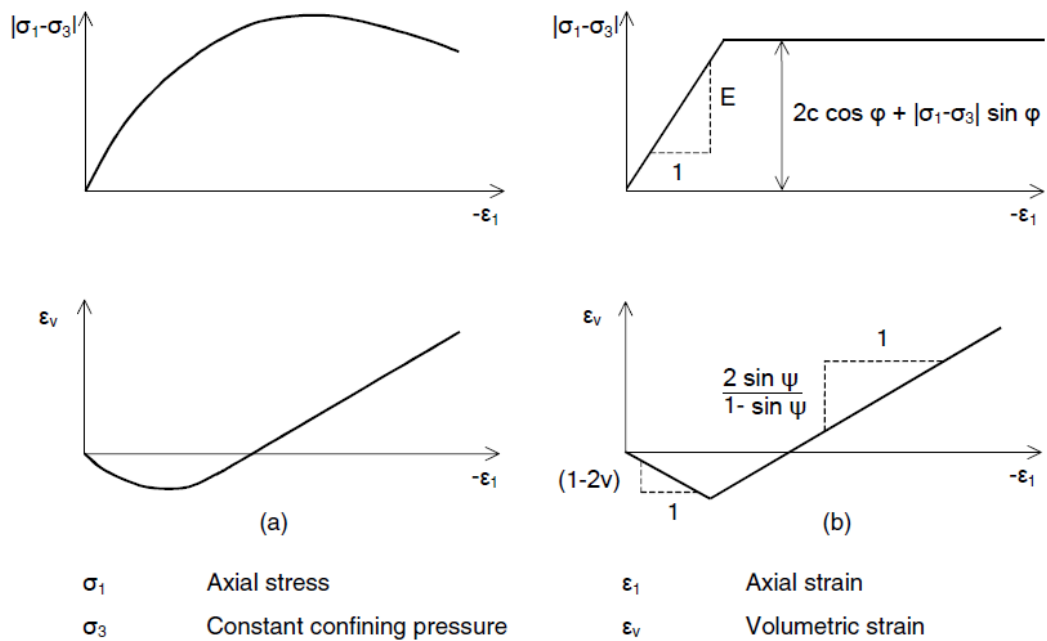


Figura N° 16: Resultado típico de un ensayo triaxial drenado (a) y modelo típico elasto-plástico (b).

Fuente: Manual de Referencia, PLAXIS v.8

Módulo de Young y Relación de Poisson

Para calcular los asentamientos y los esfuerzos en una masa del suelo, se requiere conocer la magnitud del módulo de elasticidad y la relación de Poisson. Estos valores pueden determinarse del ensayo triaxial (Figura N° 17).

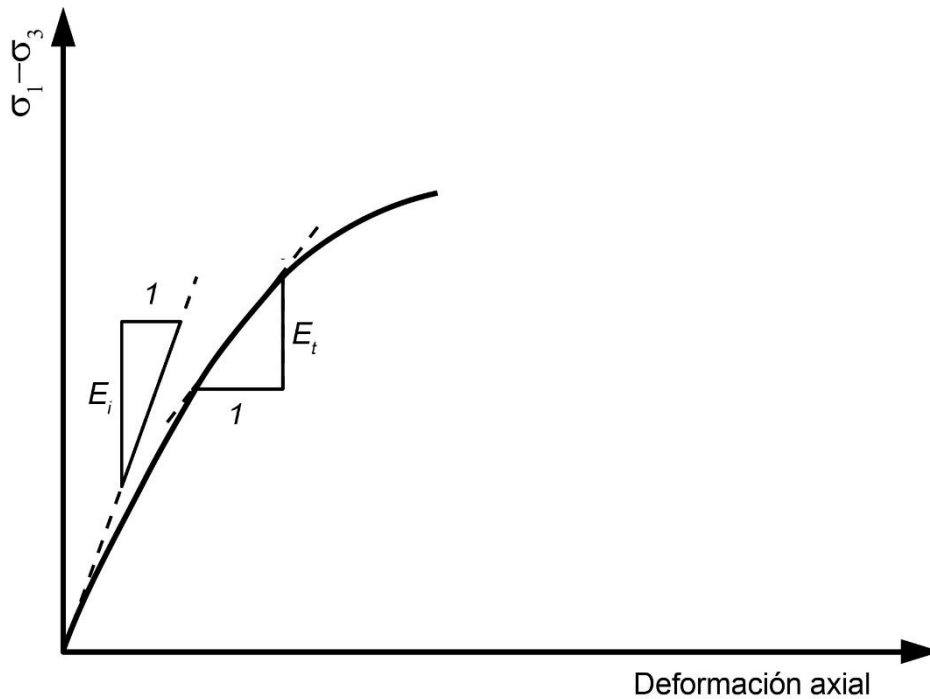


Figura N° 17: Definición de E_i y E_t .

Fuente: *Advanced Soil Mechanics 3 Ed, Braja M. Das*

Donde σ_3 es mantenido constante. La definición del módulo inicial tangente E_i y del módulo tangente E_t en un cierto nivel de esfuerzo se muestra en la Figura N° 17. Janbu (1963) demostró que el módulo tangente inicial puede ser estimado como:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3'}{p_a} \right)^n \quad (34)$$

La magnitud de K varía usualmente de 300 – 2000, similarmente el rango de n es entre 0.3 y 0.6.

Duncan y Chang (1970) mostraron que:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\phi)(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2c \cos\phi + 2\sigma'_3 \sin\phi} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \quad (35)$$

Donde R_f es la razón de falla. Para muchos suelos, la magnitud de R_f está entre 0.75 y 1.

El valor de la relación de Poisson (ν) puede ser determinado por el mismo tipo de prueba triaxial como:

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_a - \Delta\varepsilon_v}{2\Delta\varepsilon_a} \quad (36)$$

Donde $\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r$

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_a - (\Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r)}{2\Delta\varepsilon_a} = -\frac{\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_a} \quad (37)$$

Los módulos “estáticos” y la relación de Poisson se determinan también indirectamente, por medio de ensayos geofísicos, obteniendo módulos máximos (G_{\max}) que luego son reducidos de acuerdo al nivel de deformaciones estimadas.

El módulo de corte máximo (G_{\max}) asociado a pequeñas deformaciones, puede ser determinado mediante la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s), las cuales pueden ser obtenidas in situ mediante ensayos geofísicos. Se ha demostrado que valores de G_{\max} (o valores de E_{\max}) factorados pueden ser de utilidad para evaluar los asentamientos de las cimentaciones (Fahey y Carter, 1993; Mayne, 2001). Sin embargo, debido a que el diseño de las cimentaciones está asociada a cargas últimas que puede soportar el suelo en la falla, donde el rango de deformaciones cortantes son muchos mayores, para estimar el asentamiento de una cimentación partiendo de parámetros elásticos máximos (G_{\max} o valores de E_{\max}), estos deben ser reducidos. Por ejemplo, para el análisis del asentamiento de zapatas y losas de cimentación en arenas es conveniente utilizar el módulo cortante, G , que corresponde a una deformación angular de $\gamma = 0.1\%$. Fahey y Carter (1993), y Mayne (2001) proponen que el valor del módulo de corte G para una deformación angular $\gamma = 0.1\%$, es equivalente al 20% del módulo de elasticidad máximo, es decir $G = 0.2 G_{\max}$. Al respecto, resultados de ensayos de laboratorio ejecutados para obtener el módulo de corte de suelos gravosos, para una deformación angular $\gamma = 0.1\%$, el módulo de corte está entre

10% a 20% del valor del módulo de corte máximo (Araei, 2010), es decir $G = 0.1 - 0.2 G_{max}$

La rigidez puede depender del nivel de deformaciones. El comportamiento del suelo puede ser considerado adecuadamente como elástico en el rango de pequeñas deformaciones, como se muestra esquemáticamente en la Figura N° 18. En este rango el suelo puede mostrar una relación esfuerzo-deformación no lineal. Sin embargo, esta rigidez es casi completamente recobable para condiciones de descarga. Siguiendo el comportamiento no lineal de pre-falla, uno puede observar una variación fuerte de la rigidez, empezado para pequeñas deformaciones de corte, que no pueden ser reproducidos por un modelo lineal-elástico (Rafal F. Obrzud, 2010).

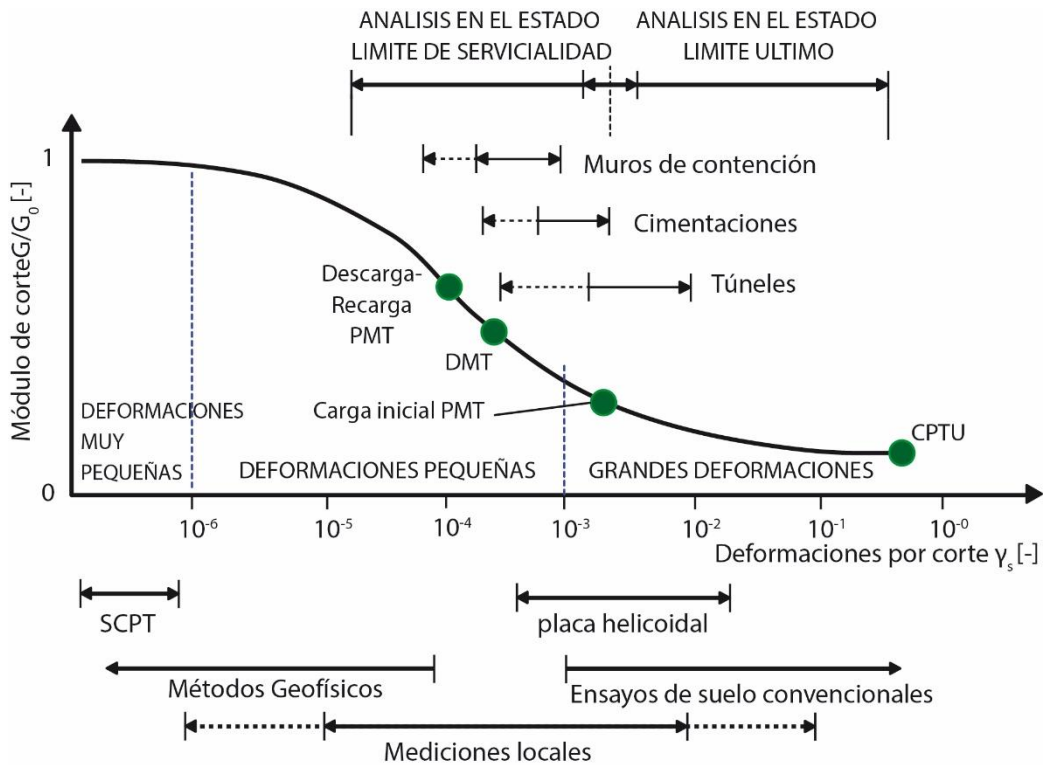


Figura N° 18: Representación típica de la variación de la rigidez en función de la deformación por corte; comparación con los típicos rangos de problemas geotécnicos y diferentes ensayos;

SCPT - Ensayo de Penetración de Cono Sísmico; CPTU - Ensayo de penetración de Piezocono; DMT - Ensayo Dilatómetro de Marchetti; PMT - Ensayo Presiométrico.

Fuente: libro "Numerics in Geotechnics and Structures", Editor: Elmepress International, 2010

3.4 MODELO HARDENING SOIL

En contraste con el modelo elástico perfectamente-plástico, la superficie de fluencia de un modelo plástico con endurecimiento no es fija en el espacio principal de esfuerzos, este puede expandirse, debido a las deformaciones plásticas. Se puede distinguir dos tipos de endurecimiento llamados: endurecimiento por corte y endurecimiento por compresión. El endurecimiento por corte suele modelar deformaciones irreversibles debido a la carga primaria desviadora. El endurecimiento por compresión suele modelar deformaciones plásticas irreversibles debido a la compresión primaria de una carga edométrica y carga isotrópica. Ambos tipos de endurecimiento están contenidos en el presente modelo.

El modelo Hardening-Soil supera al modelo hiperbólico formulado por Duncan & Chang (1970), primeramente, por usar la teoría de plasticidad más que la teoría de elasticidad, en segundo lugar, por incluir la dilatancia del suelo y en tercer lugar por introducir una fluencia límite (yield cap).

Una característica básica del modelo Hardening Soil es que el esfuerzo depende de la rigidez del suelo. Por ejemplo, el modelo implica las siguientes relaciones:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} (\sigma/p^{ref})^m \quad (38)$$

En suelos blandos es conveniente poner $m = 1$. Donde p^{ref} es la presión de referencia.

3.4.1 Formulación numérica

La característica básica de la formulación del modelo Hardening-Soil es la relación hiperbólica entre la deformación vertical, ε_1 y el esfuerzo desviador q . En el ensayo triaxial, la trayectoria de la curva es descrita como (Schanz, 1999):

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (39)$$

Donde $q < q_f$

Donde q_a es el valor de la asíntota de la resistencia al corte y q_f es el esfuerzo desviador último. El comportamiento hiperbólico se puede observar en la Figura N° 19.

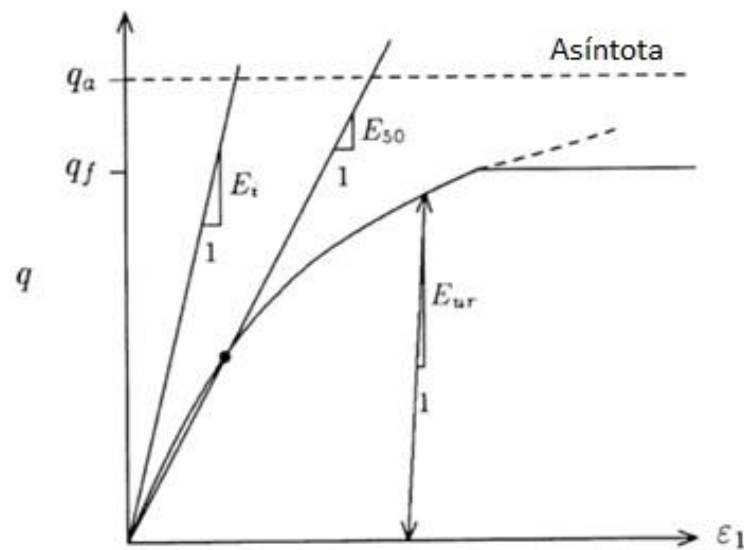


Figura N° 19: Comportamiento hiperbólico del esfuerzo desviador versus deformación axial.

Fuente: Schanz T., "The hardening Soil Model: Formulation and Verification", Beyond 2000 in Computational Geotechnics"

Rigidez para carga primaria

El parámetro E_{50} , según Schanz (1999) es el módulo de rigidez y está dado por:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (40)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} (K_i)^m \quad (41)$$

$$\log(E_{50}) = \log(E_{50}^{ref}) + m \times \log(K_i) \quad (42)$$

Donde E_{50}^{ref} es el módulo de rigidez correspondiente a la presión de confinamiento p^{ref} . La rigidez depende del esfuerzo principal menor, σ'_3 que es la presión de confinamiento en el ensayo triaxial. La magnitud del esfuerzo depende del exponente m , para arcillas sueltas se debe de usar $m = 1$, Von Soos (1980) reportó varios valores del exponente m en el rango $0.5 < m < 1.0$.

El esfuerzo desviador último q_f y la variable q_a están definidas en las ecuaciones:

$$q_f = (c \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (43)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (44)$$

Cuando $q = q_f$, el criterio de falla es satisfecho y la fluencia perfectamente plástica ocurre como es descrito por el modelo Mohr-Coulomb. La razón de q_f y q_a está dado por R_f , que deberá ser menor que 1. El programa PLAXIS toma como valor por defecto 0.90.

Rigidez para carga y descarga

Para trayectorias de esfuerzo de descarga y recarga, el módulo de rigidez se expresa como (Schanz, 1999):

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (45)$$

Donde E_{ur}^{ref} es el módulo de Young para descarga y recarga, correspondiente a una presión p^{ref} . En algunos casos es adecuado usar la relación de $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$.

Función de fluencia por corte

La función de fluencia del modelo es de la forma:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (46)$$

Donde f es una función de esfuerzos y γ^p es una función de deformaciones plásticas. Para el caso del ensayo triaxial, dos funciones son definidas de acuerdo a:

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (47)$$

$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (48)$$

$$\gamma^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (49)$$

Para un valor constante del parámetro γ^p , la condición de fluencia $f = 0$ puede ser visualizada en un plano $p' - q$. Para $m = 1$ se obtienen líneas rectas en el lugar geométrico de fluencia. La Figura N° 20 muestra la forma sucesiva de la variación del lugar geométrico de fluencia.

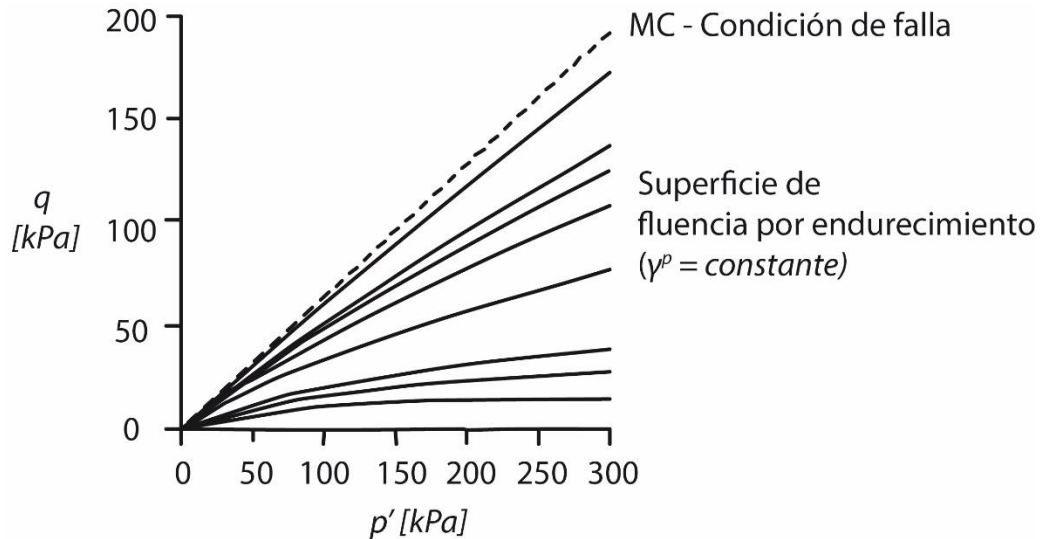


Figura N° 20: Gráfico de fluencia, para varios valores del parámetro de endurecimiento γ^p , y la condición de falla.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

Función de potencial plástico

Como todo modelo de plasticidad, el modelo Hardening-Soil involucra relaciones entre variaciones de deformaciones plásticas, es decir la relación entre $\dot{\epsilon}_v^p$ y $\dot{\gamma}^p$ (Schanz, 1999). Esta relación tiene una forma lineal:

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (50)$$

La ecuación (50) se puede representar mediante funciones de potencial de fluencia, que se obtiene resolviendo la ecuación (53) que es la regla de Koiter (Koiter 1960).

$$g_{12} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot \sin \psi_m \quad (51)$$

$$g_{12} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \cdot \sin \psi_m \quad (52)$$

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda}_{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \sigma} + \dot{\lambda}_{13} \frac{\partial g_{13}}{\partial \sigma} \quad (53)$$

Solución numérica

Durante el proceso global de iteración, los incrementos de desplazamientos son obtenidos de la solución del sistema de ecuaciones (Schanz, 1999):

$$K \Delta u = \Delta f_{ext} - \Delta f_{int} \quad (54)$$

En el cual K es la matriz de rigidez, f_{ext} es el vector de fuerzas externas y f_{int} es el vector de fuerzas internas. Los esfuerzos al final pueden ser calculados (para un incremento de $\Delta \varepsilon$) como:

$$\sigma^1 = \sigma^0 + \Delta \sigma, \quad (55)$$

$$\Delta \sigma = {}^4D \left(\Delta \varepsilon - \Delta \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right) \quad (56)$$

$$\gamma^p = \gamma_0^p + \Delta \gamma^p \quad (57)$$

Donde:

σ^0 : esfuerzo al iniciar el incremento

$\Delta \sigma$: incremento de esfuerzo resultante

4D : matriz elástica de Hooke

$\Delta \varepsilon$: incremento de deformación (= $B \Delta u$)

γ^p : deformación cortante plástica, usado como parámetro de endurecimiento.

$\Delta \lambda$: incremento de un multiplicador no negativo

g : función de potencial plástico

3.4.2 Superficie de fluencia por compresión

La superficie de fluencia por corte como indica la Figura N° 21 no explica la deformación volumétrica plástica que es medida en una compresión isotrópica. Por lo tanto, deberá ser introducido un segundo tipo de superficie de fluencia, cerca de la región elástica, en la dirección del eje p .

Los módulos de los ensayos triaxiales controlan en gran medida la superficie de fluencia por corte (shear yield) y el módulo edométrico controla la superficie de fluencia por compresión (cap yield). E_{50}^{ref} controla en mayor medida la magnitud de las deformaciones plásticas que está asociado con la superficie de fluencia por corte. Similarmente E_{oed}^{ref} controla la magnitud de deformaciones plásticas que son originadas por la superficie límite de fluencia (yield cap). La función de la superficie de fluencia límite (yield cap) es:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (58)$$

Donde α es un parámetro auxiliar del modelo que se relaciona con K_0^{nc} . Además tenemos: $p = -(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ y $\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3$ con $\delta = (3 + \sin\phi)/(3 - \sin\phi)$. La magnitud de la fluencia límite (yield cap) es determinada por el esfuerzo de pre-consolidación isotrópico p_p . La ley que relaciona p_p con la deformación volumétrica límite (volumetric cap strain) ε_v^{pc} es:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (59)$$

Los parámetros límites α y β están relacionados con parámetros de ingreso para el modelo:

$$\alpha \leftrightarrow K_0^{nc} \quad (60)$$

$$\beta \leftrightarrow E_{oed}^{ref} \quad (61)$$

La forma de la fluencia límite (yield cap), es una elipse en el plano $p - \tilde{q}$, como se indica en la Figura N° 21. La elipse tiene una longitud p_p en el eje p y αp_p en el eje \tilde{q} .

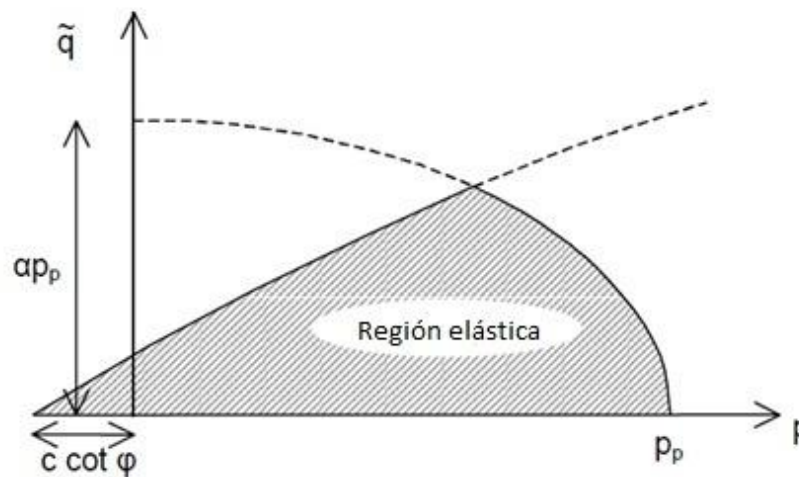


Figura N° 21: Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil en el plano $p - \tilde{q}$.

La región elástica puede estar reducida por medio de la tensión de corte.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V., "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

Para entender las superficies de fluencia en mayor detalle, se deberá observar la Figura N° 22 que describe las superficies de fluencia en el espacio principal de esfuerzos.

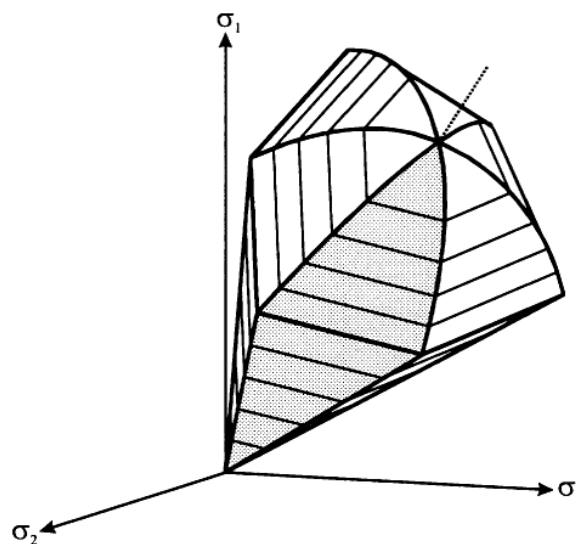


Figura N° 22: Representación de todo el contorno de la superficie de fluencia del modelo Hardening Soil en el plano principal de esfuerzos para suelos sin cohesión.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V., "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

3.4.3 Parámetros del modelo

El modelo Hardening Soil establece un total de 11 parámetros los cuales se describen en la Tabla 06.

Tabla 06: Parámetros del modelo Hardening Soil.

Parámetros	Descripción
c	Cohesión
ϕ	Ángulo de fricción interna
ψ	Ángulo de dilatancia
$Eref_{50}$	Rigidez secante en ensayos triaxiales
$Eref_{oed}$	Rigidez tangente para carga primaria edométrica
m	Dependencia de la rigidez del estado de esfuerzos
$Eref_{ur}$	Rigidez en descarga-recarga
ν_{ur}	Relación de <i>Poisson</i> en descarga-recarga
p_{ref}	Esfuerzo de referencia
$K0_{nc}$	Coefficiente de presión lateral del suelo
R_f	Relación de falla

Cohesión y Ángulo de Fricción

Se obtiene de manera similar al explicado en el modelo Mohr Coulomb.

Ángulo de Dilatancia

Se obtiene de manera similar al explicado en el modelo Mohr Coulomb.

Relación de Poisson

Se obtiene de manera similar al explicado en el modelo Mohr Coulomb.

Rigidez en Descarga-Recarga $Eref_{ur}$

Si un espécimen triaxial es descargado en alguna etapa durante un ensayo, la curva esfuerzo-deformación seguida durante la descarga es más empinada que

la seguida durante la carga primaria. Si el espécimen es posteriormente cargado, la curva esfuerzo deformación seguida es también más empinada que la curva para carga primaria, siendo bastante similar en pendiente a la curva de descarga. El comportamiento del suelo es inelástico ya que las deformaciones que ocurren durante la carga primaria son sólo parcialmente recuperables en descarga. En la subsiguiente recarga existe siempre alguna histéresis, pero es razonablemente exacto aproximar el comportamiento de los cambios de esfuerzo durante descarga-recarga como elástico lineal, ignorando cualquier efecto de histéresis.

En las relaciones hiperbólicas de esfuerzo-deformación, un mismo valor del módulo descarga-recarga, E_{ur} es utilizado tanto para descarga como recarga.

El valor de E_{ur} está relacionada a la presión de confinamiento por una ecuación:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3' \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (62)$$

Módulo de Rigidez E_{50}^{ref}

El módulo secante al 50 % de la resistencia es denotado como E_{50} (ver Figura N° 23). El módulo de rigidez E_{50} , depende del esfuerzo de confinamiento, que puede relacionarse de la siguiente manera:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi - p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (63)$$

El módulo E_{50} puede ser extraído de un ensayo triaxial drenado graficando el esfuerzo desviador, q y la deformación axial ε , como se muestra en la Figura N° 23.

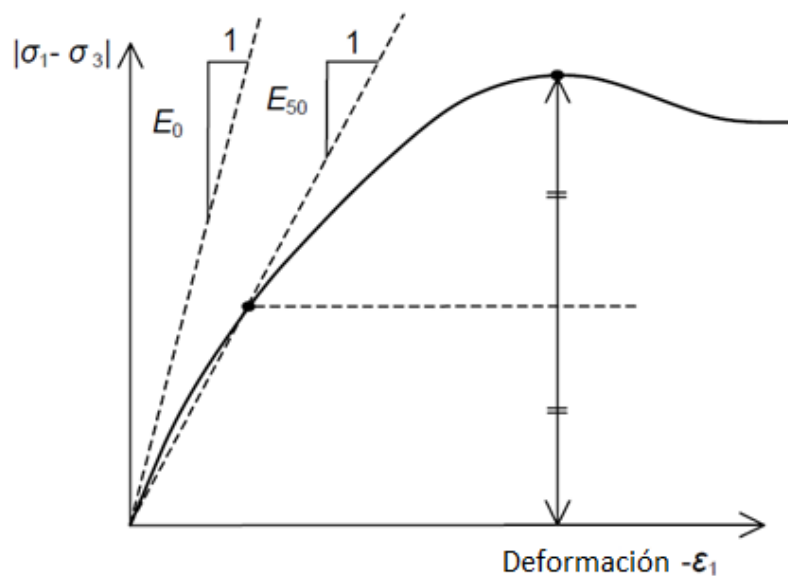


Figura N° 23: Definición de E_{50} del ensayo triaxial drenado.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

Módulo de Rigidez E_{oed}^{ref}

Este módulo es usado para la condición edométrica de esfuerzos y deformaciones, sin embargo, para una compresión unidimensional, el módulo de rigidez edométrico E_{oed} para una carga primaria está dado por:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi - p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (64)$$

El módulo E_{oed}^{ref} puede ser obtenido de resultados del ensayo edométrico, donde E_{oed}^{ref} es el módulo tangente como se indica en la Figura N° 24 para una presión $p^{ref}=100$ kN/m². El procedimiento estándar para incrementos de carga en el ensayo edométrico está especificado en la norma ASTM-D2435-04.

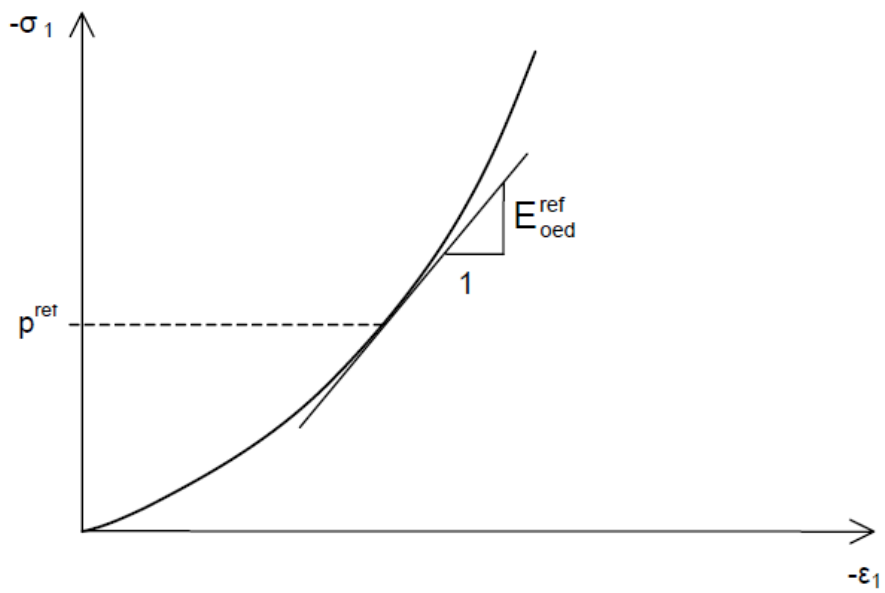


Figura N° 24: Definición de E_{oed}^{ref} del ensayo edométrico.

Fuente: Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

4.1 MÉTODO DE REDUCCIÓN PARAMÉTRICA

En Ingeniería Estructural el factor de seguridad es siempre definido como la razón de la fuerza resistente sobre la fuerza de trabajo. La misma definición es adoptada en Ingeniería de Cimentaciones para cimentaciones superficiales y profundas (pilotes). Pero para cuerpos de suelo como terraplenes y presas de tierra la situación es diferente, aquí la fuerza dominante no es directamente la fuerza externa, ya que mucha de la fuerza proviene del peso propio del suelo. Es así que es común definir el factor de seguridad como (Brinkgreve, 1994):

$$FS = \frac{S}{S_c} = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c_c + \sigma' \tan \phi_c} \quad (65)$$

Donde S es la resistencia al corte, también definido muy bien por el criterio Mohr-Coulomb. El subíndice c indica el parámetro de resistencia crítica, tal que mantiene el equilibrio.

Para determinar el FS por el método de reducción paramétrica se reducen los parámetros de resistencia en vez de incrementar la fuerza. Esta técnica fue propuesta por primera vez por Zienkiewicz et al en 1975.

Formulación numérica

Considerando un cuerpo sujeto a la fuerza constante de gravedad y una fuerza externa, este se encontrará equilibrado en un estado de esfuerzos internos denotado como $\underline{\sigma}^0$. Por lo tanto, la condición de equilibrio para un elemento finito está dado por (Brinkgreve, 1994):

$$\int_V \underline{B} \underline{\sigma}^0 dV = \underline{Q}^0 \quad , \quad \int_V \underline{B} \underline{\sigma} dV = \underline{Q}^0 \quad (66)$$

Donde las fuerzas de cuerpo y las fuerzas externas están ensambladas en el vector Q . Ahora, al aplicar un decremento de los parámetros de resistencia, la gráfica de fluencia ($f = 0$) rotará como se muestra en la Figura N° 25. Obviamente los nuevos esfuerzos estarán en una nueva gráfica de fluencia debajo de la gráfica en esfuerzos $\underline{\sigma}^0$. Luego se define (Brinkgreve, 1994):

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}^0 + \Delta\underline{\sigma}^1 + \Delta\underline{\sigma}^2 \quad , \quad \Delta\underline{\sigma}^2 = \underline{D}(\Delta\underline{\varepsilon} - \Delta\underline{\varepsilon}^p) \quad (67)$$

Donde $\underline{\sigma}^0 + \Delta\underline{\sigma}^1$ es el punto más cercano de la proyección de $\underline{\sigma}^0$ en el nuevo gráfico de fluencia. Sustituyendo estos términos en la ecuación de equilibrio y usando $\underline{\varepsilon} = \underline{B}u$ (Brinkgreve, 1994):

$$\underline{K} \underline{\Delta}u = \underline{R}^0 + \underline{\Delta}R + \underline{P} \quad (68)$$

Donde \underline{K} es la matriz elástica de rigidez,

$$\underline{R}^0 = \underline{Q}^0 - \int_V \underline{B} \underline{\sigma}^0 dV = 0 \quad (69)$$

$$\underline{\Delta}R = \int_V \underline{B} \underline{\sigma}^1 dV \quad ; \quad \underline{P} = \int_V \underline{B} \underline{D} \Delta\underline{\varepsilon}^p dV \quad (70)$$

Luego de resolver la ecuación de equilibrio se obtiene un nuevo estado de esfuerzos. Este proceso es iterativo hasta que el estado de esfuerzos se plastifique, osea que haya solo deformaciones plásticas (Brinkgreve, 1994).

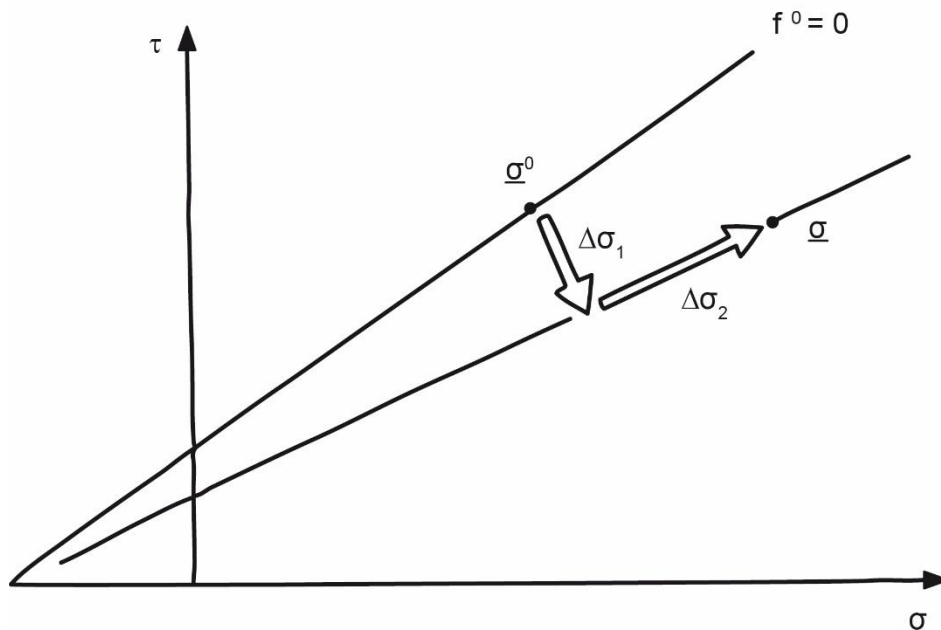


Figura N° 25 Reducción de resistencia.

Fuente: Brinkgreve, artículo "Non-linear finite element analysis of safety factors" durante la Séptima Conferencia Internacional en Métodos Computacionales Avanzados, 1991, Balkema.

El método de Reducción Paramétrica (*Phi/c reduction*) es una opción que se encuentra disponible en el software PLAXIS para el cálculo de factores de seguridad, de manera muy similar también está disponible en el software FLAC. El procedimiento "*Phi-c reduction*" consiste en reducir progresivamente los parámetros de resistencia $\tan \phi$ y c del suelo hasta que se produce la falla de la estructura. Sin embargo, la resistencia de los objetos estructurales como placas y anclajes no se modifica dentro de un cálculo del tipo "*Phi-c reduction*".

El multiplicador total $\sum M_{sf}$ se utiliza para definir el valor de los parámetros de resistencia del suelo en una etapa dada del análisis:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (71)$$

Al inicio del cálculo $\sum M_{sf}$ vale 1.0, con lo que todas las resistencias de los materiales se fijan en sus valores no reducidos.

El factor de seguridad viene dado por:

$$SF = \frac{\text{resistencia disponible}}{\text{resistencia en rotura}} = \text{valor de } \sum M_{sf} \text{ en rotura} \quad (72)$$

El procedimiento *Phi-c reduction* se parece al método de cálculo de factores de seguridad que se ha adoptado convencionalmente en los análisis de superficies de deslizamiento.

4.2 MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

Este método se basa en que la resistencia al corte del suelo se moviliza a lo largo de la superficie de ruptura. A continuación, se detalla el método pseudoestático, el método de simplificado de Bishop y el método riguroso de Spencer.

4.2.1 Método pseudoestático

Según Kramer (1996), a inicios de 1920, los análisis sísmicos en estructuras de suelo fueron analizados por métodos pseudoestáticos, en los cuales el efecto del sismo se representa por una constante de aceleración horizontal y/o vertical. La primera aplicación de un análisis sísmico es atribuida a Terzaghi (1950).

El análisis pseudoestático representa el efecto del sismo por una aceleración que reproduce la fuerza inercial F_h y F_v , que actúa a través del centroide de la masa de falla. (Figura N° 26). Las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas son (Kramer, 1996):

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (73)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (74)$$

Donde a_h y a_v es la aceleración horizontal y vertical respectivamente, k_h y k_v son los coeficientes pseudoestáticos y W es el peso del bloque de falla. La magnitud de la aceleración pseudoestática deberá ser el más severo.

Si resolvemos las fuerzas sobre la superficie de falla potencial, tenemos (Kramer, 1996):

$$FS = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Actuantes}} = \frac{c \times l_{ab} + [(W - F_v)\cos\beta - F_h\sin\beta]\tan\phi}{(W - F_v)\sin\beta + F_h\cos\beta} \quad (75)$$

Según Kramer, c y ϕ son los parámetros de resistencia del criterio Mohr-Coulomb que describe la resistencia al corte en un plano y l_{ab} es la longitud del plano de falla. A mayor fuerza horizontal pseudoestática, decrece el factor de seguridad, ya que esto reduce la fuerza resistente (para $\phi > 0$) e incrementa la fuerza desequilibradora. La fuerza pseudoestática vertical usualmente tiene menor influencia en el factor de seguridad, reduciéndola o incrementándola dependiendo de la dirección en la cual actúa. Usualmente los efectos de la aceleración vertical son despreciados en los análisis pseudoestáticos. La aproximación pseudoestática puede ser usada para evaluar los factores de seguridad para superficies de falla plana, circulares y no circulares (Kramer, 1996). Muchos programas comerciales disponen del análisis pseudoestático de equilibrio límite.

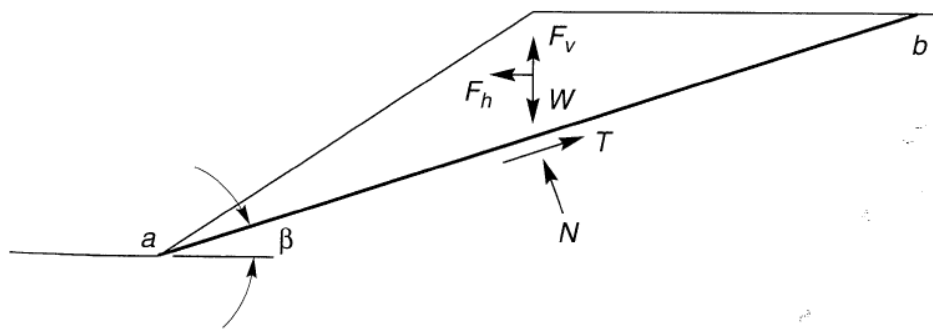


Figura N° 26: Fuerzas actuando en una cuña triangular de suelo sobre una falla planar en un análisis de estabilidad pseudoestático.

Fuente: Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, 1996.

Selección del Coeficiente Pseudoestático

Uno de los mayores problemas en este método es la elección del coeficiente sísmico. Un procedimiento es utilizar los coeficientes de la Tabla 07 donde se muestra el valor k_h para obtener un factor de seguridad mayor que 1 y la institución que recomienda tal consideración.

Tabla 07: Coeficientes sísmicos para análisis pseudoestáticos.

Kh	F.S.	Observaciones
0.10 g	> 1.0	Zona 3, Cuerpo de Ingenieros del Ejército US, 1982
0.15 g	> 1.0	Zona 4, Cuerpo de Ingenieros del Ejército US, 1982
0.15 g – 0.25 g	> 1.0	Japón
0.15 g	> 1.15	Seed, 1979. Con reducción de resistencia del 20%
½ de la aceleración máxima	> 1.0	Hynes-Griffin y Franklin, 1984 y una reducción de resistencia del 20 % para suelos con alta presión de poro.

Existen diversos métodos para analizar la estabilidad de muro de suelo reforzado con carga sísmica. Los análisis determinan fuerzas que deben ser resistidas por el refuerzo, estas fuerzas son asumidas como fuerzas de inercia horizontales; ejemplos de estos métodos son: análisis pseudoestático, método de franja horizontal (Shahgoli et al. 2001), método cinemático (Michalowski, 1998), método empírico (Jones 1985), entre otros. La norma FHWA-NHI-10-024 (2009) y diversos autores indican que las estructuras reforzadas presentan bastante resistencia a fuerzas sísmicas. Por otro lado, no hay suficientes mediciones en proyectos acerca del comportamiento de este tipo de estructuras bajo carga sísmica.

Existen además análisis sísmicos asociados a deformaciones, como el método de Newmark, cuya consideración es asumir un bloque rígido y recientemente el método semiempírico de Bray et al (2018) cuyas formulaciones se basan estadísticas determinadas en presas de suelo, desmonte y botaderos de minas, en determinadas zonas sísmica, brindan indicadores de las deformaciones, así como métodos propuestos para selección de coeficientes pseudoestáticos. Estas deformaciones remanentes deben ser menores a deformaciones tolerables que está relacionada con el comportamiento esperado para determinado fin, generalmente normados por estándares industriales, bajo filosofías ampliamente aceptadas. El más referente es la norma FHWA-NHI-10-024 y FHWA-NHI-10-025, que indica que el comportamiento crítico se producen en las juntas de los bloques del paramento frontal, limitando hasta una distorsión angular de 1/100, para paneles con juntas deslizantes, y distorsiones angulares según tipo de estructura contenida.

El riesgo de sufrir daños en su paramento frontal de paneles de concreto debido a deformaciones estáticas, que en la instalación se aminoran previendo algún desplome, y deformaciones sísmicas, está relacionada con máximas distorsiones angulares permitidas según funcionalidad. El desempeño del muro se puede estudiar con el método pseudoestático, que da un indicador crudo de la estabilidad, así como metodologías de diseño. El desempeño en condiciones sísmicas se viene estudiando por medio de ensayos de mesas vibratoras y métodos numéricos dinámicos.

4.2.2 Método simplificado de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, el cual asume las fuerzas verticales entre rebanadas como nulas, de acuerdo a la expresión:

$$FS = \frac{\sum [c'b + (W - ub)\tan\phi' / ma]}{\sum W \operatorname{sen}\alpha} \quad (76)$$

Donde:

$$ma = \operatorname{cos}\alpha \left(1 + \frac{(\tan\alpha)(\tan\phi)}{FS} \right)$$

b = Ancho de la dovela

W = Peso de cada dovela

c' , ϕ = Parámetros de resistencia del suelo

u = Presión de poros en cada dovela = $\gamma_w \times h_w$

α = Ángulo del radio y la vertical en cada dovela

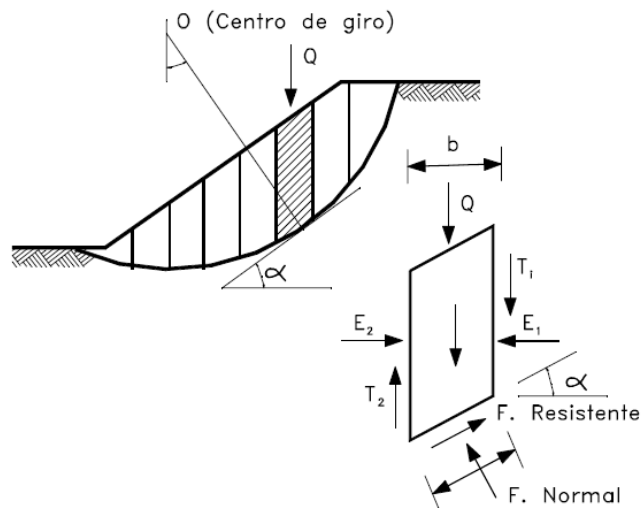


Figura N° 27: Fuerzas que actúan sobre una dovela.

Fuente: "Ingeniería del Terreno IngeoTer 5", Alber Michael, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Madrid, 2005.

4.2.3 Otros métodos

El método riguroso de Spenser fue desarrollado en el año 1967, este método supone que los resultantes de las fuerzas entre rebanadas tienen una inclinación constante a lo largo de todo el talud.

En los programas comerciales existen una gran variedad de métodos, al respecto es lógico que haya dudas de cual método emplear, por lo cual es recomendable obtener resultados por distintos métodos (según Olalla C. (1999), los resultados obtenidos defieren en un orden del 10 %). Fredlund (1984) proporciona la Tabla 08.

Tabla 08: Metodologías del análisis de Equilibrio Límite.

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de Momentos	Hipótesis
	1ª Dirección	2ª Dirección		
Fellenius	SI	NO	SI	Se desprecian las fuerzas entre rebanadas.
Bishop Simplificado	SI	NO	SI	Las fuerzas entre rebanadas son horizontales ($X_i = 0$).
Janbu Simplificado	SI	SI	NO	Las fuerzas entre rebanadas son horizontales ($X_i = 0$). Se añade un factor de corrección.
Spencer	SI	SI	SI	Las direcciones de las resultantes de las fuerzas entre rebanadas se definen mediante una función arbitraria $X_i/E_i = \lambda f(x)$ y se calcula λ para que $F_m = F_f$
Corps of Engineers	SI	SI	NO	Las direcciones de las resultantes de las fuerzas entre rebanadas se asumen paralelas a la superficie del talud o paralelas a la línea definida por los puntos de entrada y salida de la línea de deslizamiento en el terreno.

Fuente: "Ingeniería del Terreno IngeoTer 5", Alber Michael, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Madrid, 2015

4.3 ESTABILIDAD DE TALUDES DE SUELOS REFORZADOS

Según Duncan, los taludes reforzados pueden ser analizados usando los procedimientos típicos de taludes sin reforzar, incluyendo en el análisis las fuerzas del reforzamiento. Zornberg et al. (1998) han demostrado por medio de ensayos centrífugos que el análisis de equilibrio límite proporciona indicadores válidos del factor de seguridad y mecanismos de falla de taludes reforzados. Los análisis, que concuerdan bien con los resultados de sus ensayos, fueron realizados usando los valores picos de ϕ' en lugar del ángulo de fricción crítico del suelo de relleno (Duncan, 2005).

La magnitud requerida de refuerzo para conseguir un valor objetivo del factor de seguridad puede ser determinada realizando pruebas repetitivas, variando la magnitud de la fuerza hasta calcular el factor de seguridad que uno desee (Duncan, 2005).

4.3.1 Métodos de análisis para taludes reforzados

Hay 2 métodos para el análisis de equilibrio límite en taludes reforzados, usados en varios programas. Detallamos la definición dada por la firma Rocscience:

Refuerzo Activo

El factor de seguridad para un refuerzo activo es calculado de la siguiente manera:

$$FS = \frac{\text{fuerzas resistentes} + T_N \tan\phi}{\text{fuerzas actuantes} - T_S} \quad (77)$$

Donde T_N es la componente normal y T_S es la componente cortante, aplicada por el refuerzo en la superficie de deslizamiento.

La fuerza del Refuerzo Activo supone que actúa de tal manera que se reduzca la fuerza actuante en el cálculo del factor de seguridad. Los anclajes inyectados con lechadas, cables tensionados o pernos de rocas, que ejercen una fuerza sobre la masa deslizante antes de que ocurra cualquier movimiento, pueden ser considerados como Refuerzo Activo.

Refuerzo Pasivo

El factor de seguridad para un Refuerzo Pasivo es calculado de la siguiente manera:

$$FS = \frac{\text{fuerzas resistentes} + T_N \tan\phi + T_S}{\text{fuerzas actuantes}} \quad (78)$$

Por esta definición, se asume que el Refuerzo Pasivo incrementa la Fuerza Resistente en la ecuación del factor de seguridad (FS)

El "Soil Nail" y el geotextil, que solo desarrollan una fuerza resistente después que ocurra algún movimiento en el talud, podrán ser considerados como un Refuerzo Pasivo.

Es importante saber qué fuerza se deberá ingresar al elemento de refuerzo al momento de usar el método activo o pasivo.

4.3.2 Resistencia de arrancamiento

Duncan afirma que para desarrollar la capacidad a tensión, el reforzamiento deberá tener la suficiente resistencia de fricción en el suelo. La máxima resistencia posible (T_{PO}) es proporcional a la presión efectiva de sobrecarga. La pendiente de la curva que representa la variación de T_{PO} con la distancia puede ser expresada como:

$$\frac{dT_{PO}}{dL} = 2\gamma_s z \alpha F^* \quad (79)$$

Los valores de α y F^* recomendados por la FHWA (2000) son mostrados en la Tabla 09. Estos valores son estimaciones conservativas. Valores mayores se podrán utilizar si hay sustentos de ensayos de laboratorio, realizados en un refuerzo y suelo específico.

Si el espesor del relleno sobre el refuerzo es constante, la pendiente de la curva de arrancamiento es constante, y la resistencia al arrancamiento podrá ser expresada como (Duncan, 2005):

$$T_{PO} = 2\gamma Z \alpha F^* L_e \quad (80)$$

Donde:

L_e = Distancia desde el extremo del reforzamiento o longitud de empotramiento.

Tabla 09: Factores α y F^* de resistencia al arrancamiento (pullout).

Factor de resistencia al arrancamiento	Tipo de reforzamiento	Valor del factor
α	Geotextil	0.6
	Geomalla	0.8
	Tiras y mallas de acero	1.0
F^*	Geotextil	$0.67 \tan\phi$
	Geomalla	$0.8 \tan\phi$
	Tiras y mallas de acero	$1.0 \tan\phi$

Fuente: Duncan J. M., Wright S. G., "Soil Strength and Slope Stability", Primera Edición, New Jersey, 2005.

Mayores valores de F^* generalmente aplica a profundidades mayores de 6.0 m. Mayores valores de α y F^* podrán ser aplicados y podrán ser usados si hay sustento de ensayos realizados sobre suelo y refuerzo específico.

4.3.3 Daños de instalación y deterioro a largo plazo

En los Geotextiles y Geomallas el efecto de deformación a largo tiempo (creep), daños por instalación y deterioro a lo largo del tiempo puede ser evaluado usando la expresión (Duncan, 2005):

$$T_{lim} = \frac{T_{ult}}{(RF_{CR})(RF_{ID})(RF_D)} \quad (81)$$

Donde:

T_{lim} = Fuerza de tensión a largo plazo.

(RF_{CR}) = Factor de reducción de resistencia por deformación a largo tiempo (creep).

(RF_{ID}) = Factor de reducción por daños de instalación.

(RF_D) = Factor de reducción por deterioro en servicio.

Los valores de (RF_{CR}) , (RF_{ID}) y (RF_D) son recomendados por FHWA (Federal Highway Administration) y son dadas en la Tabla 10, para geotextiles y geomallas.

Las unidades de T_{lim} y T_{ult} son fuerza por unidad de longitud del refuerzo.

Tabla 10: Factores de reducción de resistencia a la tensión.

Reducción por	Factor	Polímero	Rango de valores
Deformación a largo tiempo (creep)	RF_{CR}	Poliéster	1.6 – 2.5
		Polipropileno	4.0 – 5.0
		Polietileno	2.6 – 5.0
Daños de instalación	RF_{ID}	Todo polímero	1.1 – 3.0
Deterioro en servicio	RF_D	Todo polímero	1.1 – 2.0

Fuente: Duncan J. M., Wright S. G., "Soil Strength and Slope Stability", Primera Edición, New Jersey, 2005.

Estos valores (FHWA, 2000) son aplicables para reforzamientos en suelos granulares con máximo tamaño de partícula de 19 mm, valores de pH de 4.5 a 9.0 y temperaturas en servicio menores de 30°

4.3.4 Rigidez del refuerzo

Según Duncan (2005), el material del refuerzo debe ser lo suficientemente rígido para que la fuerza del reforzamiento pueda desarrollarse sin excesivas deformaciones. El valor del T_{ult} no deberá exceder el producto del módulo secante con la deformación tolerable:

$$T_{ult} \leq E_{secante} \varepsilon_{tolerable} \quad (82)$$

Donde $E_{secante}$ es el módulo secante del reforzamiento para una deformación axial igual a $\varepsilon_{tolerable}$; y $\varepsilon_{tolerable}$ es la deformación del refuerzo del talud, de manera tal que sea tolerable y no exceda una deformación que genere una falla.

Además Duncan (2005) indica que los refuerzos de acero son a menudo llamados refuerzos inextensibles debido a que su rigidez es muy alta comparada con su resistencia de fluencia, posee un módulo de 500 a 1000 veces la resistencia de fluencia. La resistencia de fluencia del acero se moviliza a deformaciones de 0.1 a 0.2%, mucho menores que las deformaciones tolerables de las aplicaciones. En consecuencia la rigidez del refuerzo de acero nunca gobierna el valor de T_{lim} . Por otra parte, la rigidez para materiales de geosintéticos pueden ser lo suficientemente bajas, llegando a limitar el valor de T_{lim} , para aplicaciones donde la deformación tolerable es pequeña.

Como se muestra en la Figura N° 28, el $E_{secante}$ es la pendiente de una línea que inicia en el origen hasta un punto $T - \varepsilon$ de la curva donde la deformación es igual a la deformación tolerable ε .

Los valores de las deformaciones unitarias tolerables están basados en resultados de análisis de elementos finitos (Rowe and Soderman, 1985); y a la experiencia (Fowler, 1982; Christopher and Holtz, 1985; Haliburton et al., 1982; Bonaparte et al., 1987). Un resumen de las recomendaciones de las publicaciones se muestra en la Tabla 11.

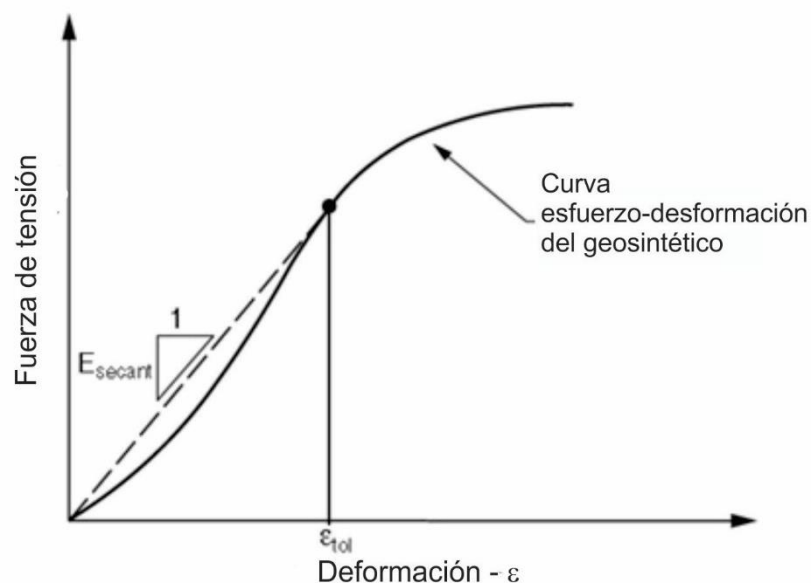


Figura N° 28: Obtención del módulo $E_{secante}$ para refuerzo de geosintético.

Fuente: Duncan J. M., Wright S. G., "Soil Strength and Slope Stability", Primera Edición, New Jersey, 2005.

Tabla 11: Deformación tolerable de taludes y terraplenes reforzados.

Aplicación	ε (%)
Muro de suelo reforzado	10
Talud o terraplén reforzado sobre cimentación firme	10
Terraplén reforzado sobre arcilla no sensitiva, deformación moderada en la cresta tolerable.	10
Terraplén reforzado sobre arcilla no sensitiva, deformación moderada en la cresta no tolerable.	5-6
Terraplén reforzado sobre arcilla altamente sensitiva.	2-3

Fuente: Compilado de Fowler (1982), Christopher and Holtz (1985), Haliburton et al. (1982), Rowe and Soderman (1985), y Bonaparte et al. (1987)

CAPÍTULO V: APLICACIÓN DE UN MURO DE SUELO REFORZADO

5.1 INTRODUCCIÓN

El muro de suelo reforzado que se analiza en la presente aplicación posee paneles de concreto prefabricado en su paramento frontal y refuerzos de cintas de poliéster que se enganchan a los paneles de concreto. Los refuerzos se colocan cada 0.30 m y 0.60 m de espaciamiento vertical.

En la zona donde se ubica el muro se ha realizado programas de investigación geotécnica y geofísica, con el fin de determinar las características geotécnicas del suelo. El perfil estratigráfico se ha determinado indirectamente por medio de exploraciones geofísicas, determinándose asimismo parámetros elásticos de los estratos inferidos. Los trabajos de exploraciones geotécnicas y geofísicas, y ensayos de laboratorio fueron realizados por un tercero, que se muestran en los anexos A, B y D.

Luego de los trabajos de campo, se han realizado ensayos de laboratorio de las muestras de suelo provenientes del subsuelo de fundación y del material que conformará el muro. El material que conforma el suelo de fundación es coluvial y gravoso. Los ensayos de laboratorio están limitados por el tamaño de las partículas, debido a que el suelo de fundación posee tamaños de partículas mayores a los tamaños máximos de las muestras ensayadas en laboratorio.

Las cintas de refuerzo y los paneles de concreto prefabricado poseen propiedades mecánicas determinadas en ensayos de laboratorio por el fabricante.

Se realizó un análisis numérico por medio del método de elementos finitos mediante el software Plaxis, modelando el suelo mediante los modelos constitutivos de Hardening Soil y Mohr Coulomb. Para conocer la variación entre los resultados del modelamiento numérico y del real comportamiento del muro, se contrastó los asentamientos calculados y asentamientos medidos durante el proceso constructivo y finalmente, se realizó una calibración numérica, corrigiendo así el modelo numérico.

Primeramente, se detallará el proceso constructivo de la estructura analizada, luego se realizará un análisis de esfuerzos y deformaciones con la técnica de Elementos Finitos, un análisis de estabilidad por el método de Equilibrio Límite y

Reducción Paramétrica, con el fin de interpretar el FS (factor de seguridad), resultante, y finalmente se realizará la calibración del modelo numérico.

5.2 MÉTODO CONSTRUCTIVO

5.2.1 Preparación del subsuelo

Esta etapa consiste en remover el material no adecuado del área donde será ocupado por la estructura de contención. Todos los materiales orgánicos, vegetación y otros materiales inadecuados deberán ser eliminados. La subrasante deberá ser compactada.

En áreas inadecuadas, los métodos de mejoramiento podrán ser realizados antes de la construcción del muro, como la excavación y reemplazo, compactación dinámica, columna de grava, drenes verticales, etc.

5.2.2 Colocación de soleras

El propósito de la solera es servir como una guía para el montaje de los paneles y no como una cimentación de soporte.

5.2.3 Montaje de la primera fila de paneles sobre la solera

La primera fila de paneles deberá estar arriostrada para mantener estabilidad y alineamiento. Las siguientes filas de paneles son simplemente apoyados y se encajan sobre paneles adyacentes. El montaje de paneles y colocación de relleno deberá efectuarse simultáneamente.

En la Figura N° 29 se muestra la colocación de la primera fila de paneles de concreto.

5.2.4 Colocación y compactación de la primera capa de relleno

El relleno deberá ser compactado a la densidad especificada, usualmente entre 95% al 100% de la máxima densidad con el óptimo contenido de humedad. Las capas de relleno del muro reforzado no deberán exceder 300 mm. Los espesores de relleno deberán controlarse basado en los requerimientos de las especificaciones y en la distribución vertical de los elementos de refuerzo. El relleno compactado deberá estar nivelado para que los refuerzos se apoyen completamente sobre el relleno.

En la Figura N° 30 se muestra la colocación del relleno seleccionado.



Figura N° 29: Colocación de la primera fila de paneles de concreto sobre solera.

Fuente: <https://reinforcedearth.com/content/uploads/2019/05/RE-Rectangular-Panel-Construction-Manual-v2019.1.pdf>



Figura N° 30: Colocación del relleno seleccionado.

Fuente: FHWA-NHI-10-024 FHWA GEC 011-Vol I, "Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I", Washington, D.C., 2009.

5.2.5 Colocación de la primera capa de elementos de refuerzo

El refuerzo será colocado y conectado a los paneles, cuando el relleno compactado haya alcanzado el nivel de la conexión. El refuerzo es generalmente colocado perpendicularmente al paramento frontal.



Figura N° 31: Colocación elementos de refuerzo.

5.3 GEOMETRÍA

El muro reforzado tiene una altura de 26.0 metros (sobre el nivel de rasante) y un ancho de 25.0 m (desde el paramento frontal hasta 25 m detrás del paramento). Sobre la cima del muro hay un talud de 37° de pendiente, el talud tiene una altura de 12.2 metros desde la cima del muro. El muro contiene una plataforma sobre la cual circulan vehículos pesados de mina. El muro se empotra 3.0 metros debajo del nivel de rasante, cimentándose sobre un suelo gravoso.

Las cintas de refuerzo del muro tienen una longitud igual al espesor del muro (25.0 metros) y están colocadas sobre capas de 0.30 ó 0.60 m de espesor. Estas tienen 100 kN de resistencia y se enganchan a los paneles de concreto prefabricado.

La distribución de las cintas de refuerzo en el muro, tienen una mayor densidad en la base del muro y disminuyen con la altura del muro. En el siguiente cuadro se detalla la distribución de las cintas de acuerdo con la altura del muro.

Tabla 12: Distribución de cintas de refuerzo.

Cota (*) (m)	Nº de cintas de refuerzo (und/m)	Espaciamento vertical (m)	Resistencia del Refuerzo (1 cinta) (kN)
[-3.00 – 2.30]	3.56	0.30	100
<2.30 – 7.90]	2.67	0.30	100
<7.90 – 17.90]	2.67	0.60	100
<17.90 – 26.00]	1.78	0.60	100

(*) La cota 0.00 corresponde al nivel de rasante. El muro tiene una altura de 26.0 m desde el nivel de rasante y un empotramiento de 3.0 m desde el nivel de rasante.

En la Tabla 13 se observa las características principales del muro, ya explicadas anteriormente. En la Figura N° 32 se aprecia una sección transversal del muro de suelo reforzado.

Tabla 13: Características principales del muro de suelo reforzado.

Parámetros Geométricos	Valores
Altura vertical del muro, H (m)	26.00
Ángulo de la cara del muro	90 °
Ángulo del relleno contenido	37°
Tipo de refuerzo del muro	Geostrap 9
Modelo del material de refuerzo	Elástico
Longitud del refuerzo (m)	25.00 m
Inclinación horizontal del refuerzo (°)	0.00
Espaciamento vertical de refuerzo (m)	0.30 – 0.60

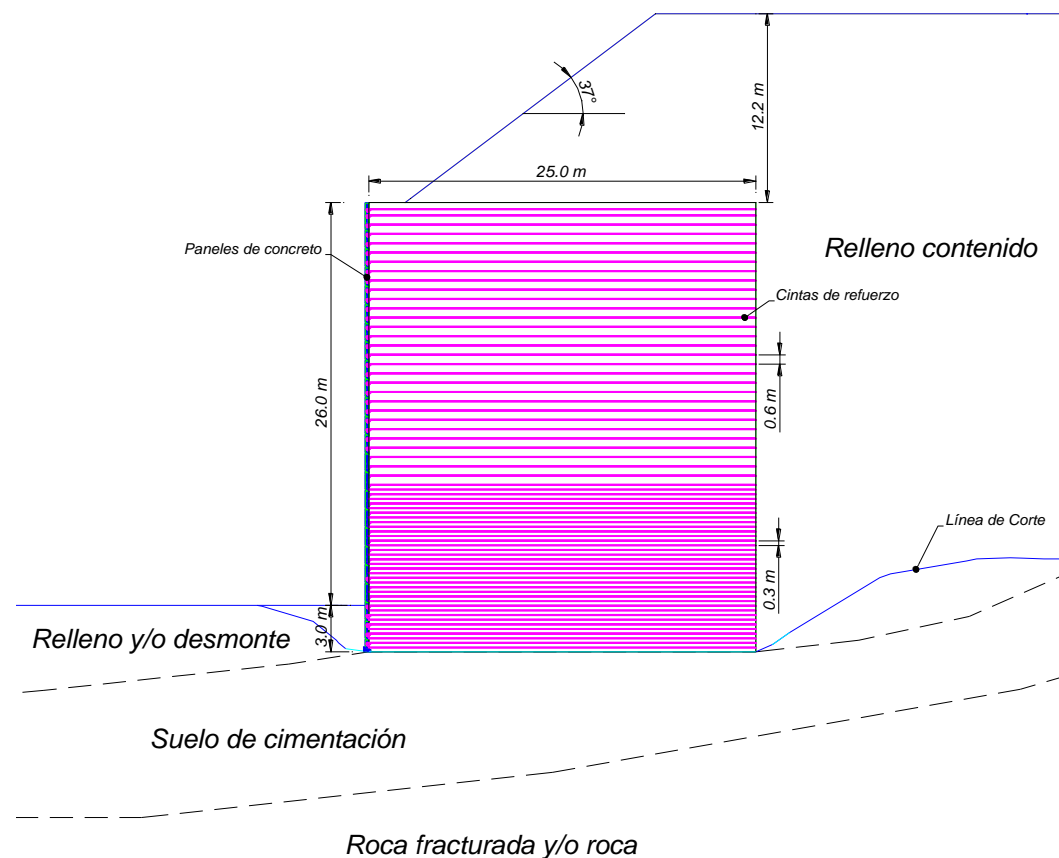


Figura N° 32: Sección transversal de muro de suelo reforzado de gran altura.

5.4 ENSAYOS GEOTÉCNICOS Y GEOFÍSICOS

5.4.1 Ensayos geotécnicos

Para el análisis numérico del muro de suelo reforzado se requiere parámetros que se obtienen de ensayos de laboratorio de muestras representativas, obtenidas del suelo de cimentación y del relleno estructural.

A continuación se describen los ensayos y las normas de la American Society for Testing and Material (ASTM) consideradas para el desarrollo de ensayos de laboratorio:

Suelo de cimentación:

01 Ensayo de densidad natural	ASTM D-1556
01 Clasificación SUCS	ASTM D-422

01 Clasificación SUCS del espécimen del ensayo.	ASTM D-422
01 Ensayo triaxial UU de diámetro de 4"	ASTM D-2850
01 Ensayo triaxial CU de diámetro de 4"	ASTM D-4767

Relleno estructural

01 Ensayo de clasificación SUCS	ASTM D-422
01 Ensayo de proctor modificado	ASTM D-1557
01 Ensayo de CBR	ASTM D-1883
01 Clasificación SUCS del espécimen del ensayo.	ASTM D-422
01 Ensayo triaxial UU D=4"	ASTM D-2850
01 Ensayo triaxial CU D=4"	ASTM D-4767

En la Tabla 14 se muestran los ensayos estándares; en la Tabla 15, los resultados de los ensayos especiales triaxial UU y CU; en la Tabla 16, el resultado del ensayo especial de proctor modificado; en la Tabla 17, el ensayo especial de CBR. Los registros de los ensayos se pueden observar en el Anexo A.

Tabla 14: Resultados de los ensayos estándares de Mecánica de Suelos

Denominación	Tamaño	Muestra	Ensayos Estándar							
			Clasificación SUCS	W	LL	LP	IP	Grava	Arena	Fino
				(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
Suelo de cimentación	Menor al tamiz 3"	M-1	GC	7.7	33	20	13	49.9	32.6	17.5
	Menor al tamiz 3/4"	M-1	SC		34	18	16	23.4	47.2	29.4
Relleno estructural	Menor al tamiz 3"	M-3	GP-GC	5.4	36	19	17	72.9	18.0	9.1
	Menor al tamiz 3/4"	M-3	SC		37	19	18	37.1	40.4	22.5

Donde:

W : Contenido de humedad

LL : Límite líquido

LP : Límite plástico

IP : Índice plástico

Tabla 15: Resultados de ensayos especiales – Triaxial UU y Triaxial CU

Denominación	Muestra	SUCS	Contenido de humedad (%)	Densidad seca (g/cm ²) que pasa el tamiz N° 3/4"	Triaxial UU Diámetro=4"		Triaxial CU Diámetro=4"			
					<i>c</i> (kPa)	ϕ (°)	<i>c</i> (kPa)	ϕ (°)	<i>c'</i> (kPa)	ϕ' (°)
Suelo de Cimentación	M-1	GC	12.0	1.554	8.7	16	2.0	14.6	0.0	35.2
Relleno estructural	M-3	GP-GC	8.9	1.971	115.0	31.3	58.0	29.0	0.0	45.0

Nota: Los parámetros de resistencia efectivos se estimaron de los resultados de ensayos triaxiales, tomando en consideración limitaciones como tamaño de partícula y muestra ensayada.

Tabla 16: Resultados de ensayos especiales – Proctor Modificado

Denominación	Muestra	SUCS	MDS (g/cm ³)	OCH (%)	MDS Corregida (g/cm ³)	OCH Corregida (%)
Relleno estructural	M-3	GP-GC	2.075	8.9	2.221	6.2

Donde:

MDS : Máxima densidad seca

OCH : Óptimo contenido de humedad

Tabla 17: Resultados de ensayos especiales – CBR

Denominación	Muestra	SUCS	MDS (g/cm ³)	CBR% (95% MDS)
Relleno Estructural	M-03	GP-GC	2.075	38

Donde:

MDS : Máxima densidad seca

CBR : California Bearing Ratio

5.4.2 Ensayos geofísicos

Los ensayos geofísicos sísmicos tienen como objetivo determinar la velocidad de propagación de las ondas P (V_p) y ondas S (V_s) del terreno en el área de estudio, mediante ensayos de refracción sísmica superficial, los cuales permiten determinar perfiles sísmicos de ondas P (V_p), y mediante los ensayos MASW (Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal), los que permiten obtener perfiles unidimensionales de ondas S (V_s). La información proporcionada es de gran utilidad para determinar en forma indirecta los espesores y las características estratigráficas de los suelos que se encuentran a diferentes profundidades en el área de estudio.

Los ensayos de refracción sísmica y medición de ondas superficiales en arreglos multicanales (MASW) consisten en generar ondas vibratorias en la superficie del terreno y registrar a distancias variables el arribo de las ondas compresionales (Ondas P) y de las ondas de corte (Ondas S), respectivamente, con las cuales se determinan los cambios de velocidades a lo largo de los contactos.

A continuación se describen las interpretaciones de los ensayos geofísicos de refracción sísmica y MASW, ejecutados sobre el subsuelo de fundación del muro analizado:

Perfil Sísmico Líneas LS-03

Este perfil está conformado por la línea sísmica LS-03 de 75 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico I-F el cual muestra la presencia de dos estratos sísmicos, el primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 300 y 700 m/s, con un espesor variable de 0.8 m a 7.5 m. Estratigráficamente está conformado por un material de desmonte de mina medianamente compacto.

El segundo estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 700 y 1200 m/s, incrementándose con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a un suelo medianamente denso.

El registro de la onda sísmica, la dromocrónicas y el perfil sísmico de esta línea se presenta en el Anexo B.

Sondaje MASW-02

El sondaje corresponde al ensayo MASW-02 de 89 m de longitud, paralelo a la línea de refracción sísmica LS-03. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 30 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 355 y 380 m/s, hasta una profundidad de 4.0 m. Estratigráficamente está conformado por un material de desmonte de mina medianamente compacto.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 465 y 520 m/s, hasta una profundidad de 9.1 m. Estratigráficamente está conformado por un suelo medianamente denso.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 600 y 960 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a un suelo muy denso o roca fracturada.

El registro de la onda sísmica, la curva de dispersión y el perfil unidimensional del sondaje se presenta en el Anexo B.

Mediante los ensayos geofísicos se determinan los parámetros dinámicos de los diferentes estratos inferidos. Los parámetros dinámicos se muestran en la Tabla 18.

En la teoría de elasticidad de las ondas sísmicas (Kramer, 1996), la velocidad de las ondas P y S se representan en forma de ecuación de movimiento, para un cuerpo elástico isotrópico de la siguiente manera:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda_0 + 2\mu_0}{\rho}} \qquad v_s = \sqrt{\frac{\mu_0}{\rho}} \qquad (83)$$

Relacionando las velocidades de ondas de corte, ondas de compresión y la densidad de los materiales por donde se propagan las ondas se pueden obtener los siguientes parámetros dinámicos:

Relación de Poisson (ν):

$$\nu = \frac{(V_s/V_s)^2 - 2}{2(V_s/V_s)^2 - 2} \quad (84)$$

Módulo de Young (E):

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (85)$$

Módulo de Corte (G_{max}):

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (86)$$

Tabla 18: Parámetros elásticos y “estáticos”.

Suelo	Prof. (m)	Espesor del estrato	Vs (m/s)	ρ (tonf/m ³)	μ (Poisson)	G _{máx} (Tonf/m ²)	E _{máx} (Tonf/m ²)	E=0.1*E _{máx} (Tonf/m ²)
Desmonte de Mina Medianament e Compacto	2	4.0	340	1.80	0.35	21200	57300	5700
Suelo Medianament e Denso	6	5.0	420	1.90	0.33	34200	90900	9000
Suelo Muy Denso o Roca Fracturada	12	-	630	2.00	0.25	8100	202300	20200

5.5 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

Antes de definir los parámetros de resistencia se identifica los diferentes tipos de suelos que se involucran en los análisis numéricos.

El subsuelo de fundación está conformado por los siguientes estratos de suelos:

- ❖ Relleno y/o desmonte.
- ❖ Suelo de cimentación.
- ❖ Roca fracturada y/o roca.

Los suelos de relleno son los materiales que se utilizan para construir el muro y el material que se deposita detrás de él. Se presentan los siguientes suelos de relleno:

- ❖ Relleno estructural.
- ❖ Relleno contenido.

5.5.1 Parámetros de resistencia

El comportamiento de los materiales a largo plazo es drenado, debido a que no hay presión de poros que reste resistencia.

El **suelo de cimentación** es **GC** (grava arcillosa), posee una determinada humedad, porosidad y grado de saturación, al estar sometido a una carga que causa deformaciones volumétricas, se producirá un incremento de la humedad y del grado de saturación; las presiones de poro se disiparán al transcurrir el tiempo comportándose de esta manera el suelo como un material drenado.

El **relleno estructural y relleno contenido** está conformado por un suelo **GP-GC**, su comportamiento a largo plazo será drenado; además el material gravoso con bajo contenido de humedad no producirá presiones de poro cuando se produzca deformaciones volumétricas.

Los materiales en las condiciones iniciales no están saturados, por lo que el comportamiento de resistencia del material no es precisamente aquel que se obtiene de ensayos triaxiales en condiciones drenadas y saturadas. En el caso del material gravoso (GP-GC) de baja humedad, es más próximo usar parámetros de

resistencia del triaxial UU, ya que este ensayo triaxial UU se realizó a un material no saturado y no drenado que tiene una densidad y humedad similar a la del campo; adicionalmente estos parámetros son también conservativos ya que los parámetros de resistencia totales son menores a los efectivos. En el caso de la grava arcillosa (GC), en condiciones iniciales es probable que se produzca un incremento del grado de saturación, debido a deformaciones volumétricas, que produzca presión de poro. Por ello es más cercano utilizar parámetros de resistencia totales, obtenidos del ensayo triaxial drenado CD. En ausencia de este se debe usar los parámetros de resistencia totales obtenida por medio del ensayo triaxial CU, que teóricamente son cercanos a los parámetros de resistencia efectiva del ensayo triaxial CD.

Los ensayos triaxiales se realizan en muestras de suelo representativas, con un tamaño máximo de 3/4" (probeta de 4"). En el caso del suelo gravoso de relleno la granulometría de la muestra de **campo es GP-GC** y de la muestra de suelo ensayado es SC; se observa una fuerte variación de los porcentajes de gravas arenas y finos, debido a ello los parámetros a usar en este tipo de suelos serán lo bastante coherente según literatura técnica. En el caso del suelo gravoso arcilloso, la granulometría de la muestra de suelo de campo es **GC** y la muestra de suelo ensayado es SC; hay moderadas variaciones de los porcentajes de gravas, arenas y finos, por ende, los valores de resistencia serán seleccionados de acuerdo a los ensayos de laboratorio y literatura técnica.

5.5.2 Parámetros de rigidez

Los modelos de Hardening Soil y Mohr Coulomb utilizan los módulos de elasticidad en condiciones drenadas.

El módulo de elasticidad varía de acuerdo con diversas condiciones como el grado de confinamiento, saturación, formas de partículas, etc. También es evidente que hay diferencias de los módulos obtenidos por medio de ensayos geofísicos, reducidos en un porcentaje, y los obtenidos de ensayos triaxiales. En el suelo **GC** el módulo obtenido por medio del ensayo triaxial no drenado, con una presión de confinamiento de 1.0 kg/cm² (profundidad de 10 m aproximado), es de 1700 ton/m²; y en el obtenido por ensayos geofísicos es de 20000 ton/m², existiendo mucha diferencia. Teniendo mayor confiabilidad en los ensayos geofísicos, la magnitud del módulo de elasticidad que se usa es el obtenido por medio de

ensayos geofísicos en concordancia con los de laboratorio. En el relleno estructural gravoso **GP-GC** se usa el módulo de elasticidad obtenido por medio del ensayo triaxial CU.

Para correlacionar los módulos de ensayos triaxiales drenados y no drenados se usa la siguiente expresión:

$$E_u = \frac{3}{2(1 + \bar{\mu})} E \quad (87)$$

Donde E_u y $\bar{\mu}$ es el módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson en condiciones no drenadas y E es el módulo de elasticidad en condiciones drenadas.

5.5.3 Suelos

Se han identificado por medio de ensayos geofísicos 03 estratos del subsuelo de fundación, conformado por un suelo denominado **relleno y/o desmonte** gravoso seguido de un estrato de **suelo de cimentación** y un estrato de **roca fracturada**. Se ha identificado como materiales de relleno seleccionado los que denominaremos **relleno estructural** y **relleno contenido**. Para modelar el suelo se usarán los modelos constitutivos de Mohr Coulomb y Hardening Soil implementados en el software Plaxis.

Los parámetros de los modelos constitutivos se determinaron a partir de los resultados de ensayos de laboratorio que muestran en el Anexo A y al criterio geotécnico. La calibración de los parámetros de los modelos constitutivos se muestra en el Anexo B.

Adicionalmente algunos parámetros de rigidez de los modelos constitutivos se han determinado a través de ensayos geofísicos.

En el Anexo C se muestran la calibración de parámetros y sus respectivas gráficas de esfuerzo desviador y deformación axial. No se presentan las gráficas de esfuerzo desviador versus deformación volumétrica, debido a que no se cuenta con ensayos triaxiales drenados en los que se hayan medido las deformaciones volumétricas.

A continuación, se describen las características más importantes de los suelos que conforman el muro de suelo reforzado.

Roca fracturada

Según parámetros geofísicos mostrados en la Tabla 18 este estrato es llamado Suelo Muy Denso o Roca Fracturada, a 12.00 m de profundidad posee una velocidad promedio de ondas de corte de 630 m/s y un módulo “estático” de 202000 kPa (10% E_{max}) y 40400 kPa (20% E_{max}), se ha estimado un coeficiente de Poisson de 0.25. El estrato correspondería a un suelo muy denso y/o roca fracturada presentando una elevada rigidez.

En vista de que no se cuenta con alguna perforación en la zona y ensayos de laboratorio del estrato, se ha asumido parámetros de acuerdo con la literatura técnica (ver Tabla 19). De acuerdo con el criterio de falla de Mohr Coulomb y asumiendo una roca de calidad intermedia tipo III, según la clasificación RMR, se ha adoptado los parámetros siguientes:

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 250 \text{ kPa}$$

Tabla 19: Valores de c y ϕ del macizo rocoso según su calidad.

Clase de roca	I	II	III	IV	V
RMR	> 80	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 20
Cohesión (MPa)	> 0.4	0.3 – 0.4	0.2 – 0.3	0.1 – 0.2	< 0.1
Ángulo de Fricción Interna	> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°

Fuente: Bieniawski (1979)

Suelo de cimentación

Los parámetros resistentes del suelo se han obtenido a través de exploraciones geotécnicas y ensayos de laboratorio. Los parámetros elásticos se obtienen a través de ensayos geofísicos y ensayos de laboratorio.

El suelo natural según la clasificación SUCS es una grava arcillosa GC; su granulometría es: grava = 49.9 %, arena = 32.6 %, finos = 17.5 %. Los límites de Atterberg que presenta son: LL = 33 %, LP = 20 % y IP = 13 %.

El estrato es denominado según la Tabla 18 “Suelo Medianamente Denso”, posee un módulo “estático” (10% E_{max}) obtenido por medio de ensayos geofísicos de 90000 kPa, de acuerdo con la literatura técnica se estima un coeficiente de Poisson de 0.35.

El módulo de elasticidad que se obtiene por medio del ensayo triaxial CU, bajo una presión de confinamiento de 400 kPa se tiene un valor de 21000 kPa, para una presión de confinamiento de 700 kPa, se ha determinado un módulo de elasticidad de 64000 kPa.

Según el criterio de falla de Mohr Coulomb el suelo posee los siguientes parámetros efectivos:

$$\phi' = 33^\circ$$

$$c' = 10 \text{ kPa}$$

Relleno y/o desmonte

Los parámetros de resistencia del suelo se infieren según la literatura técnica. Los parámetros elásticos se obtienen de los ensayos geofísicos.

El estrato según la Tabla 18 es denominado “Desmonte de Mina Medianamente Compacto”, posee un módulo “estático” de 57000 kPa y un coeficiente de Poisson de 0.35. Según el criterio de falla de Mohr Coulomb se ha estimado los siguientes parámetros efectivos.

$$\phi' = 30^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

Relleno estructural

Este material es un relleno estructural seleccionado, que generalmente tiene que cumplir requisitos mínimos de gradación, plasticidad y contenido de finos. Los parámetros de resistencia se hallaron por medio de ensayos de laboratorio y los parámetros de elasticidad se estimaron según los ensayos de laboratorio.

El valor de CBR del material de relleno estructural a un 95%, de la máxima densidad seca, es de 41 %. Según Moreover, Powell et. al (1984) propusieron la correlación $E = 17.6 \text{ CBR}^{0.64} \text{ MPa}$, el módulo de elasticidad calculado mediante esta correlación es de 190000 kPa.

El valor del módulo de elasticidad obtenido a través del ensayo triaxial CU, a una presión de confinamiento de 400 kPa, es de 70000 kPa. Para una presión de confinamiento de 600 kPa, en el ensayo triaxial CU, se ha estimado un módulo de elasticidad de 81000 kPa.

Los parámetros de resistencia cortante estimados según el criterio de falla de Mohr Coulomb son los siguientes:

$$\phi' = 37^\circ$$

$$c' = 20 \text{ kPa}$$

Relleno contenido

El relleno contenido es el material que se encuentra detrás del muro. El material es de característica similar al Relleno de Muro.

El suelo del muro reforzado y el relleno se pueden modelar con los modelos constitutivos de Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil (HS), Para el caso del modelo Mohr Coulomb se muestra la sectorización en la Figura N° 33.

En la Figura N° 34 y Figura N° 35 se muestra la diferencia de modelar los sectores mediante MC y HS.

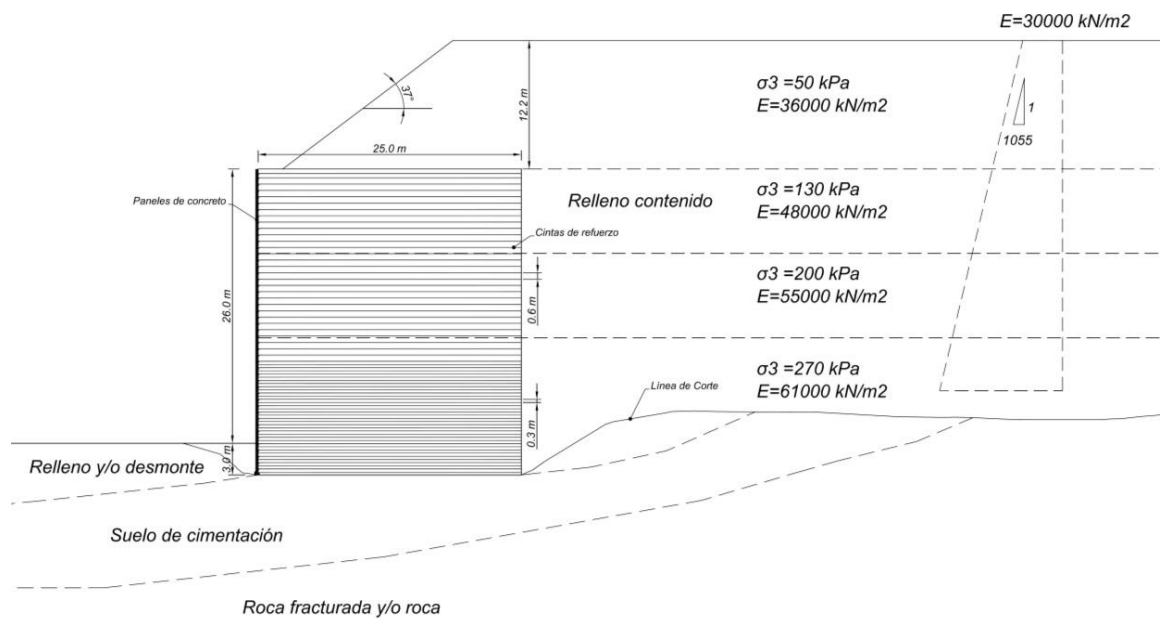


Figura N° 33: Parámetros de rigidez del muro, presentado en 4 capas y rigidez variable con la profundidad.

El resumen de los parámetros determinados para cada modelo constitutivo se muestra en la Tabla 20 y Tabla 21, para los modelos MC y HS respectivamente.

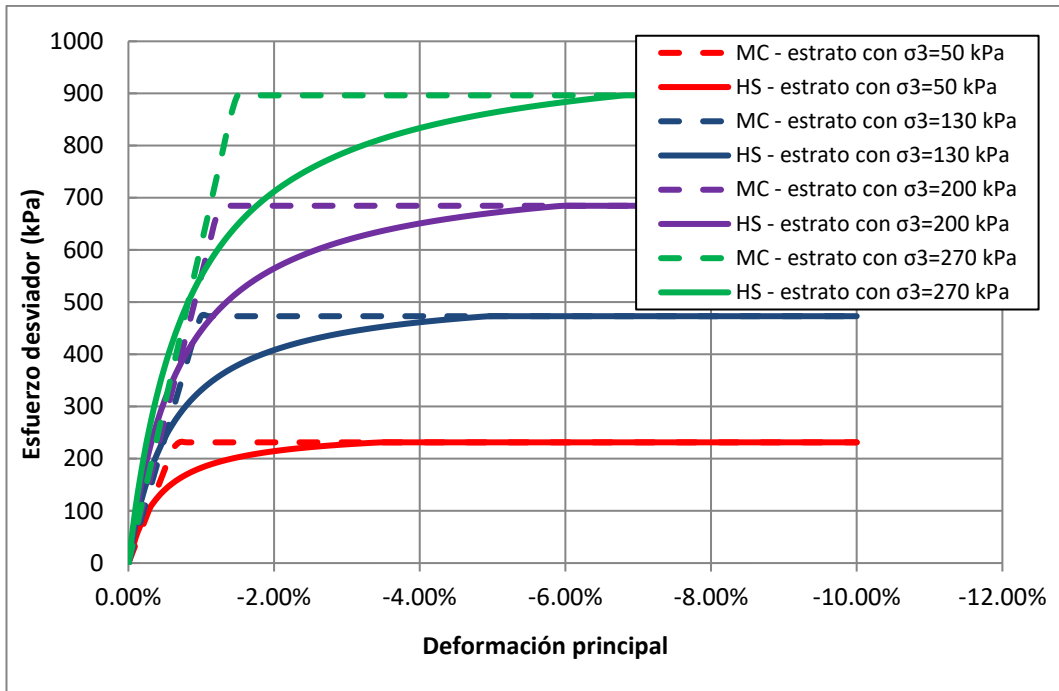


Figura N° 34: Equivalencias de los modelos Mohr Coulomb y Hardening Soil – esfuerzo desviador vs deformación.

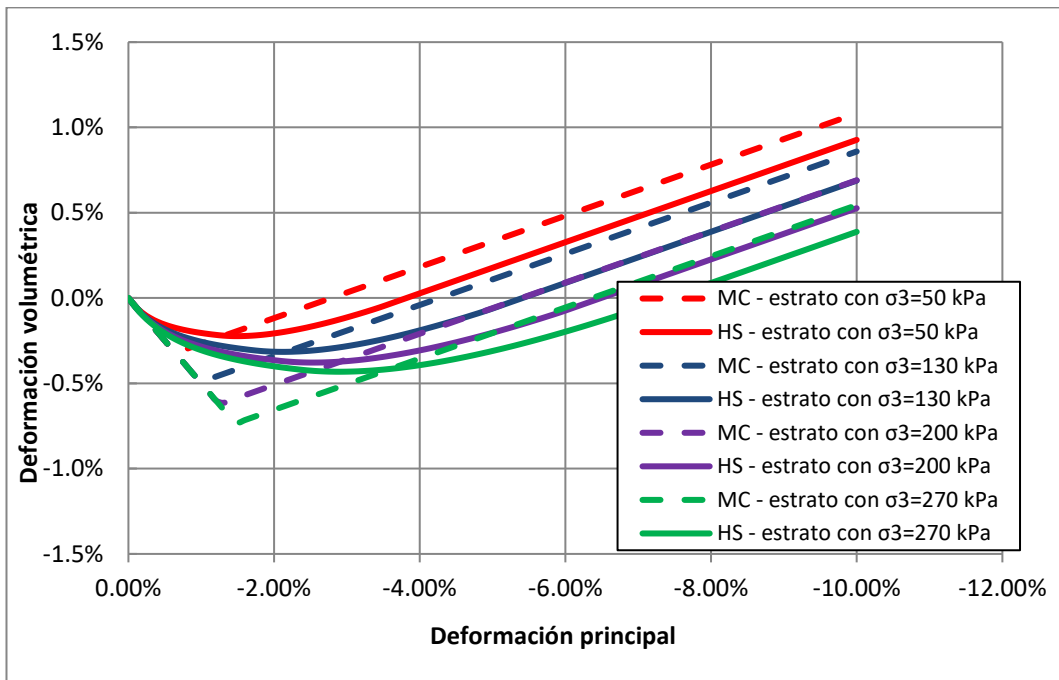


Figura N° 35: Equivalencias de los modelos Mohr Coulomb y Hardening Soil – deformación volumétrica versus deformación principal.

Tabla 20: Parámetros del modelo Mohr-Coulomb.

Símbolo	Roca fracturada y/o roca	Relleno y/o desmonte	Suelo de cimentación	Relleno estructural	Relleno contenido	Unidades
γ_{dry}	24	18	19	20	20	kN/m ³
γ_{wet}	24	18	19	20	20	kN/m ³
E	350000	30000	90000	36000 ^(*) 48000 ^(*) 55000 ^(*) 61000 ^(*)	36000 ^(*) 48000 ^(*) 55000 ^(*) 61000 ^(*)	kPa
ν	0.25	0.35	0.35	0.25	0.25	-
c	250	0	10	20	20	kPa
ϕ	35	30	33	37	37	°
ψ	0	0	0	4	4	°

(*) Parámetros de rigidez de acuerdo a la Figura N° 34 y Figura N° 35.

Fuente: elaboración propia.

Tabla 21: Valores de Parámetros del modelo Hardening Soil.

Símbolo	Relleno estructural	Relleno contenido	Unidades
γ_{dry}	20	20	kN/m ³
γ_{wet}	20	20	kN/m ³
c'	0	0	kPa
ϕ'	37	37	°
ψ	4	4	°
R_f	0.9	0.9	0.0
p^{ref}	100	100	kPa

Símbolo	Relleno estructural	Relleno contenido	Unidades
E_{50}^{ref}	44000	44000	kPa
E_{oed}^{ref}	44000	44000	kPa
E_{ur}^{ref}	88000	88000	kPa
m	0.500	0.500	-
v_{ur}	0.25	0.25	-
K_0^{nc}	0.398	0.398	-

5.5.4 Paramento frontal

El muro posee paneles de concreto caravista, de resistencia $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, para su modelamiento en PLAXIS se usó elementos *plates*.

Los paneles de concreto son de dimensiones de 1.12x2.23 m y de espesor de 22.5 cm. En la Tabla 22 se resume las propiedades por metro lineal que se ingresan al programa PLAXIS y en la Figura N° 36 se muestra el montaje de estos paneles en un muro de suelo reforzado.

Tabla 22: Parámetros de muro de suelo reforzado para 1 metro de ancho

Área (m ²)	Peso kN/m	Inercia (m ⁴)	Módulo de Young (MPa)	EA kN	EI kN*m ²
0.225	6	9.49E-4	27529	6.19+06	2.64E+04



Figura N° 36: Colocación de paneles de concreto durante la construcción de un muro de suelo reforzado.

5.5.5 Refuerzos

La cinta de refuerzo es un geosintético fabricado a partir de fibras de poliéster de alta tenacidad, agrupados en pequeños canales revestidos con polietileno.

En la Figura N° 37 se muestra una fotografía del tipo de refuerzo utilizado. En la Tabla 23 se detalla características técnicas del tipo de refuerzo.



Figura N° 37: Detalle de rollo de refuerzo

Fuente: Especificación Técnica del producto GEOSTRAP 9, Tierra Armada

Tabla 23: Tipos de refuerzos usados.

Tipo	Ancho	Resistencia
	mm	kN
75	90	75
100	90	100

Fibras de poliéster (PET) **Polietileno de baja densidad (LDPE)**

Fuente: Especificación Técnica del producto GEOSTRAP 9, Tierra Armada

En la Figura N° 38 se muestra la relación fuerza-desplazamiento de un espécimen de 100 mm de largo y 360 mm² de área. Se observa que de 2.0 % a 5.0 % de deformación axial el refuerzo resiste casi a un mismo esfuerzo al aumentar su deformación. A partir de 5% el refuerzo desarrolla un incremento de esfuerzo en

la misma proporción del incremento de deformación. Se observa que el refuerzo falla a 100 kN, presentando un desplazamiento de 11 mm (11% de la longitud inicial).

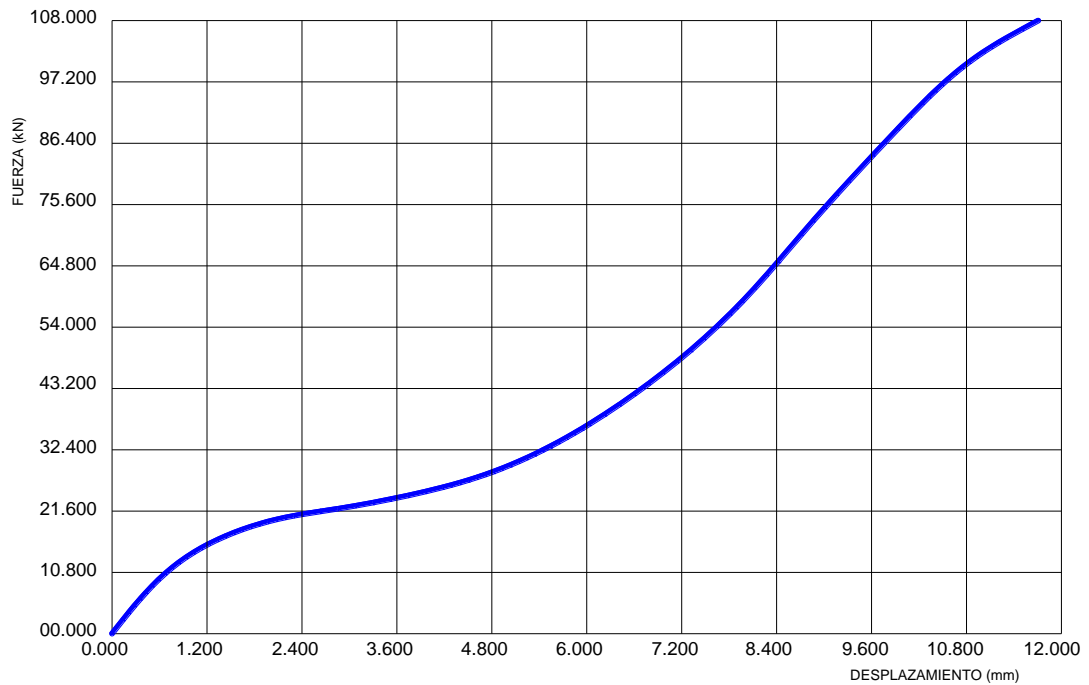


Figura N° 38: Fuerza versus desplazamiento de refuerzo de 100 kN

Nota: La longitud del espécimen es 100 mm y posee un área de sección transversal de 360 mm²

5.6 ELEMENTOS MODELADOS

En este ítem se describe los elementos modelados en el programa comercial PLAXIS y se definen las magnitudes de los datos de ingreso de acuerdo a las teorías desarrolladas. Los elementos estructurales y el suelo son representados por elementos definidos en el programa PLAXIS.

El criterio de las condiciones de frontera es de acuerdo a la Figura N° 39, siendo este criterio el más usado por varios autores.

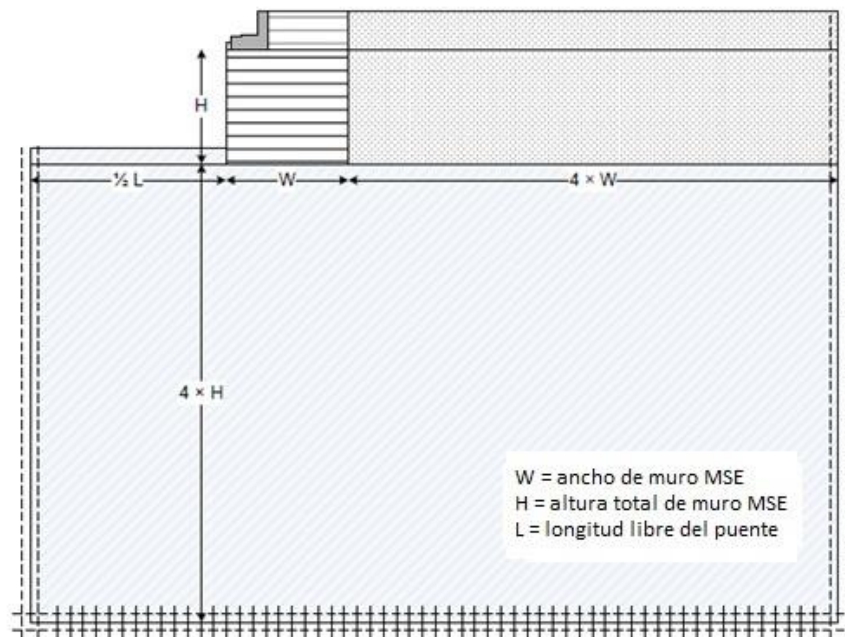


Figura N° 39: Geometría y condiciones de frontera para un análisis por el método de elementos finitos.

Fuente: *Mechanically Stabilized Earth Wall Abutment for Bridge Support*, Universidad de Purdue, 2007

5.6.1 Soil

Las mallas de elementos finitos utilizadas en los análisis están formadas por elementos tipo 'soil' (usados para modelar las distintas capas de suelo y los rellenos). Estos elementos se pueden activar (lo que se ha usado para simular procesos de construcción) o desactivar (lo que se ha usado para simular procesos de excavación o descarga) y también es posible variar sus propiedades durante las distintas fases de cálculo.

Se han usado elementos triangulares de 15 nodos que proporcionan una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos. La matriz de rigidez del elemento se calcula mediante integración numérica usando 12 puntos de Gauss. Para cada elemento se asigna un modelo constitutivo y los parámetros que lo definen.

Los parámetros geotécnicos para los distintos materiales (suelos) ya se han definido en el ítem 5.5.3, definición de parámetros.

5.6.2 Plates

Diferentes tipos de paramentos se pueden emplear en las estructuras de suelo reforzado. En esta aplicación se considerará un panel prefabricado de concreto.

Es necesario determinar las propiedades de los paneles (llamados elementos “plates”) en PLAXIS. Los elementos “plates” son objetos estructurales usados para modelar elementos esbeltos en el suelo con significativa rigidez a la flexión y rigidez normal. Por ejemplo los elementos plates son usados para simular la influencia del muro, placas o revestimientos extendidos en la dirección z (perpendicular al análisis). Los parámetros más importantes son la rigidez a la flexión (EI) y la rigidez axial (EA). A partir de estos parámetros se calcula un espesor equivalente (d_{eq}) de la siguiente manera:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (88)$$

En modelos de elementos finitos 2D los elementos “plates” están compuestos por elementos viga (elementos lineales) con tres grados de libertad por nodo: 2 traslacionales (u_x, u_y) y uno rotacional (φ_z). En elementos de suelos con 15 nodos, cada elemento viga está definido por 5 nodos. Los elementos vigas están basados en la teoría de Mindlin.

5.6.3 Geogrids

En PLAXIS, los elementos de refuerzo son modelados por elementos lineales (llamados por el programa elementos “geogrid”). Estos elementos son estructuras delgadas con una adecuada rigidez normal pero sin rigidez a la flexión. Los elementos lineales tienen grados de translación en cada nodo. Para los elementos del suelo con 15 nudos, los refuerzos tienen 5 nudos.

La única propiedad de los elementos de refuerzo es una rigidez axial EA. La rigidez se ha estimado aproximadamente del gráfico experimental fuerza versus desplazamiento del refuerzo que se muestra en la Figura N° 41. La deformación estimada es del orden de 1.0 %.

La disposición de las tiras de refuerzo puede ser modelada en condiciones de deformaciones planas. Esto es debido a que en realidad las tiras de refuerzo son elementos distanciados, como se muestra en un modelo del refuerzo en 3D (Figura N° 40). En el análisis de deformaciones planas, las tiras son consideradas continuas perpendicular al plano debido a que el problema es tratado en condición 2D (Figura N° 40). Para disponer de la propiedad del refuerzo (EA), primero se tiene que determinar la propiedad equivalente para cada tira en cada espaciamiento, luego esta propiedad tiene que ser normalizada por metro lineal.

La rigidez para un único elemento es:

$$S = \frac{E_S A_S}{L_S} \quad (89)$$

Para N distancias por metro lineal de tiras, la rigidez equivalente S_N para un grupo de tiras está dado por:

$$S_N = \sum_{i=1}^N \frac{E_i A_i}{L_i} = N \frac{E_S A_S}{L_S} \quad (90)$$

Donde:

N : es el número total de tiras de refuerzo por metro lineal

A_S : Es el área de la sección transversal de las tiras de refuerzo.

E_S : Es el módulo de elasticidad del refuerzo.

L_S : Es la longitud del refuerzo.

En el análisis de deformación plana, prácticamente sustituimos las distintas tiras de N por una sola hoja - tira, tal como la que se muestra en la Figura N° 40, cuya rigidez equivalente viene dada por:

$$S_{eq} = \frac{E_{eq}A_{eq}}{L_{eq}} \quad (91)$$

Entonces, la condición que se debe cumplir es:

$$S_N = S_{eq} \quad (92)$$

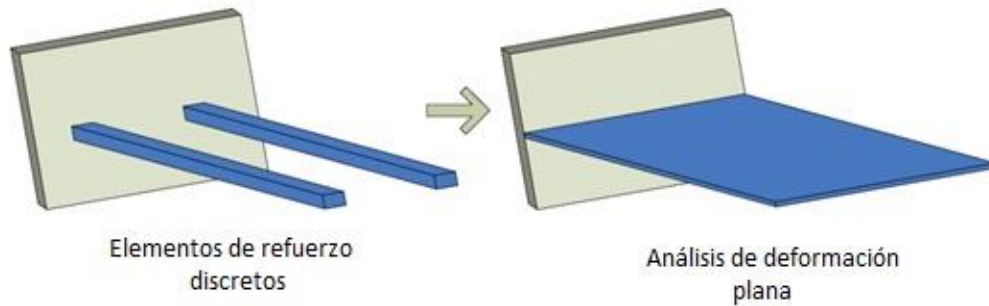


Figura N° 40: Representación de análisis 3D y 2D (deformación plana).

Es decir, si queremos que el refuerzo equivalente que tiene una anchura de un metro lineal tenga una rigidez axial igual a la suma de las rigideces axiales de las tiras individuales que están contenidas dentro de un metro lineal, se debe de cumplir:

$$S_N = S_{eq} \rightarrow N \frac{E_S A_S}{L_S} = \frac{E_{eq} A_{eq}}{L_{eq}} \rightarrow N E_S A_S = E_{eq} A_{eq} \rightarrow (EA)_{eq} = N (EA)_S \quad (93)$$

Si S_h es el espaciamiento horizontal de las tiras, entonces N está dado por:

$$N = \frac{1}{S_h} \quad (94)$$

La relación puede ser escrita como:

$$(EA)_{eq} = \frac{1}{S_h} (EA)_S \quad (95)$$

En la Tabla 24 se muestra la rigidez equivalente para las tiras de refuerzo usadas en el modelo de deformación plana.

Tabla 24: Distribución de cintas de refuerzo

Altura del muro (m)	N° de cintas por ml (und)	Fuerza de 01 cinta al 1% de deformación (kN)	EA (01 cinta) kN/m ²	EA (por ml) kN/m ²
[-3.00 – 2.30]	3.56	14	1400	4980
<2.30 – 7.90]	2.67	14	1400	3740
<7.90 – 17.90]	2.67	14	1400	3740
<17.90 – 26.00]	1.78	14	1400	2490

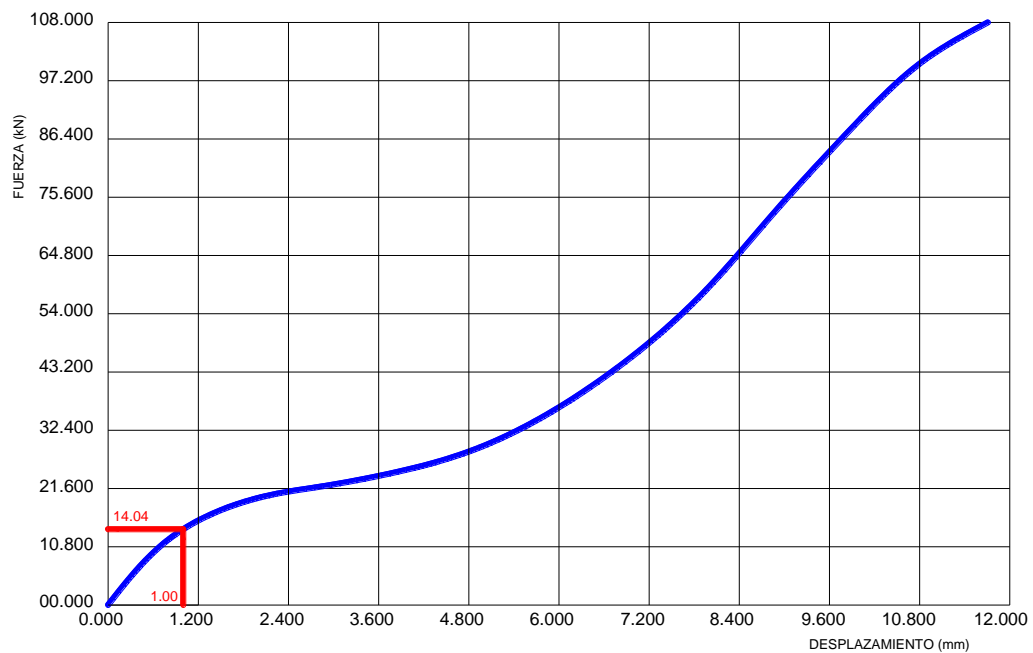


Figura N° 41: Fuerza versus desplazamiento del refuerzo.

5.6.4 Interfases

La interacción entre el suelo y los elementos de refuerzo son similares entre el suelo y otros elementos estructurales. Para los elementos de suelo de 15 nudos que son usados en el actual estudio, cada elemento de interfase tiene 5 pares de nudos (5 nudos en un lado de la geometría y 5 en el otro lado). Observe que un elemento de interfase tiene espesor cero, es decir las coordenadas de cada par son idénticas. Su matriz de rigidez es obtenida por integración Newton Cotes. Por consiguiente, la posición de los 5 puntos de esfuerzos coincide con los 5 pares de nudos.

El comportamiento de las interfases esta descrita por un modelo elástico – plástico, el criterio de Coulomb es usado para distinguir entre un comportamiento elástico, donde los pequeños desplazamientos pueden ocurrir dentro de la interfase, y comportamiento plástico de la interfase, donde puede ocurrir deformaciones permanentes. La interfase presenta comportamiento elástico cuando:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad (96)$$

Y tiene un comportamiento plástico cuando:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad (97)$$

Donde ϕ_i y c_i son el ángulo de fricción y la cohesión de la interface respectivamente. Estos 2 parámetros son linealmente relacionados con los parámetros de resistencia del suelo:

$$\tan \phi_i = R_{inter} \times \tan \phi_{soil} \quad (98)$$

$$c_i = R_{inter} \times c_{soil} \quad (99)$$

Donde R_{inter} es llamado factor de reducción de resistencia.

En el presente estudio se despreciará esta influencia, debido a la densidad que involucraría adicionar estos elementos a cada 0.30 m. El modelo numérico deberá ser lo bastante simple para poder aproximarse a los resultados reales.

En la Tabla 25 se muestran valores recomendados del R_{inter} para diversos materiales en caso que no se tengan ensayos de la interacción suelo-estructura.

Tabla 25: Valores sugeridos del factor de reducción de resistencia

Interacción	R_{inter}
Arena/acero	0.6 – 0.7
Arcilla/acero	0.5
Arena/concreto	1.0 – 0.8
Arcilla/concreto	1.0 – 0.7
Suelo/geomalla (Interfase puede no ser requerida)	1.0
Suelo/geotextil	0.9 – 0.5

Fuente: Plaxis-curso corto, Structural element in Plaxis, D. Waterman

5.7 GENERACIÓN DE MALLAS

Se ha elaborado el análisis numérico de la estructura estudiada mediante el software PLAXIS que utiliza la técnica de elementos finitos. Se obtuvieron como resultados importantes los asentamientos en la base del muro (cimiento) y esfuerzos actuantes de los elementos de refuerzo (ancho de 1 metro equivalente). Los resultados hallados son valores numéricos que se deben de analizar para validar.

En la Figura N° 42 se muestra la malla de elementos finitos generado por el software. Los elementos triangulares deben ser lo más equiláteros posibles, a fin de evitar errores de cálculo. En la Tabla 26 se detallan las características numéricas de los diferentes tipos de elementos que se modelan.

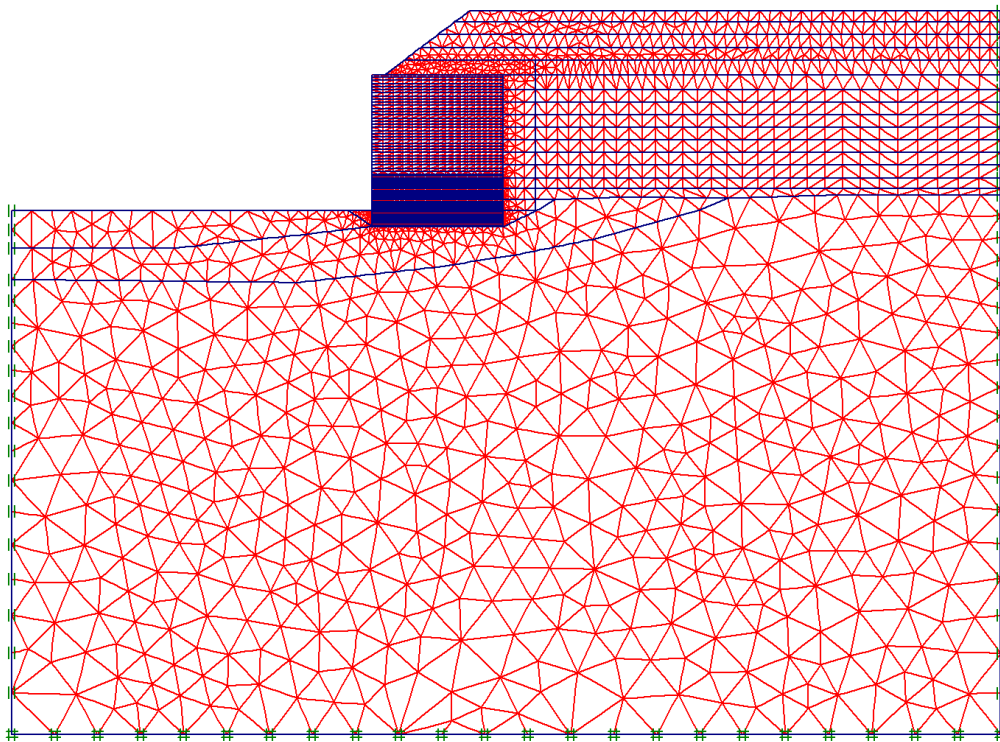


Figura N° 42: Malla de elementos finitos del modelo.

Tabla 26: Información de la generación de mallas.

Tipo	Tipo de elementos	Tipo de integración	Número total de elementos
Soil	15 nudos	12 puntos de Gauss	6275
Plate	5 nudos-línea	4 puntos de Gauss	65
Geogrid	5 nudos-línea	4 puntos de Newton-Cotes	1602

El número total de elementos de malla (mesh) se muestra en la Tabla 27.

Tabla 27: Información de los elementos de la malla de elementos finitos

Tipo	Número Total de Elementos
Nodos	50625
Puntos de integración	75300

Fuente: elaboración propia.

En la Figura N° 43 se muestran las condiciones de esfuerzos iniciales. Se observa los vectores de esfuerzos horizontales y verticales.

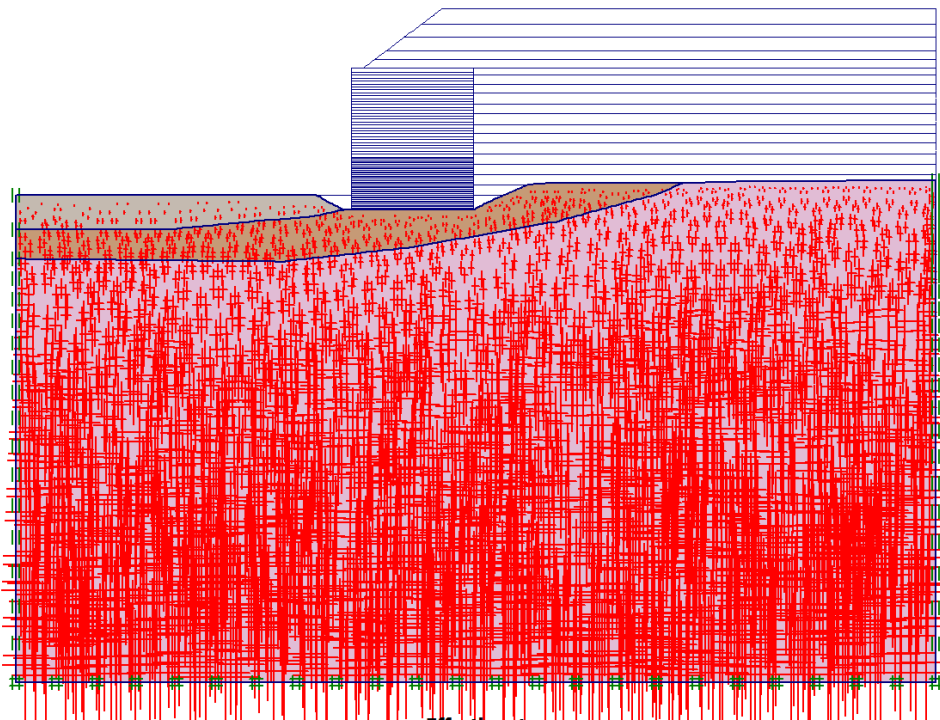


Figura N° 43: Esfuerzos iniciales del modelo.

5.8 FASES DE CÁLCULO

El modelamiento numérico se efectúa en fases de cálculo, reproduciendo de esta manera las condiciones iniciales y el proceso constructivo del muro. Para simular la construcción del muro se han considerado capas de aproximadamente 1.8 m de espesor.

En el modelo se han considerado 22 fases de cálculo, según se indica a continuación:

Fase 0. En esta fase se calcula el estado inicial del modelo, es decir antes de la construcción del muro. Las tensiones iniciales se han estimado a partir de un cálculo elástico aplicando la fuerza de gravedad.

Fase 2. Se coloca la primera capa con material de relleno y los refuerzos correspondientes. Se consideraron 19 capas de cálculo, las cuales, por razones de cálculo numérico, no coinciden con las capas reales de la construcción. Sin embargo, el espaciamiento de refuerzos si corresponde.

En las fases siguientes hasta la fase 21 se repite lo indicado en la fase 2.

La fase 22, corresponde a la aplicación de sobrecargas por el paso de camiones de 90kN/m (CV) y de un muro perimétrico de 50kN/m (CM). En la Figura N° 44 se observa la distribución de sobrecarga.

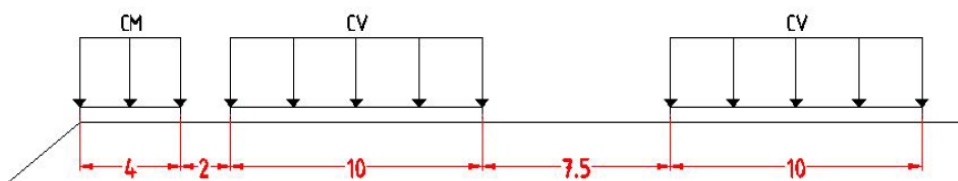


Figura N° 44: Distribución de sobrecarga sobre muro

5.9 VARIACIÓN DE PARÁMETROS DE MODELOS CONSTITUTIVOS

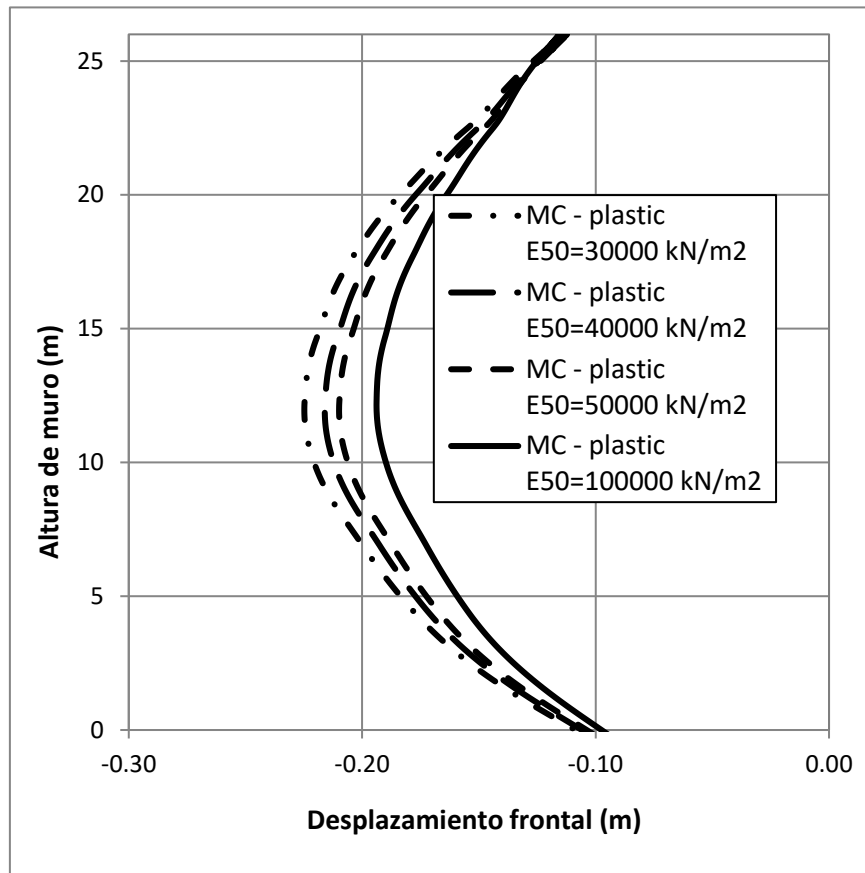
Se han realizado numerosos análisis de esfuerzos y deformaciones con el método de análisis de elementos finitos, "Plastic". Asimismo, en los análisis se han variado los parámetros de los modelos constitutivos para conocer su sensibilidad en los resultados.

5.9.1 "Relleno estructural" y "relleno contenido" modelado con el modelo Mohr Coulomb.

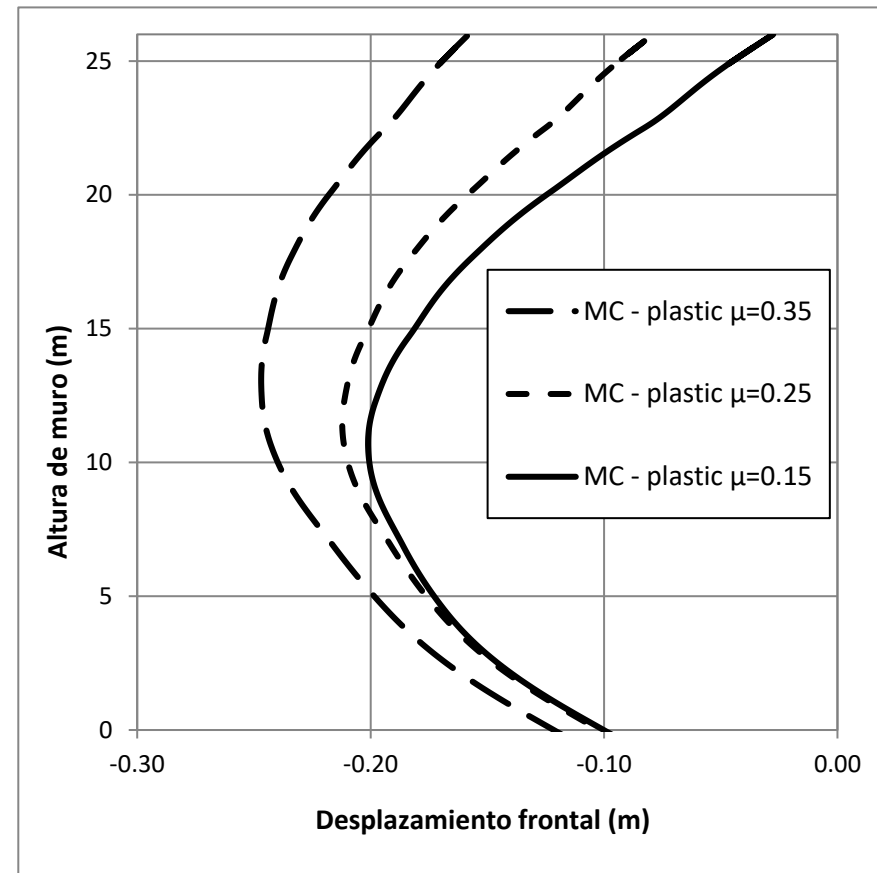
De acuerdo con los resultados que se presentan en la Figura N° 45, los desplazamientos del paramento frontal disminuyen al incrementar el módulo de rigidez E_{50} . Así mismo, los desplazamientos disminuyen al disminuir el valor del coeficiente de Poisson. El máximo desplazamiento frontal es del orden de 25 cm.

5.9.2 "Relleno estructural" y "relleno contenido" con el modelo Hardening Soil.

De acuerdo a los resultados que se presentan en la Figura N° 46 y Figura N° 47, los desplazamientos en el paramento frontal no son afectados al variar el módulo E_u , son fuertemente afectados al variar el módulo E_{50} y ligeramente afectados al variar el coeficiente de Poisson.



(a)



(b)

Figura N° 45: Resultados del desplazamiento frontal (u_y) de muro modelado por el modelo Mohr Coulomb (MC). (a) Resultados variando el módulo E_{50} . (b) Resultados variando el coeficiente de Poisson.

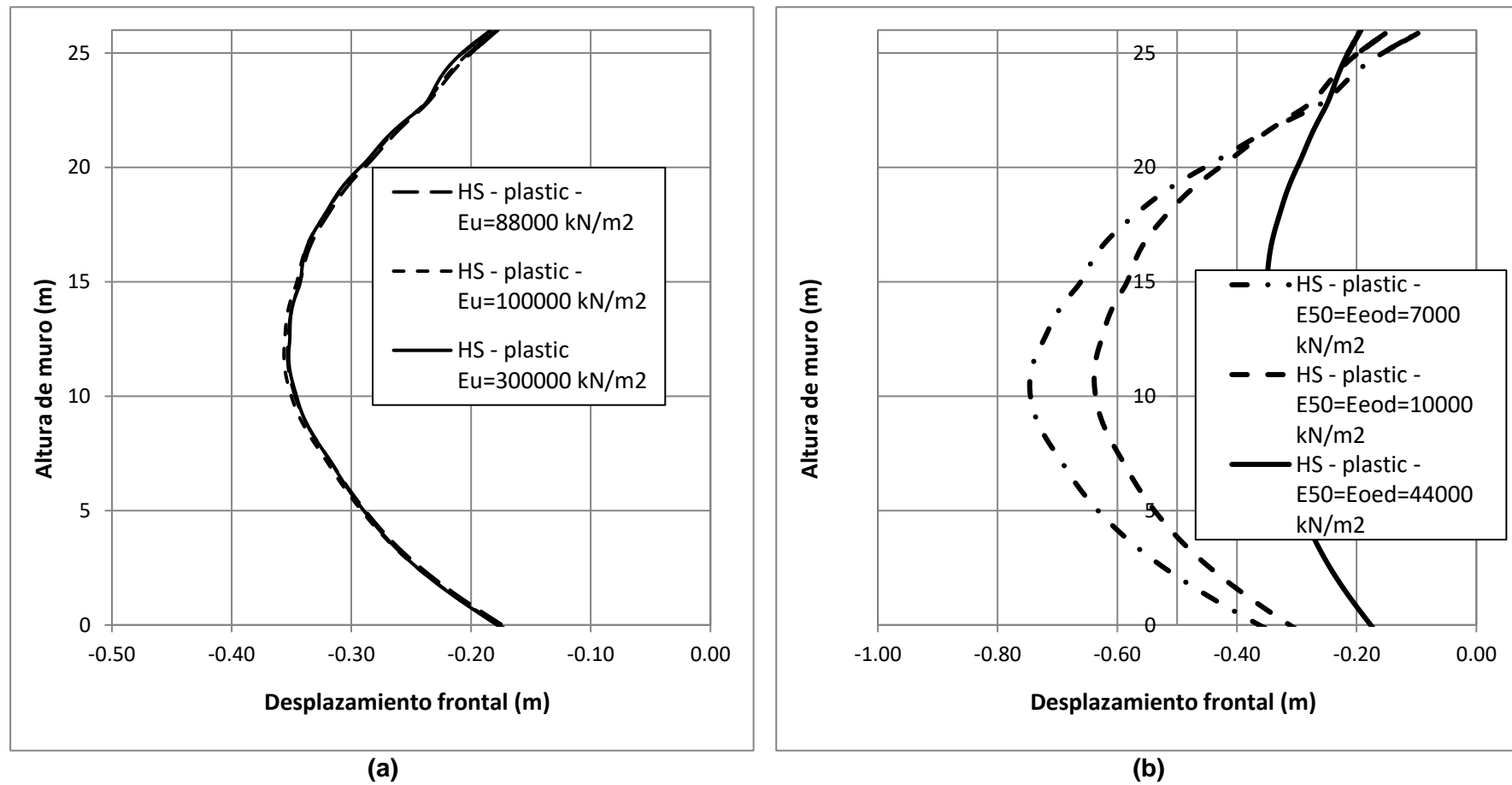


Figura N° 46: Resultados del desplazamiento frontal (u_y) de muro modelado por el modelo Hardening Soil (HS). (a) Resultados variando el módulo E_u . (b) Resultados variando el módulo E_{50} .

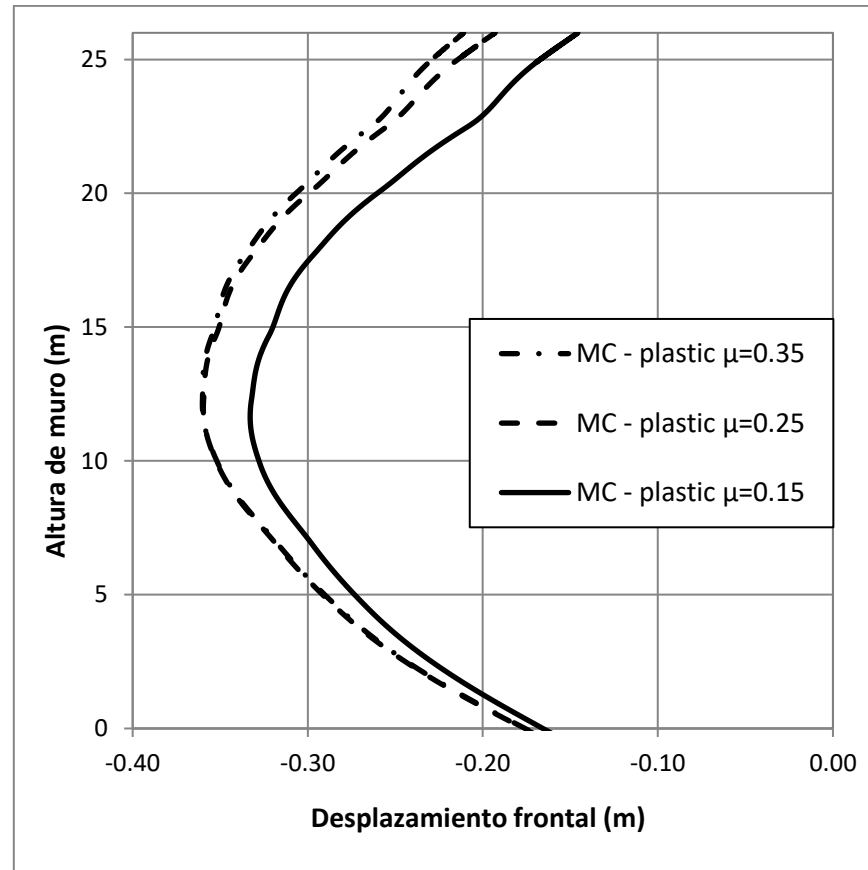


Figura N° 47: Resultados del desplazamiento frontal (u_y) de muro modelado por el modelo Hardening Soil (HS). Resultados variando el coeficiente de Poisson.

5.10 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

Se han realizado numerosos análisis de esfuerzos y deformaciones con los métodos de análisis “Plastic” y “Update Mesh”, implementados en el programa PLAXIS. Asimismo, se ha hallado los resultados para la condición sin sobrecarga y con sobrecarga. Finalmente se ha decidido modelar el muro mediante el modelo constitutivo Hardening Soil y analizar el modelo mediante el método “Updated Mesh”. A continuación, se explican los resultados hallados.

5.10.1 Asentamiento en la base

En la Figura N° 48 se muestra la distribución del asentamiento en el pie del muro. En general los asentamientos están en el rango de 15 a 18 cm.

5.10.2 Presión vertical en la base

En la Figura N° 49 se muestra los esfuerzos efectivos verticales. En general se muestra que la distribución de esfuerzos en la base del muro es similar tanto para el modelo MC y el modelo HS.

5.10.3 Desplazamiento horizontal del paramento frontal

En la Figura N° 50 se muestra la distribución de deformaciones en el paramento frontal, como la suma de desplazamientos de fases, $\sum P_{u_x}$; la suma de fases considera que el suelo colocado en subsiguientes fases se coloca en la posición proyectada, y no en la posición deformada, el cual es irreal. Las deformaciones halladas con el modelo HS son mayores que las halladas mediante el modelo MC. Hay una fuerte diferencia entre las deformaciones de ambos modelos.

5.10.4 Deformaciones totales

La Figura N° 51 muestra los resultados de deformaciones totales (uy) mediante MC y HS así como también los métodos de “Plastic” y “Updated Mesh”.

En general los modelos con HS presentan mayor deformación que los modelos con MC.

5.10.5 Esfuerzo medio (p)

En la Figura N° 52 se muestra los resultados del esfuerzo medio, mediante MC y HS así como también los métodos de “Plastic” y “Updated Mesh”. Los resultados se asemejan.

5.10.6 Esfuerzo vertical, cortante relativa y esfuerzos del refuerzo.

En base a los resultados anteriores es conveniente usar el modelo HS con el método "Updated Mesh", debido a que el modelo HS es más avanzado al MC y el método "Update Mesh" es más conveniente para grandes deformaciones.

En la Figura N° 53 se muestra la distribución del esfuerzo cortante relativo, que es la razón del máximo esfuerzo cortante actuante y el máximo esfuerzo cortante de la envolvente de falla de Mohr Coulomb, manteniendo el esfuerzo principal medio constante. Se aprecia que las zonas más críticas se encuentran en el pie del muro y en la mitad de la altura del muro detrás del paramento frontal.

En la Figura N° 54 se muestra la distribución del esfuerzo axial en los elementos del refuerzo. El máximo esfuerzo se desarrolla en la mitad de la altura del muro.

El asentamiento al final de la etapa constructiva con sobrecarga, para un modelo HS, se estima de 17 cm. El asentamiento en diferentes etapas de construcción se muestra en la Figura N° 55.

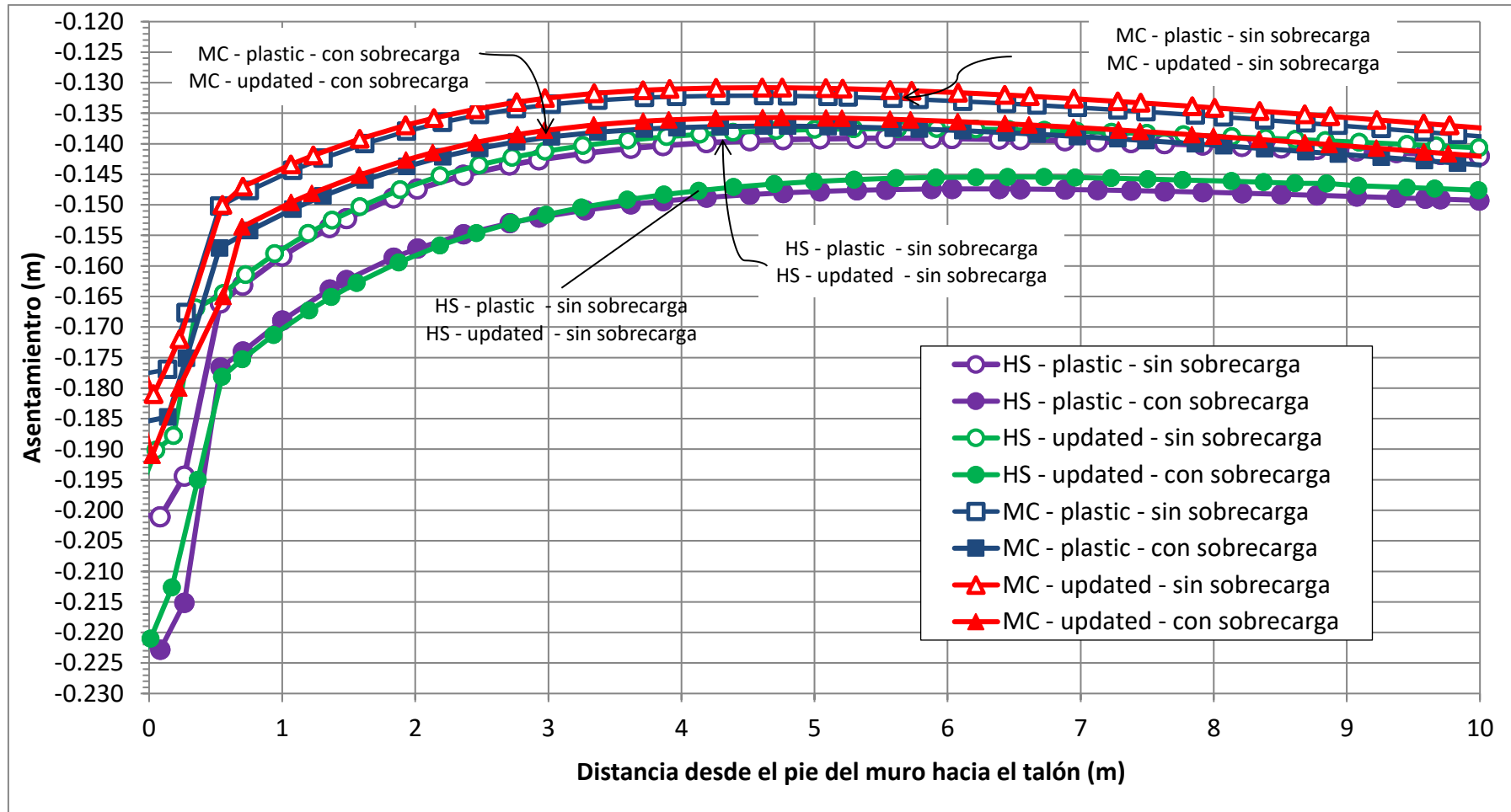


Figura N° 48: Asentamiento en base de muro.

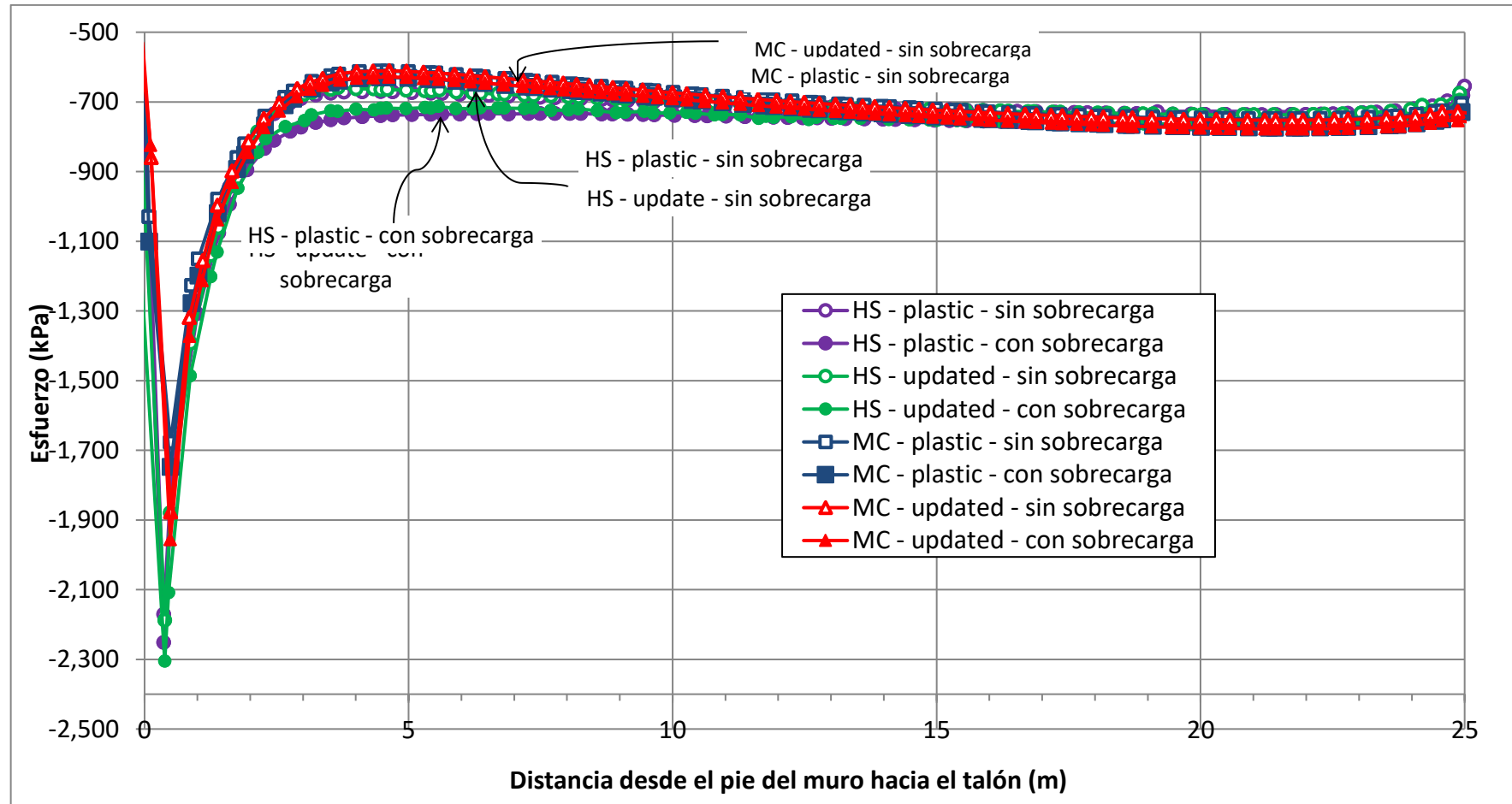


Figura N° 49: Presión vertical en base de muro

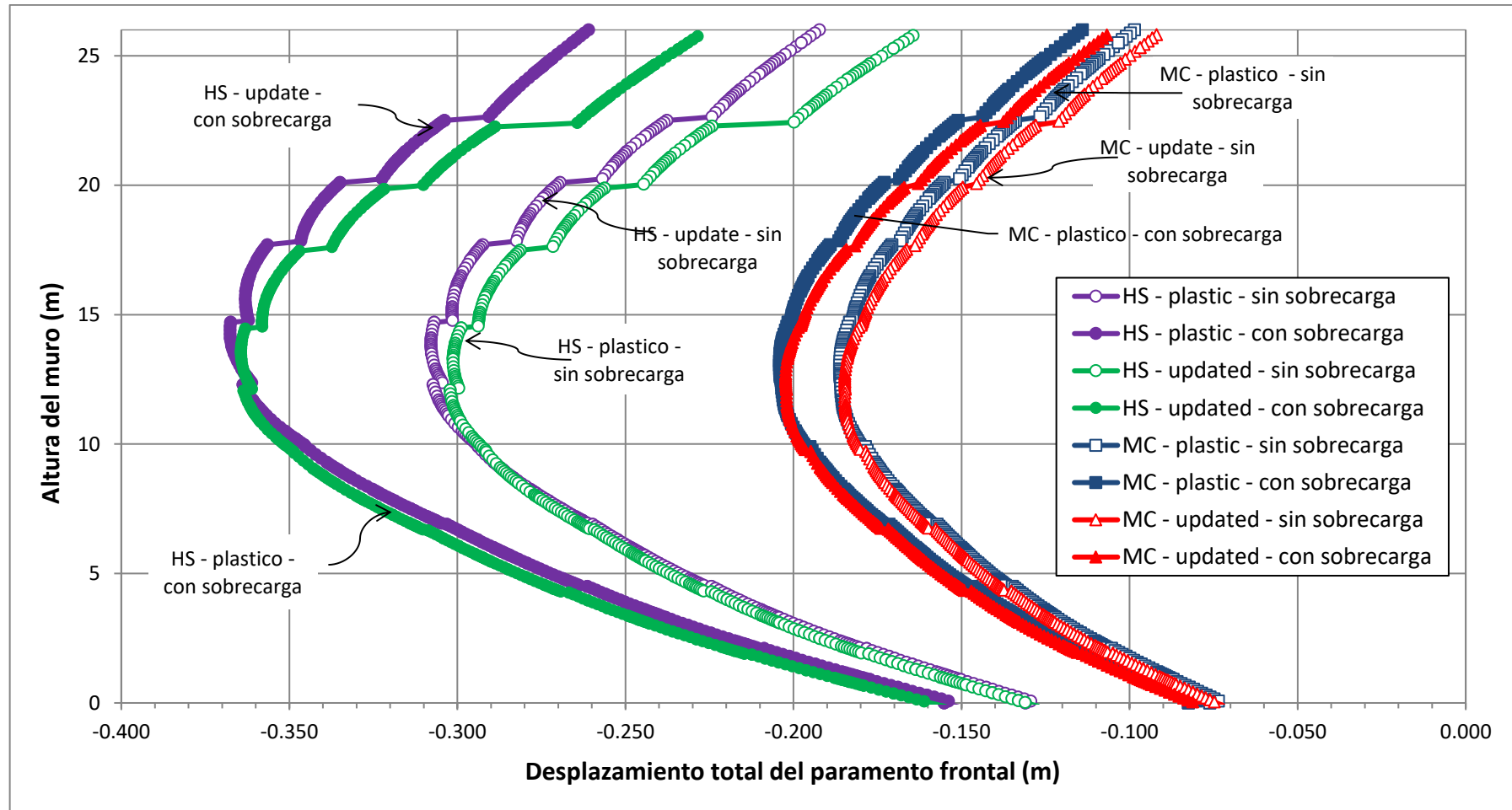


Figura N° 50: Desplazamiento de paramento frontal ($\sum P_{u_x}$).

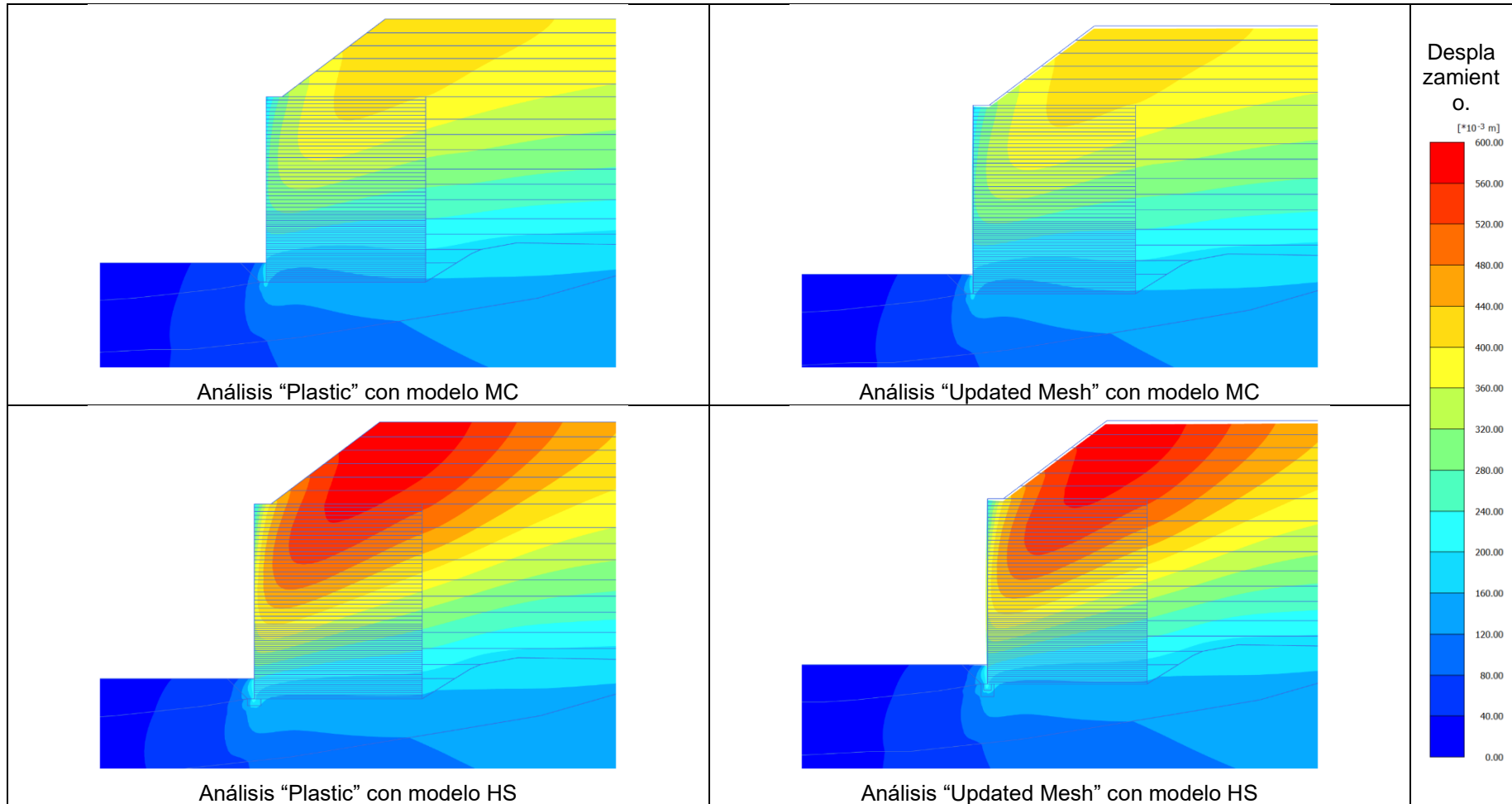


Figura N° 51: Desplazamiento totales sin sobrecarga.

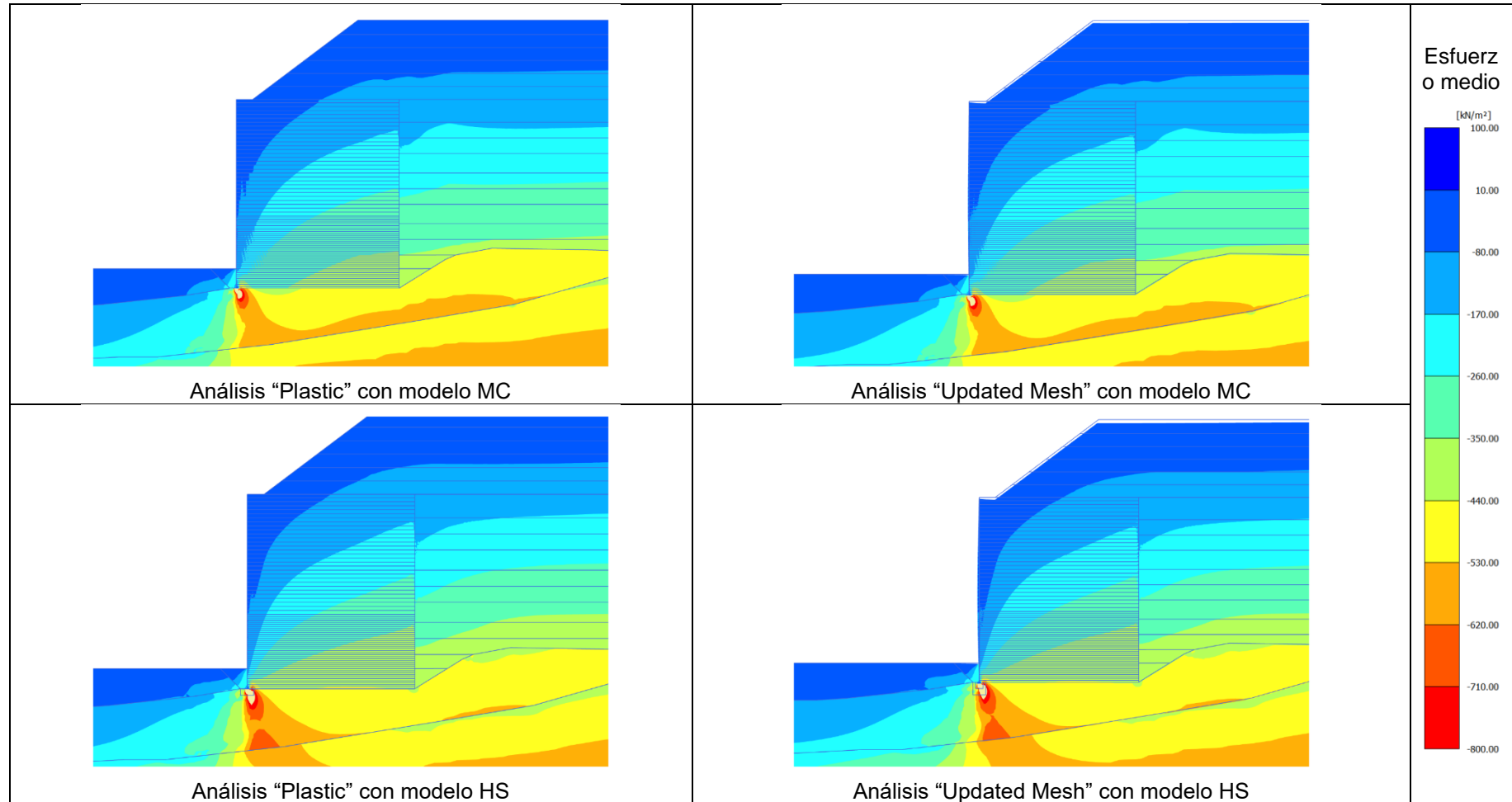


Figura N° 52: Esfuerzo medio (p), sin sobrecarga.

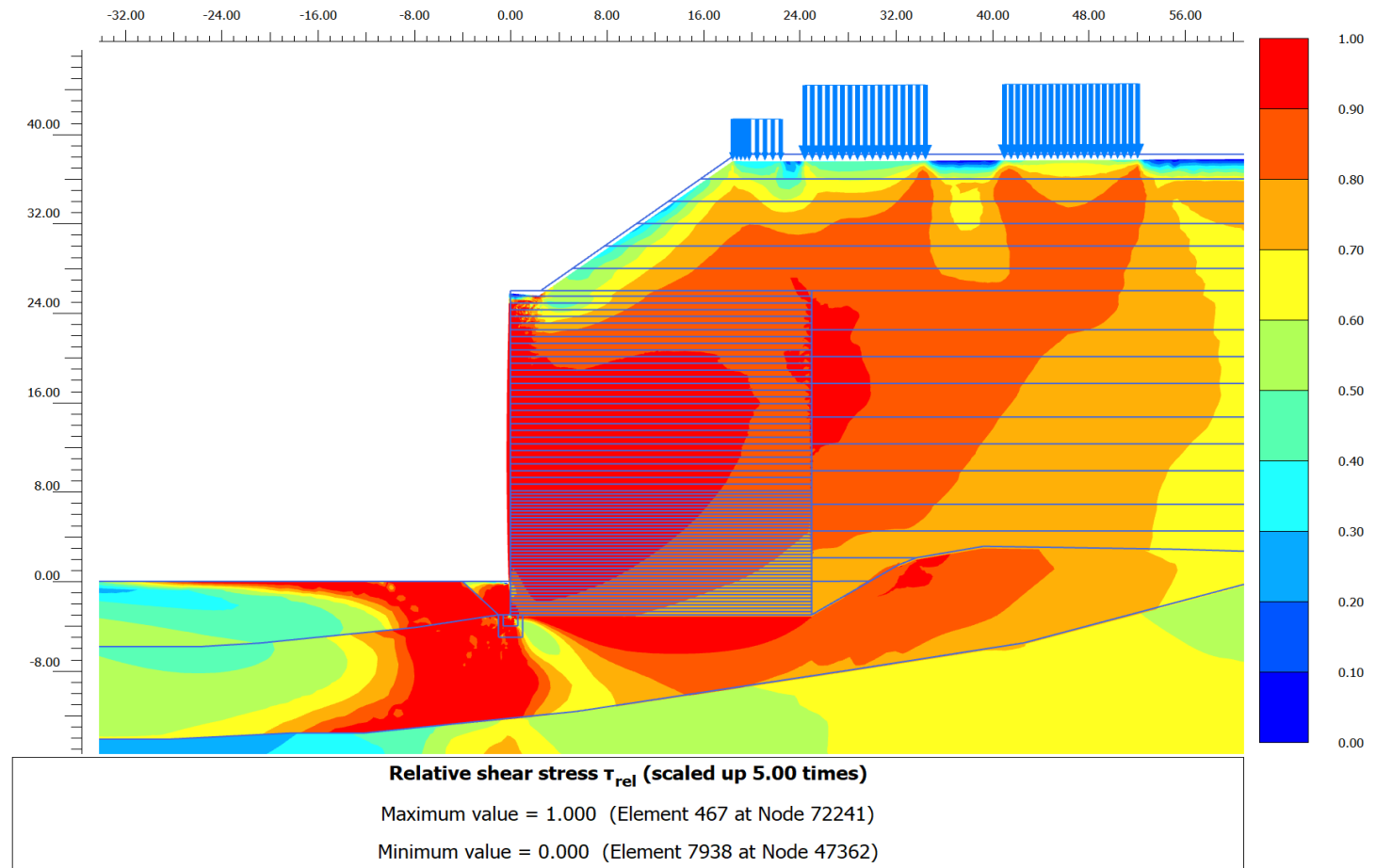


Figura N° 53: Esfuerzo cortante relativo, con sobrecarga.

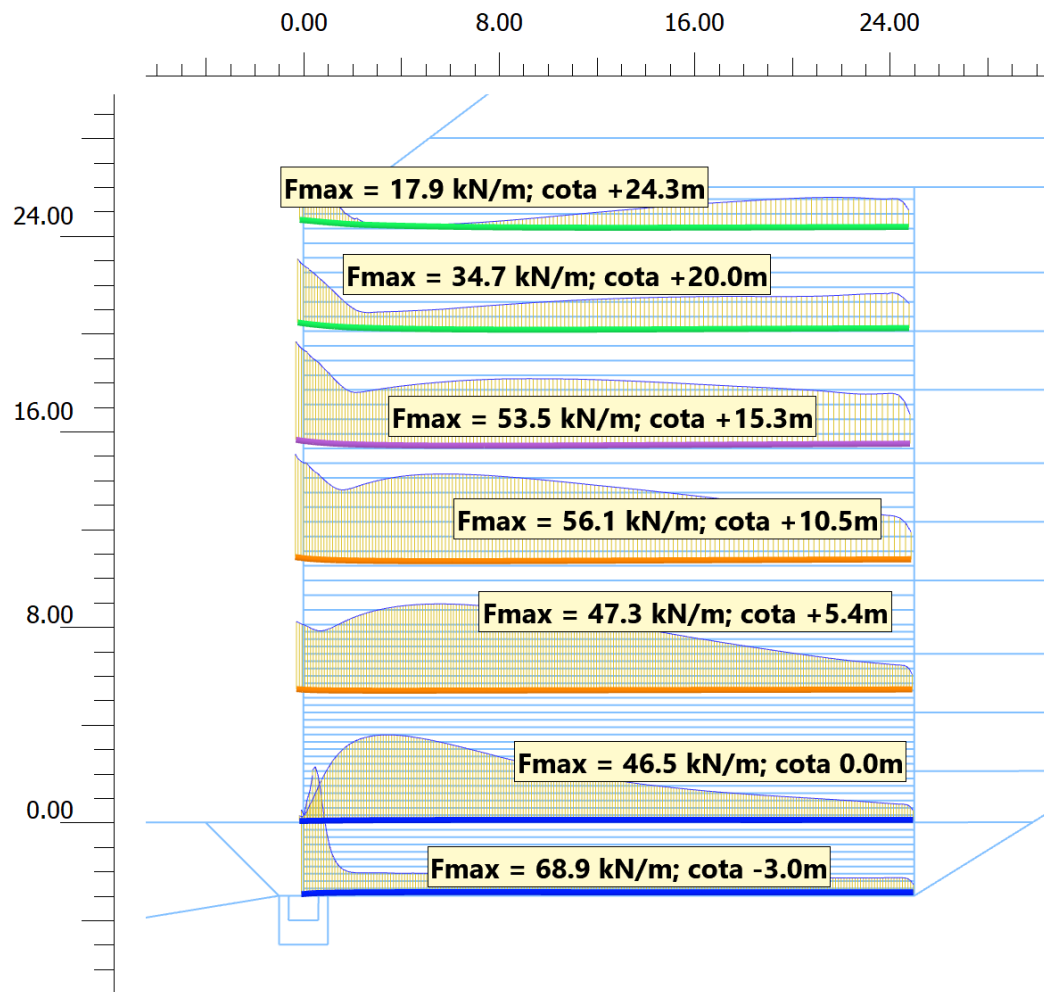


Figura N° 54: Distribución del esfuerzo axial en los refuerzos de geosintético, con sobrecarga.

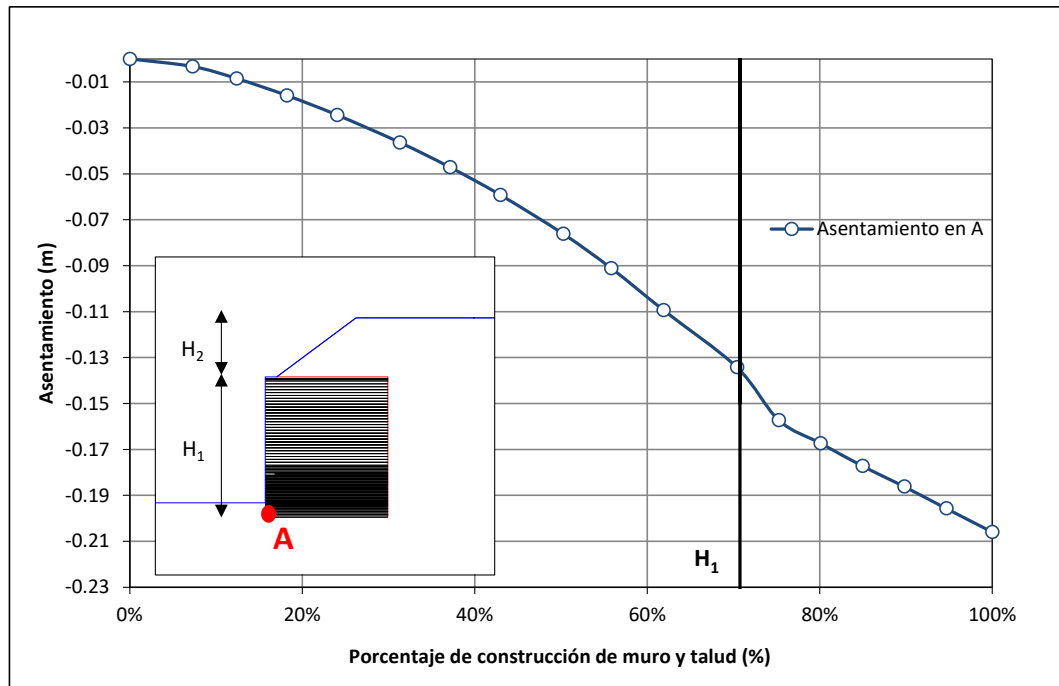


Figura N° 55: Asentamiento en el pie del muro.

5.11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DE REDUCCIÓN PARAMÉTRICA

La última fase del análisis de esfuerzos y deformaciones definen las condiciones iniciales para iniciar el proceso de reducción paramétrica. Para mostrar la superficie de falla que se produce en el modelo, se muestra los desplazamientos totales en la Figura N° 56.

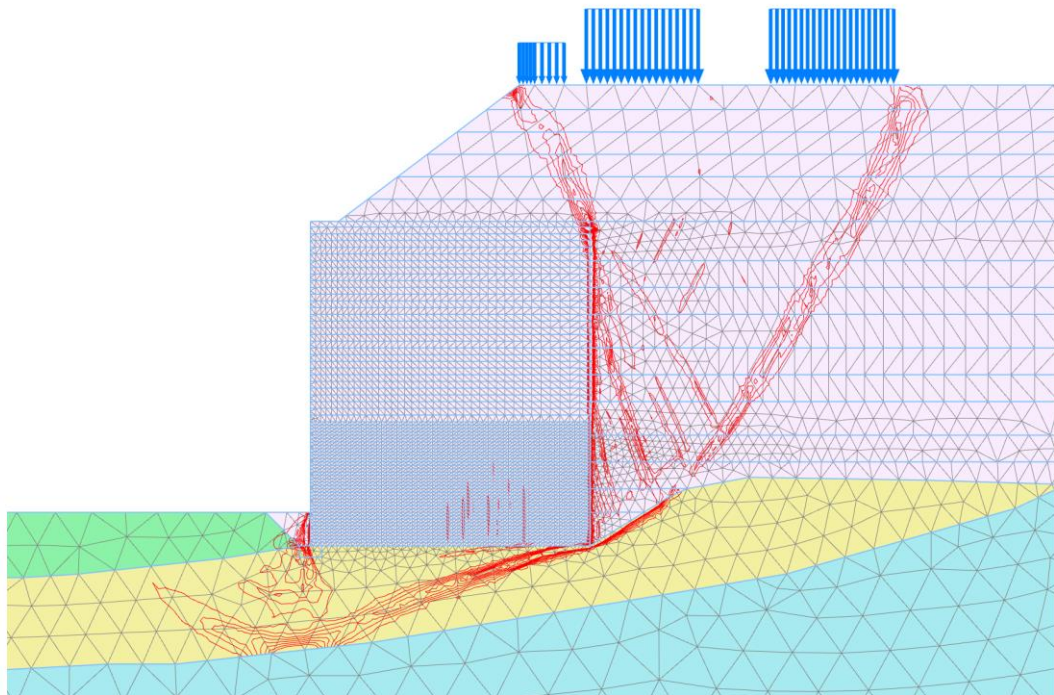


Figura N° 56: Superficie de falla por el método de reducción paramétrica - PLAXIS.

Para determinar el factor de seguridad se muestra en la Figura N° 57 la curva de Paso vs Factor de Seguridad (FS), en el cual se observa un valor de 1.47

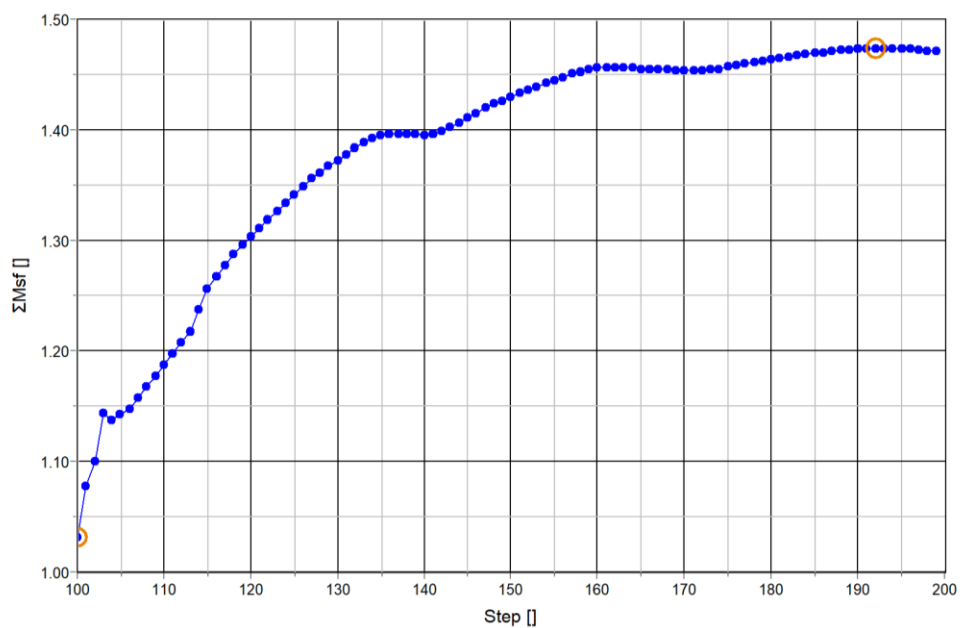


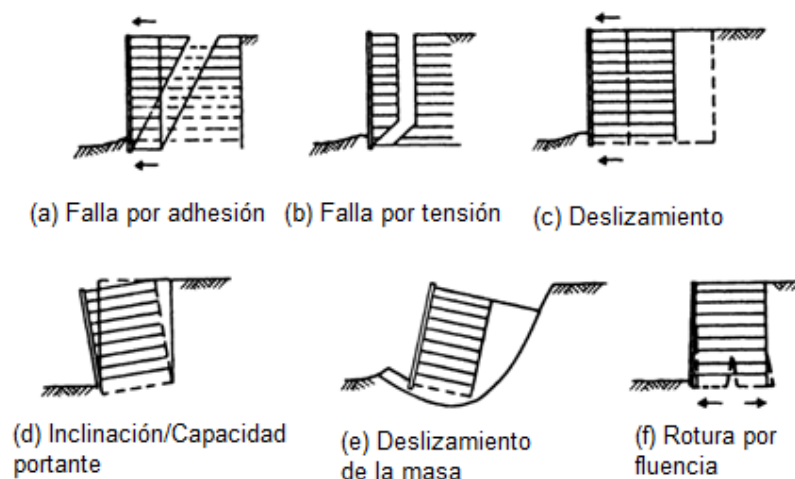
Figura N° 57: Curva factor de seguridad vs pasos de cálculo del programa PLAXIS.

5.12 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE

Los muros de suelo reforzado son analizados en concordancia con los principios de la mecánica de suelo. Por conveniencia los análisis son considerados en 2 partes (Jones 1996):

Análisis interno. Abarca el mecanismo de comportamiento interno, estudia los esfuerzos entre la estructura, disposición de los refuerzos, durabilidad y propiedades del relleno. En términos de diseño, está asociado con la falla por adhesión y tensión.

Análisis externo. Abarca la estabilidad del muro como una unidad, incluye el deslizamiento, inclinación/capacidad portante, deslizamiento del suelo de alrededor o suelo reforzado del muro. Además, considera los esfuerzos generados por fluencia bajo carga del subsuelo hacia el muro.



Fuente: Colin J.F.P. Jones, *Earth reinforcement and soil structures*,
New York, 1996

Figura N° 58: Mecanismos de falla.

En el presente trabajo se analiza el deslizamiento de muro de suelo reforzado, como un análisis de equilibrio límite adicional al modelamiento numérico de elementos finitos mediante el método de reducción paramétrica, de manera tal de comprobar las diferencias y limitaciones de ambos métodos. Verificaciones de diseño, conforme a estándares son de aplicación particular, el cual no se abarcada, y son verificados en la práctica de la industria.

El análisis de estabilidad es efectuado mediante el software comercial SLIDE, proveniente del paquete comercial de Rocscience.

El análisis de equilibrio límite se basa en las siguientes suposiciones:

- Las superficies de fallas potenciales son circulares
- Las resistencias de los materiales están definidas de acuerdo al criterio de falla de Mohr Coulomb.
- El Factor de Seguridad será el mínimo valor calculado.
- La fuerza sísmica se representará como una fuerza pseudoestática que actúa en dirección horizontal.
- La resistencia de los elementos de refuerzo es la última.

5.14.1 Parámetros del modelo

Suelos

Los parámetros están definidos de manera similar al análisis realizado mediante elementos finitos. Los parámetros del modelo se muestran en la Tabla 28 y Tabla 29.

Tabla 28: Parámetros de suelo.

Símbolo	Suelo Natural (Grava Arcillosa)	Desmonte de mina	Roca Fracturada (Riolita)	Unidades
γ_{dry}	19	18	24	kN/m ³
γ_{wet}	19	18	24	kN/m ³
c	10	0	250	kPa
ϕ	33	30	35	°

Tabla 29: Parámetros de relleno.

Símbolo	Relleno de muro	Relleno contenido	Unidades
γ_{dry}	20	20	kN/m ³
γ_{wet}	20	20	kN/m ³
c	0	0	kPa
ϕ	37	37	°

Refuerzo

El valor de la resistencia del refuerzo se reduce por un factor de seguridad debido a condiciones ambientales, de transporte y manipulación, obtenidas de la siguiente manera:

$$T_{lim} = \frac{T_{ult}}{(RF_{CR})(RF_{ID})(RF_D)} \quad (100)$$

Donde:

T_{ult} = Fuerza límite a lo largo del tiempo

(RF_{CR}) = Factor de reducción de resistencia por deformación a largo tiempo (creep)

(RF_{ID}) = Factor de reducción por daños de instalación

(RF_D) = Factor de reducción por deterioro en servicio

$$T_{lim} = \frac{100}{1.6 \times 1.1 \times 1.1} kN$$

$$T_{lim} = \frac{100}{1.936} kN$$

$$T_{lim} = 51.7 kN$$

El ancho de la cinta es de 0.09 m, entonces en un ancho de 1.0 metro podrían caber $1.00/0.09 = 11.11$ cintas, pero realmente las cintas están espaciadas a ciertas distancias, por lo cual se podrá calcular el porcentaje de área cubierta por las cintas en un ancho de 1.0 metros, el cual es dato de ingreso al programa SLIDE. En la Figura N° 59 se muestra de manera esquemática la distribución de las cintas de refuerzo.

Si un ancho de 1.0 m estuviera cubierto por las 11.11 cintas de refuerzo, la resistencia total sería $51.7 \times 11.11 = 574.4 \text{ kN}$, este valor es ingresado al programa SLIDE.

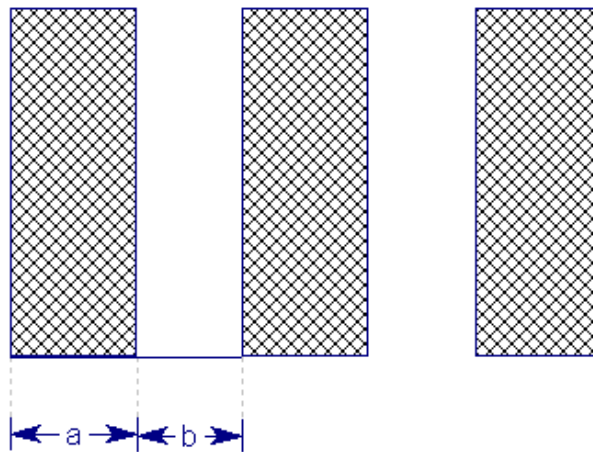


Figura N° 59: Vista en planta de la distribución de cintas de refuerzo.

El porcentaje de cintas se puede calcular de acuerdo a la Ecuación (101). La distribución de cintas de acuerdo a la altura se muestra en la Tabla 30.

$$\text{Porcentaje de Cintas} = \frac{a}{a + b} \times 100 (\%) \quad (101)$$

Tabla 30: Porcentaje de distribución de cintas de refuerzo.

Altura del muro (m)	N° de cintas por ml (und)	Porcentaje de cintas (%)
[-3.00 – 2.30]	3.56	32.04

Altura del muro (m)	N° de cintas por ml (und)	Porcentaje de cintas (%)
<2.30 – 7.90]	2.67	24.03
<7.90 – 17.90]	2.67	24.03
<17.90 – 26.00]	1.78	16.02

Resistencia al arrancamiento (pullout)

En el programa SLIDE, la resistencia Pullout para geomallas está definida de la siguiente manera:

$$T_{PO} = 2\tau L_e \quad (102)$$

$$\tau = a + \sigma_n \tan \phi \quad (103)$$

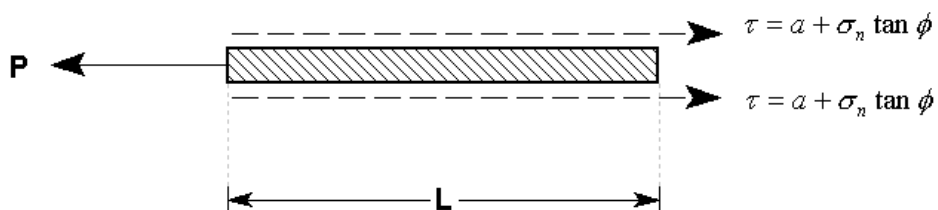


Figura N° 60: Fuerza al arrancamiento de un geotextil. Modelo lineal.

Donde a es llamada adhesión, ϕ ángulo de fricción de interfase y σ_n es el esfuerzo normal (γZ).

Según el criterio de la FHWA el pullout se calcula de la siguiente manera:

$$T_{PO} = 2\gamma Z \alpha F^* L_e \quad (104)$$

En vista a que no se cuenta con ensayos de laboratorio, se estima de manera conservadora el parámetro F^* de la siguiente manera (según la FHWA, 2001):

$$F^* = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (105)$$

Reemplazando la ecuación (105) en la ecuación (104) e igualando está con la ecuación (102), se ha determinado los siguientes valores de ingreso al programa SLIDE:

$$\phi = 26.0^\circ$$

$$a = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$$

En la Figura N° 61 se muestra la ventana de ingreso de parámetros. En la Figura N° 62 se muestra esquemáticamente el modelo del programa SLIDE.

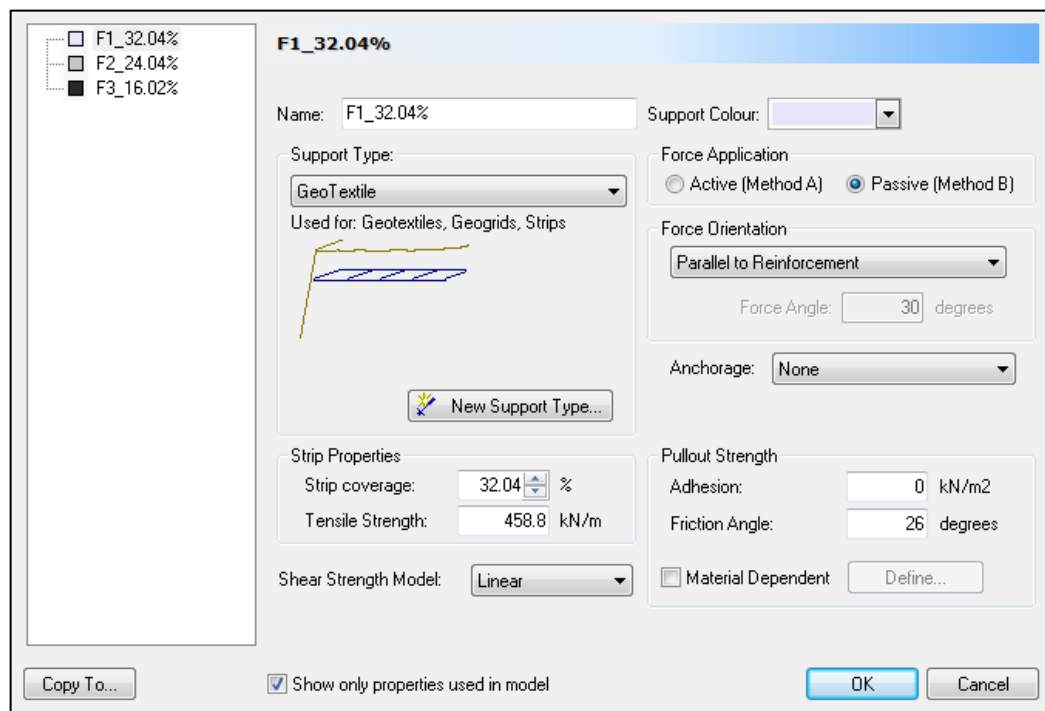


Figura N° 61: Ventana de ingreso de parámetros del programa Slide.

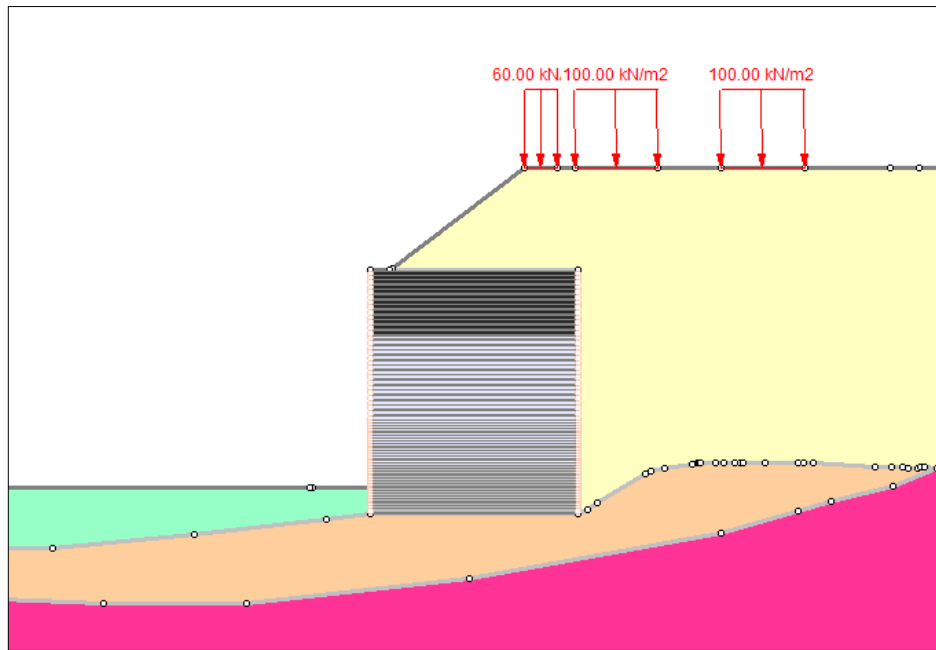


Figura N° 62: Modelo en el programa SLIDE.

5.14.2 Factores de seguridad

Definidos los parámetros del modelo en el programa SLIDE, se realizan los cálculos de estabilidad de talud para las condiciones estáticas y pseudoestáticas. Para las condiciones pseudoestáticas se ha usado como coeficiente de aceleración horizontal el 50% de la máxima aceleración, de acuerdo al criterio de Hynes-Griffin y Franklin (1984).

En la Figura N° 63 y Figura N° 64 se muestra la superficie potencial de deslizamiento y el FS hallado en condiciones estáticas, para condiciones de falla circular y en bloque respectivamente, en la Figura N° 65 y Figura N° 66 se muestra la superficie potencial de falla y el FS hallado en condiciones pseudoestáticas, para condiciones de falla circular y en bloque respectivamente. En todos los casos se utilizó el método de Spencer.

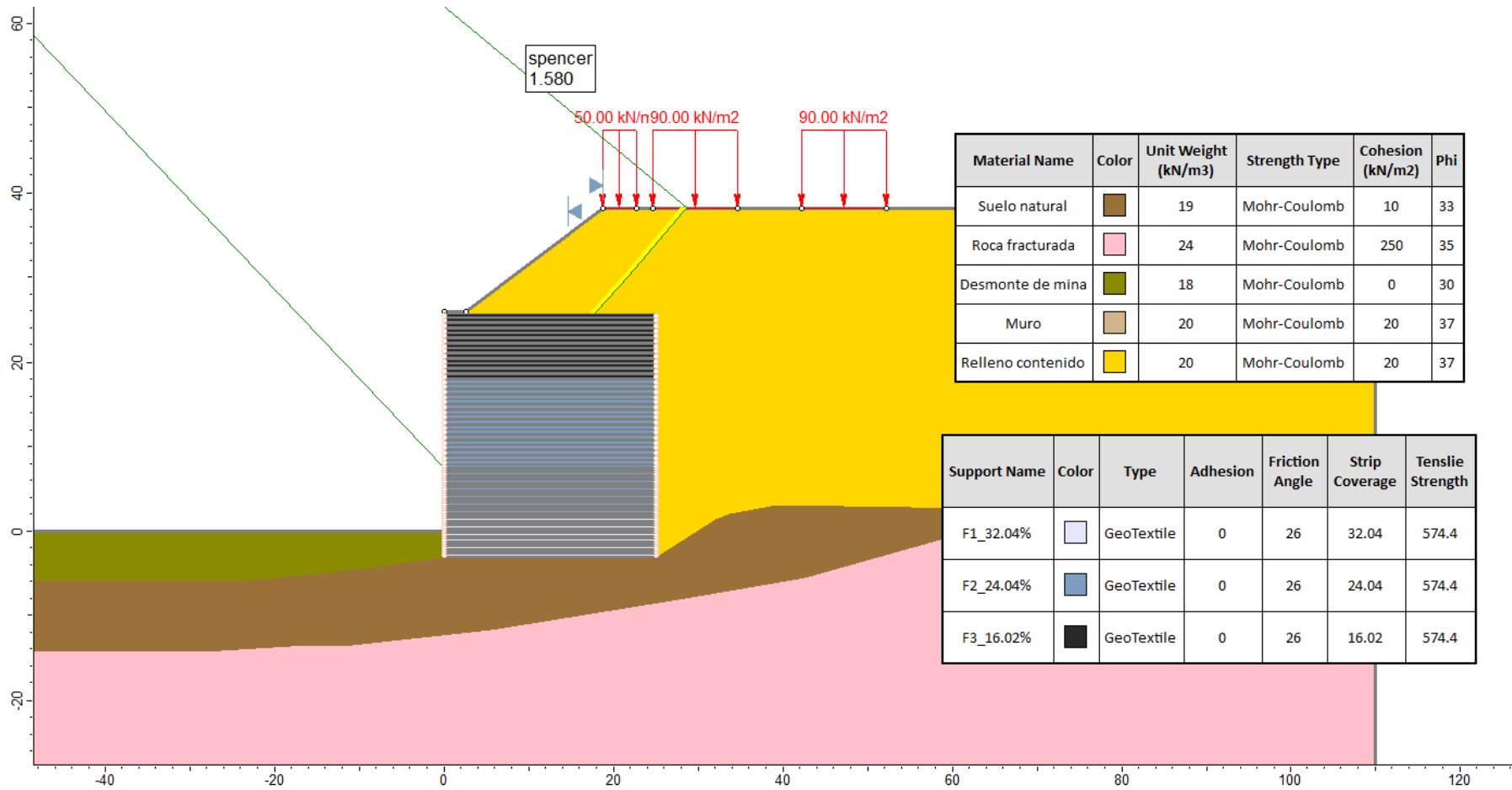


Figura N° 63: Análisis de estabilidad – condición estática – superficie potencial de falla circular – método de Spencer.

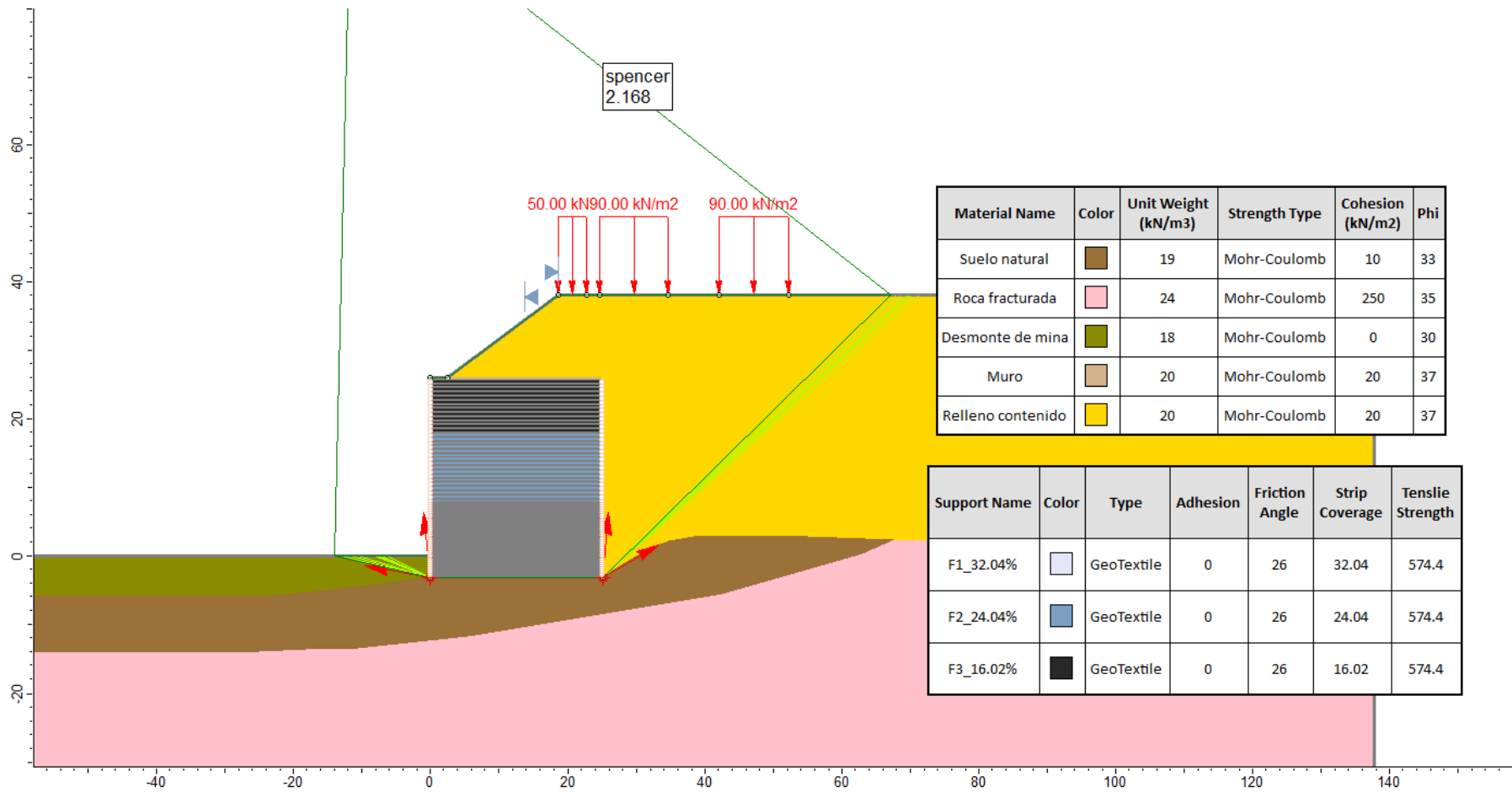


Figura N° 64: Análisis de estabilidad – condición estática – superficie potencial de falla en bloque – método de Spencer.

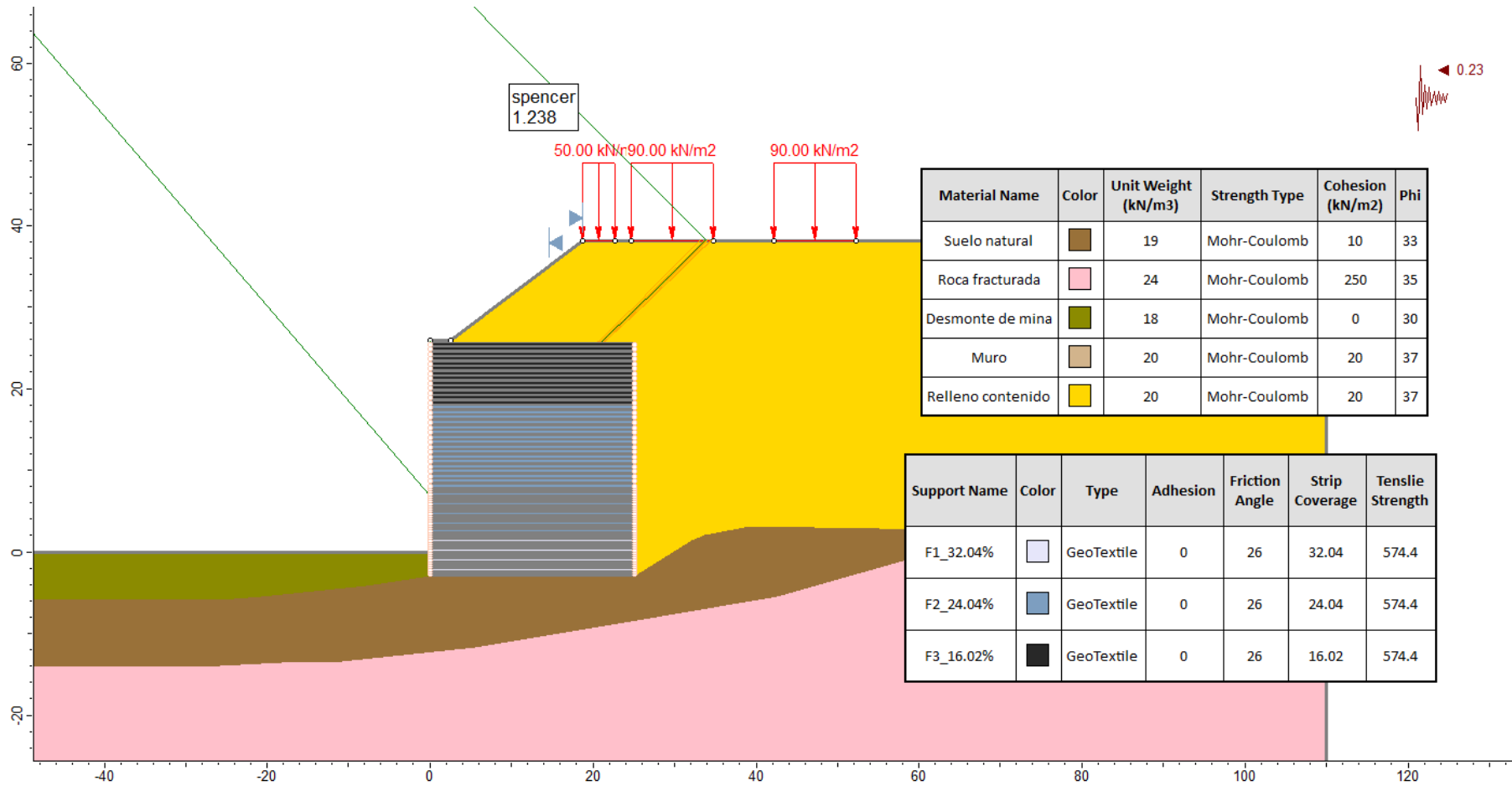


Figura N° 65: Análisis de estabilidad – condición pseudoestática – superficie potencial de falla circular – método de Spencer.

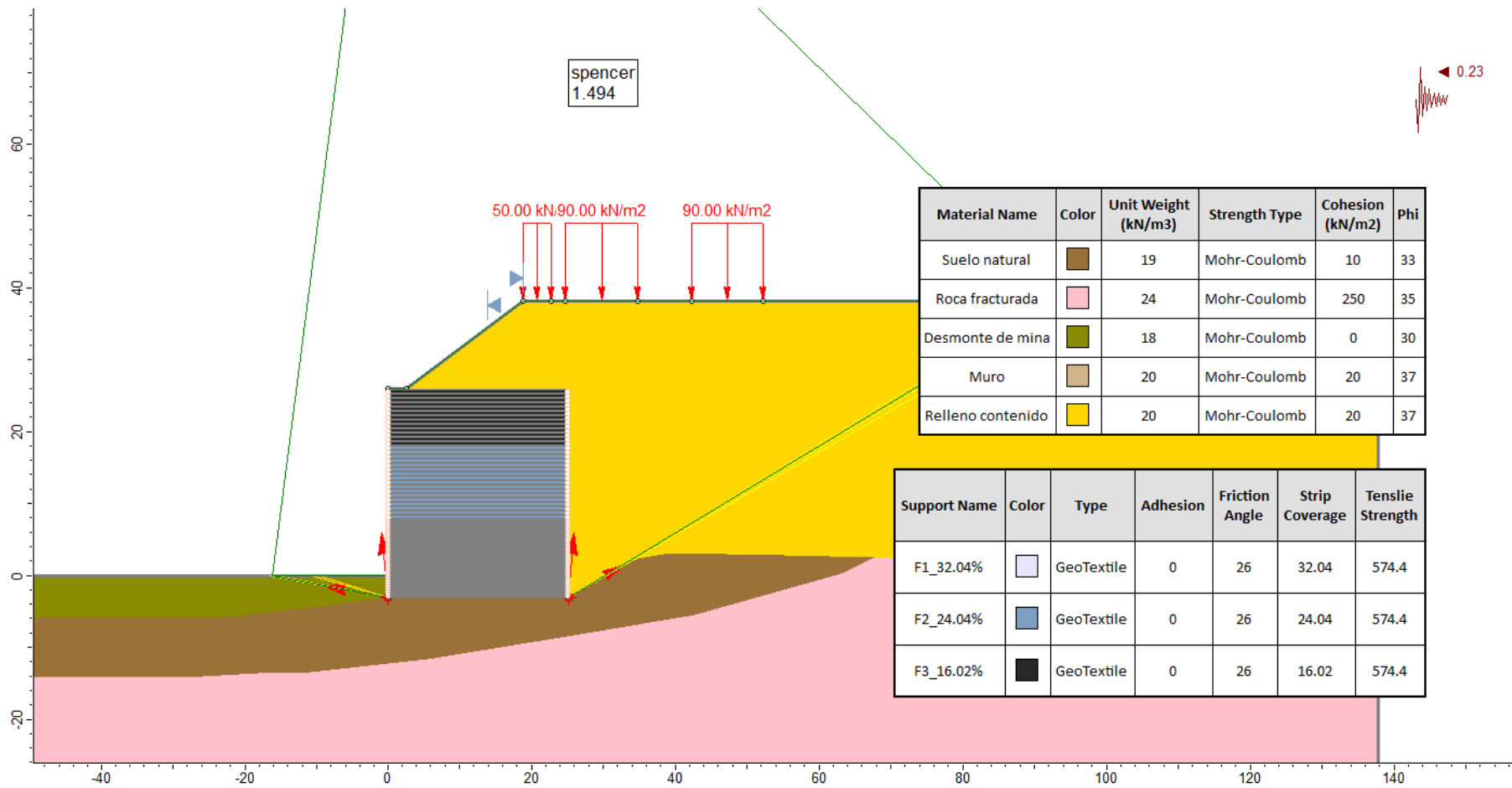
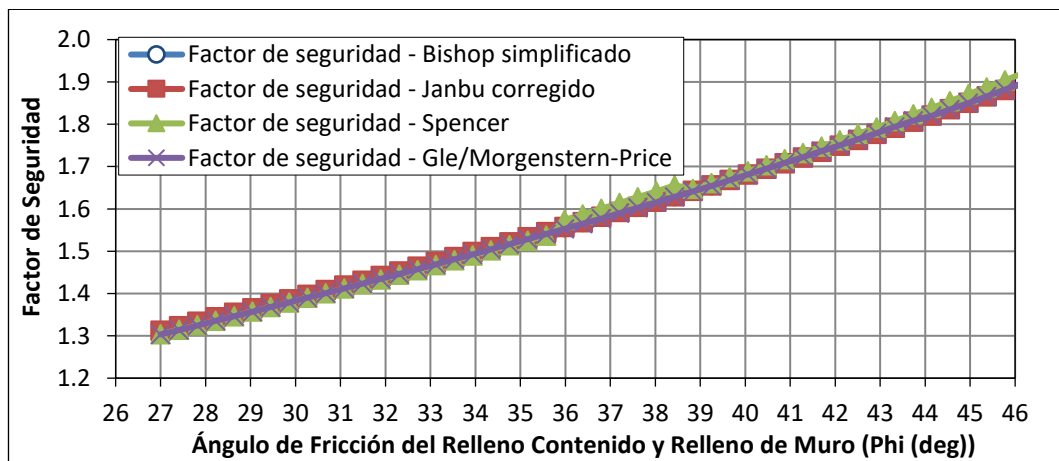


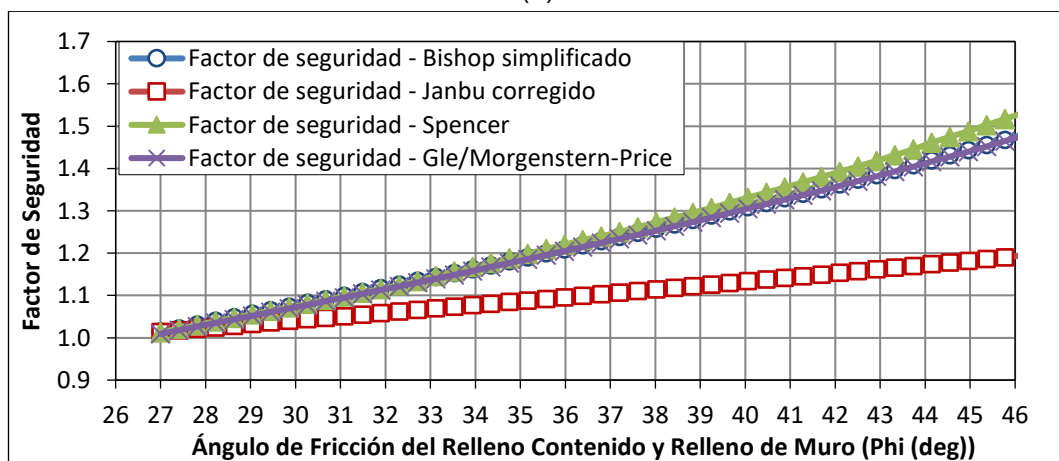
Figura N° 66: Análisis de estabilidad – condición pseudoestática – superficie potencial en bloque – método de Spencer

Con el fin de investigar la sensibilidad de los resultados con la variación de los parámetros ingresados al modelo, se realiza un análisis de sensibilidad. Los materiales que en mayor medida influyen en los resultados son el relleno contenido y relleno estructural, sus parámetros son similares, por ende se considerarán como un solo material.

Los resultados del análisis de sensibilidad para una superficie potencial de falla circular y en bloque, en condiciones estáticas y pseudoestáticas, se muestra en la Figura N° 67 y Figura N° 68 respectivamente. Se observa que la falla circular es más crítica que la falla en bloque. En falla tipo circular, los resultados de los diversos métodos son similares, excepto en Janbu Corregido. En falla tipo bloque se evidencia diferencias entre métodos rigurosos de Spencer y Morgenstem-Price con métodos simples de Bishop y Janbu Corregido.

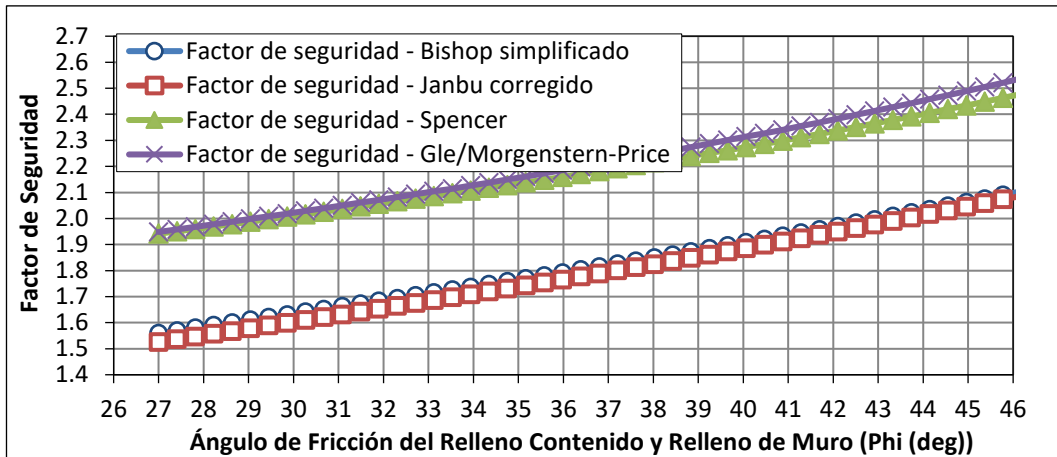


(a)

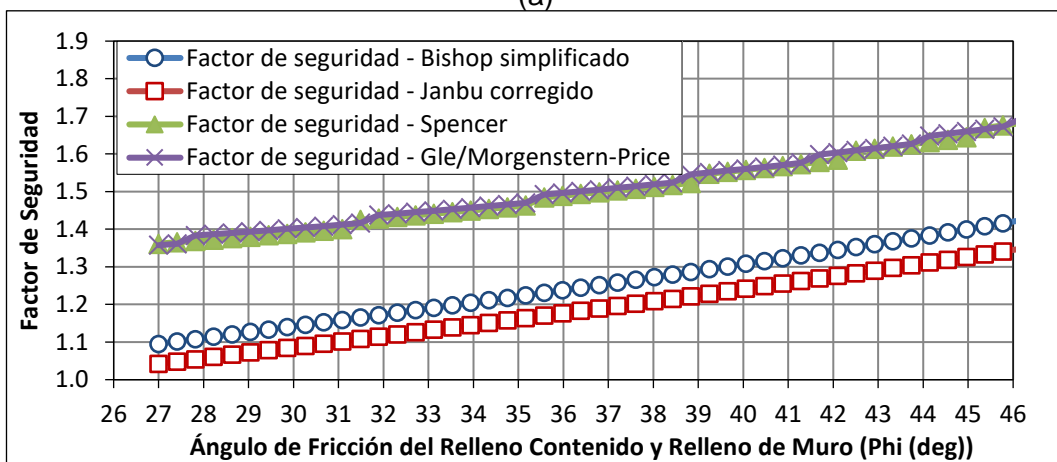


(b)

Figura N° 67: Análisis de sensibilidad del relleno contenido – falla circular. (a) Estático. (b) Pseudoestático



(a)



(b)

Figura N° 68: Análisis de sensibilidad del relleno contenido – falla en bloque. (a) Estático. (b) Pseudoestático

En la falla tipo circular, Figura N° 67, se observa similitud entre los diversos métodos analizados, sin embargo, en el caso de Janbu corregido se evidencia FS menores y diferencias notables con los demás métodos, en el caso pseudoestático. Ello es debido a que con Janbu se encuentra FS menores en superficie diferente potencial de falla a los demás métodos, en la geometría del muro de suelo reforzado.

En la falla tipo bloque, Figura N° 68, se observan diferencias marcadas entre los métodos simples (Bishop simplificado y Janbu corregido) con los métodos rigurosos (Spencer y Morgenstern-Price), en la geometría del muro de suelo reforzado. Los métodos simples resultan con superficies cortas y FS menores que los métodos rigurosos.

Las diferentes superficies de falla determinadas con el Factor de Seguridad mínimo se muestran en la Figura N° 69.

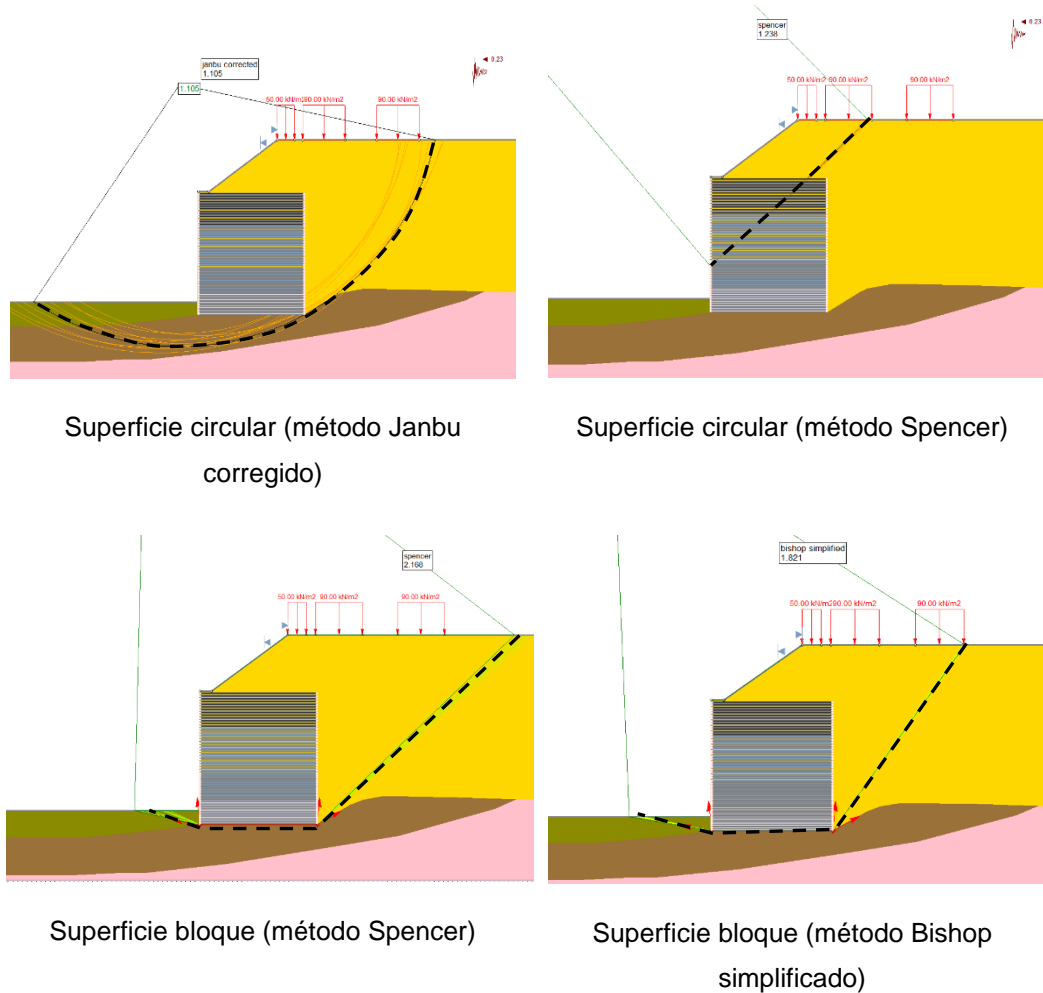


Figura N° 69: Diferencias en superficies de potencial de falla circular y bloque, con respecto a métodos de análisis y geometría.

En la Tabla 31 se muestra el FS por el método de reducción paramétrica. Los resultados del análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite se muestran en la Tabla 32. Finalmente, en la Tabla 33 se muestra los resultados de los análisis pseudoestáticos.

La superficie de falla potencial del método de reducción paramétrica es diferente de la superficie de falla del método de equilibrio límite, ello es debido a los elementos de refuerzo, analizados por medio de elementos finitos, no tienen un límite de ruptura, incrementando su fuerza a mayor deformación. La diferencia del

método de equilibrio límite es que los refuerzos son modelados como fuerzas en condiciones últimas. Las metodologías usadas son diferentes por lo cual no se puede comparar, pero si los resultados que nos proveen.

Tabla 31: FS en condición estática - método de Reducción Paramétrica

Superficie de falla	Método	FS
Compleja	Reducción Paramétrica	1.47

Tabla 32: FS en condición estática - método de Equilibrio Límite.

Superficie de falla	Método	FS
Circular	Spencer	1.580
Bloque	Spencer	2.168

Tabla 33: FS en condición pseudoestática - método de Equilibrio Límite

Superficie de falla	Método	FS
Circular	Spencer	1.238
Bloque	Spencer	1.494

5.13 ASENTAMIENTOS DURANTE LA ETAPA CONSTRUCTIVA

Los asentamientos en la base del muro se han medido mediante monitoreos topográficos. Las mediciones se han realizado casi diariamente.

La altura del muro versus asentamiento se ha determinado de acuerdo a los reportes de avance de obra y monitoreo topográfico. En la Tabla 34 se muestra asentamientos versus altura de muro.

En la Figura N° 71 se muestra los registros de asentamientos en función del tiempo, medidos en el solado de concreto, ubicado en el pie del muro en los puntos C-06 y C-07.

Tabla 34: Asentamientos medidos versus altura del muro.

Altura del muro*	Fecha (día/mes/año)	Asentamiento - C-06 (cm)	Asentamiento - C-07 (cm)
20.6	12/07/2013	4.3	3.5
23.0	19/07/2013	5.2	5.0
29.0	28/07/2013	7.2	6.8
41.0	25/10/2013	--	12.0

*Desde el nivel del fondo de cimentación ó -3.0 metros de profundidad.

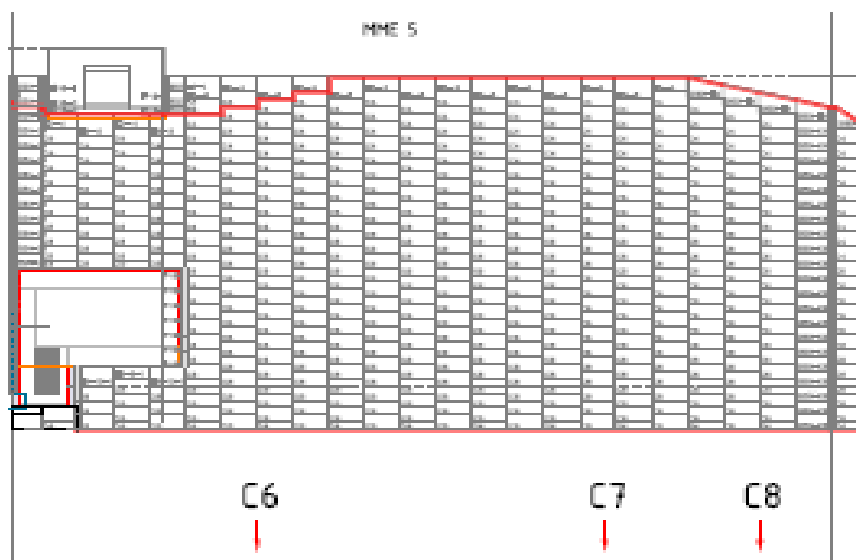


Figura N° 70: Ubicación de los puntos C-06 y C-07, en elevación del muro.

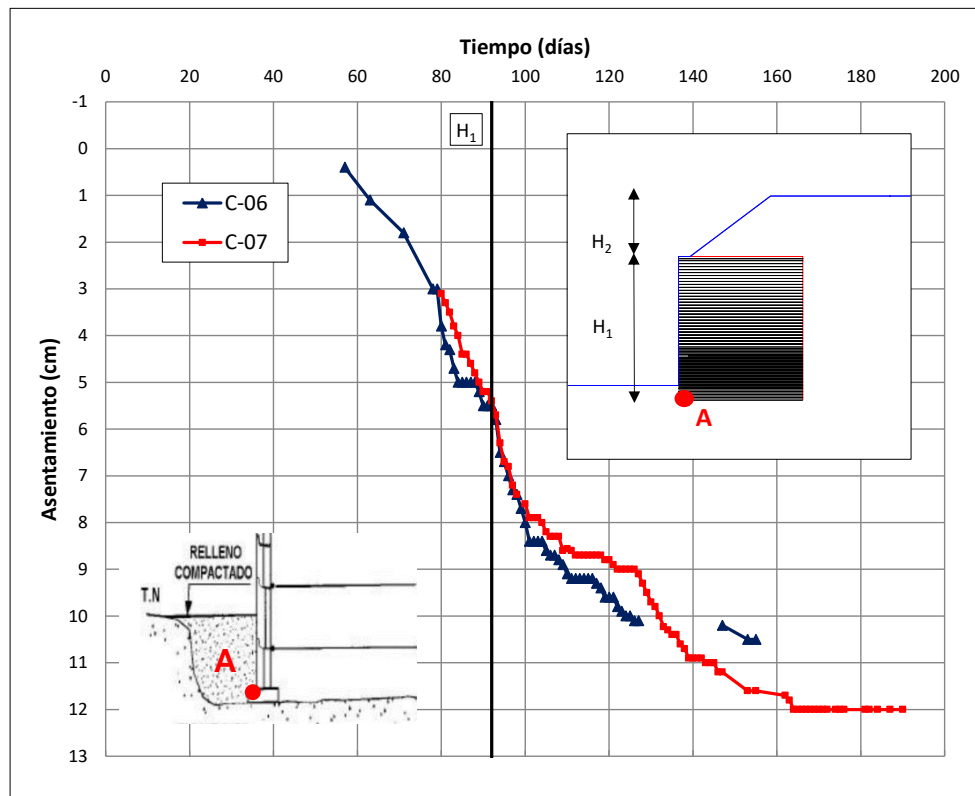


Figura N° 71: Asentamiento en los puntos C-06 y C-07 en el pie del muro, en función del tiempo.

5.14 CALIBRACIÓN DEL MODELO

Para calibrar el modelo en el programa PLAXIS, se debe de minimizar las diferencias de los asentamientos teóricos y los medidos en campo mediante la variación de algún parámetro del modelo. Como datos medidos en campo, se tiene los asentamientos versus tiempo y asentamientos versus altura del muro. De estos datos el más útil es el asentamiento versus altura, debido a que el asentamiento elástico depende en mayor medida de la carga aplicada al suelo y no al tiempo que duran éstas. Para la calibración se varían los módulos de rigideces del subsuelo, específicamente de los estratos “suelo de cimentación” y “roca fracturada”, estimados mediante exploraciones geofísicas, como se puede mostrar en el perfil unidimensional de velocidades de ondas de corte, en la Figura N° 72.

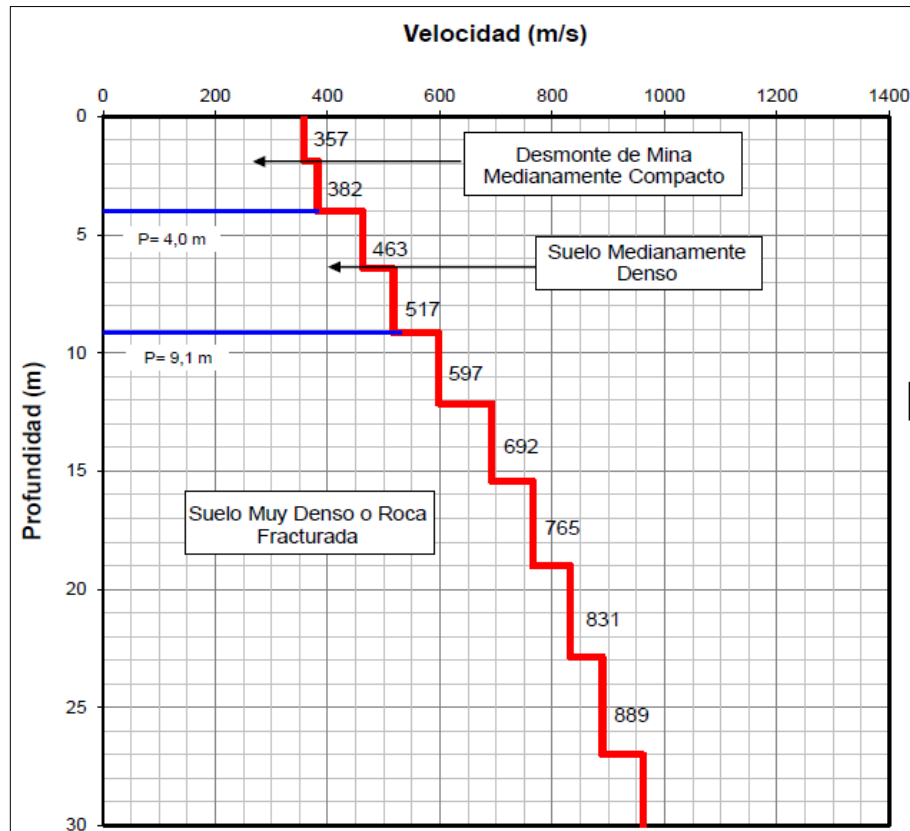


Figura N° 72: Sondaje unidimensional de ondas de corte (Vs)

Para conocer la sensibilidad de la variación del asentamiento se varían los módulos de rigideces de los estratos del subsuelo. Se considera rigidez constante y variable con la profundidad para el estrato de roca fracturada. Los modelos utilizados para la calibración se muestran en la Tabla 35.

Tabla 35: Lista de modelos para la calibración.

Calibración	Modelo	Suelo natural	Roca fracturada
		E_{50} (kN/m ²)	E_{50} (kN/m ²)
Rigidez constante de roca con profundidad (Figura N° 76)	E1	9.000E+04	3.500E+05
	E2	9.000E+04	5.000E+05
	E3	9.000E+04	1.000E+06

Calibración	Modelo	Suelo natural	Roca fracturada
		E_{50} (kN/m ²)	E_{50} (kN/m ²)
Rigidez variable de roca con profundidad (Figura N° 77)	A1	9.000E+04	≈10% E _{max} (ver Tabla 36)
	A2	9.000E+04	≈25% E _{max} (ver Tabla 36)
	A3	9.000E+04	≈40% E _{max} (ver Tabla 36)
Rigidez constante de suelo con profundidad (Figura N° 78)	B1	9.000E+04	≈25% E _{max} (ver Tabla 36)
	B2	1.800E+05	≈25% E _{max} (ver Tabla 36)
	B3	2.700E+05	≈25% E _{max} (ver Tabla 36)
Profundidad de análisis variable (Figura N° 79)	C1	9.000E+04	≈10% E _{max} (ver Tabla 36)
	C2	9.000E+04	≈10% E _{max} (ver Tabla 36)
	C3	9.000E+04	≈10% E _{max} (ver Tabla 36)

En la Figura N° 76, Figura N° 77, Figura N° 78 y Figura N° 79 se muestran los asentamientos en función de la altura construida del muro.

El modelo que mejor se ajustan es el B2 y en algunos tramos el B1. El modelo B2 utiliza una rigidez variable con la profundidad en roca, por lo cual el asentamiento depende mucho de la profundidad de análisis. Por otro lado, las deformaciones por corte en roca son del orden de 0.03 % en promedio en la profundidad y en el suelo del orden de 0.25% en promedio y hasta 1% localmente; ver Figura N° 73 y Figura N° 74. En el modelo B1 el módulo de Young (E_{50}) del suelo es del orden de 10 % y en el modelo B2 es del orden de 20%. En el caso del modelo B1 y B2 se utiliza una rigidez variable, que incrementa con la profundidad; se ha estimado el módulo de Young hasta 100 m de profundidad. Según el modelo B2 el módulo de Young de la roca es del orden del 25% del módulo máximo y la deformación por corte decrece desde 0.047%.

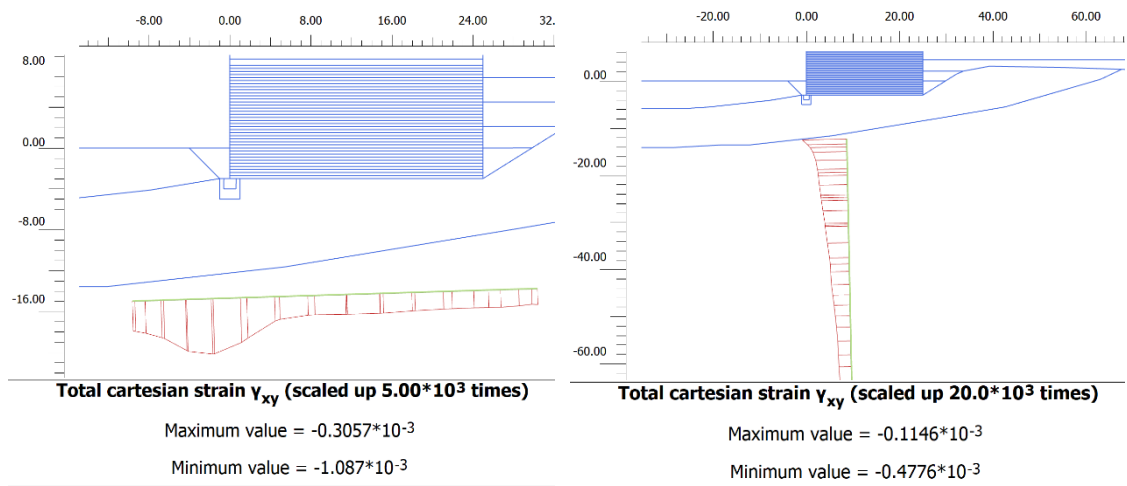


Figura N° 73: Resultado de deformación por corte en roca (modelo B2)

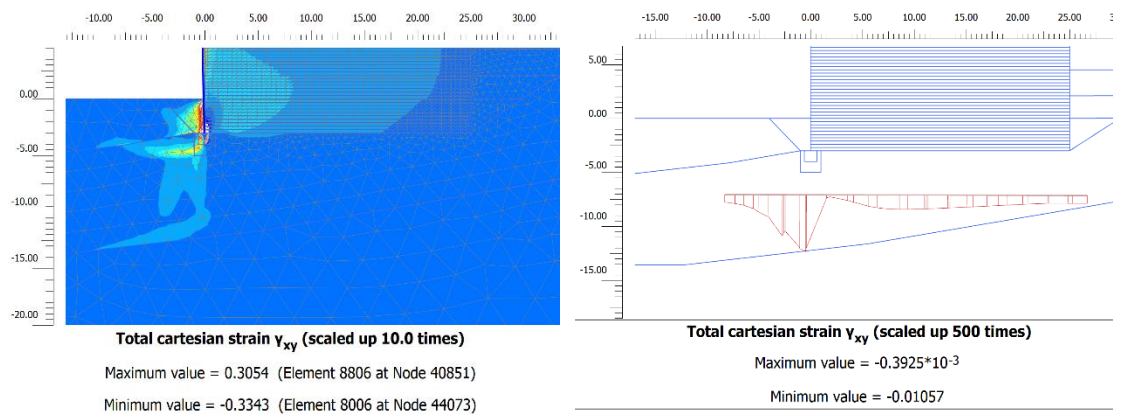


Figura N° 74: Resultado de deformación por corte en suelo (modelo B2)

Módulos de Young (según ensayo MASW)

Prof. (m)	Vs (m/s)	Emax	E (10%Emax)	E (25%Emax)	E (40%Emax)
		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
10	597	1.82E+06	1.82E+05	4.54E+05	7.27E+05
15	692	2.44E+06	2.44E+05	6.10E+05	9.76E+05
20	831	3.52E+06	3.52E+05	8.80E+05	1.41E+06
25	889	4.03E+06	4.03E+05	1.01E+06	1.61E+06
		$E' =$	179000	448000	717000
		$E_{inc} =$	15400	38500	61700

Se asume poisson = 0.25

Se asume $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$

E' = módulo de elasticidad a 10m de profundidad

Tabla 36: Módulo de Young a distintos porcentajes (estimado)

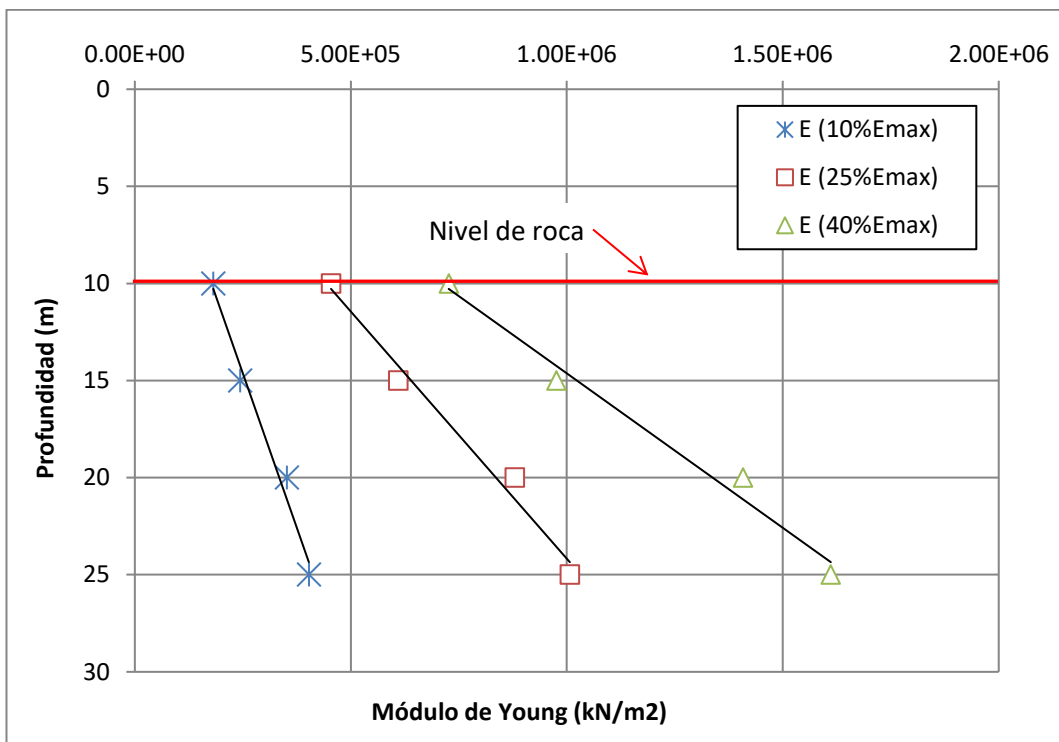


Figura N° 75: Módulo de Young a distintos porcentajes versus profundidad

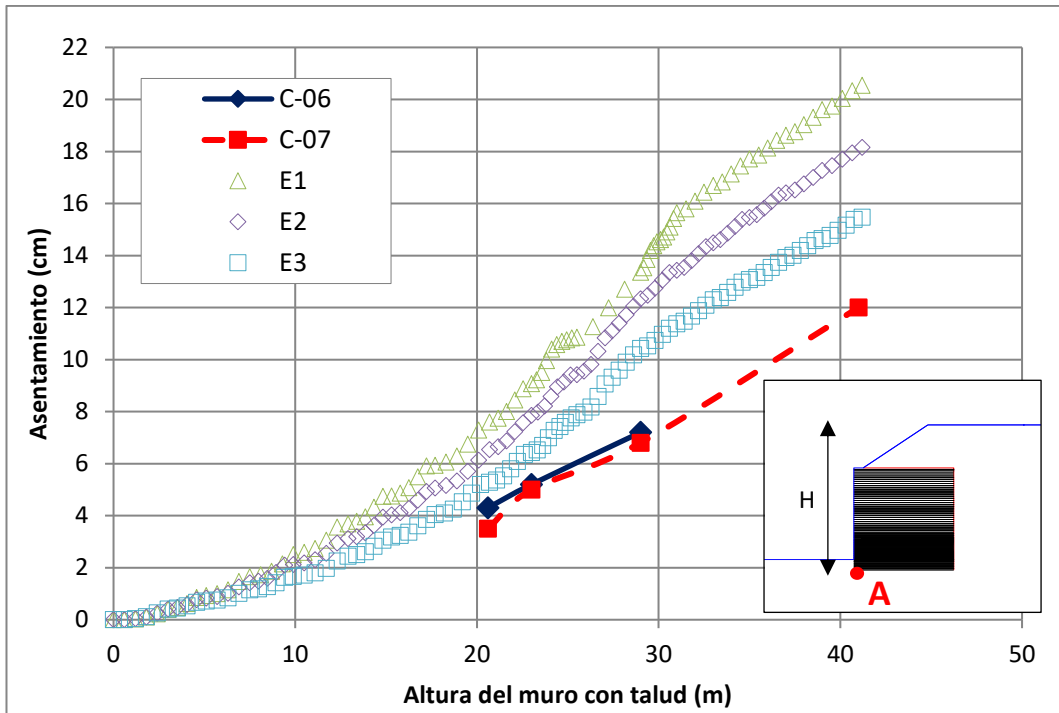


Figura N° 76: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos E1, E2 y E3 (Rigidez constante de roca con profundidad).

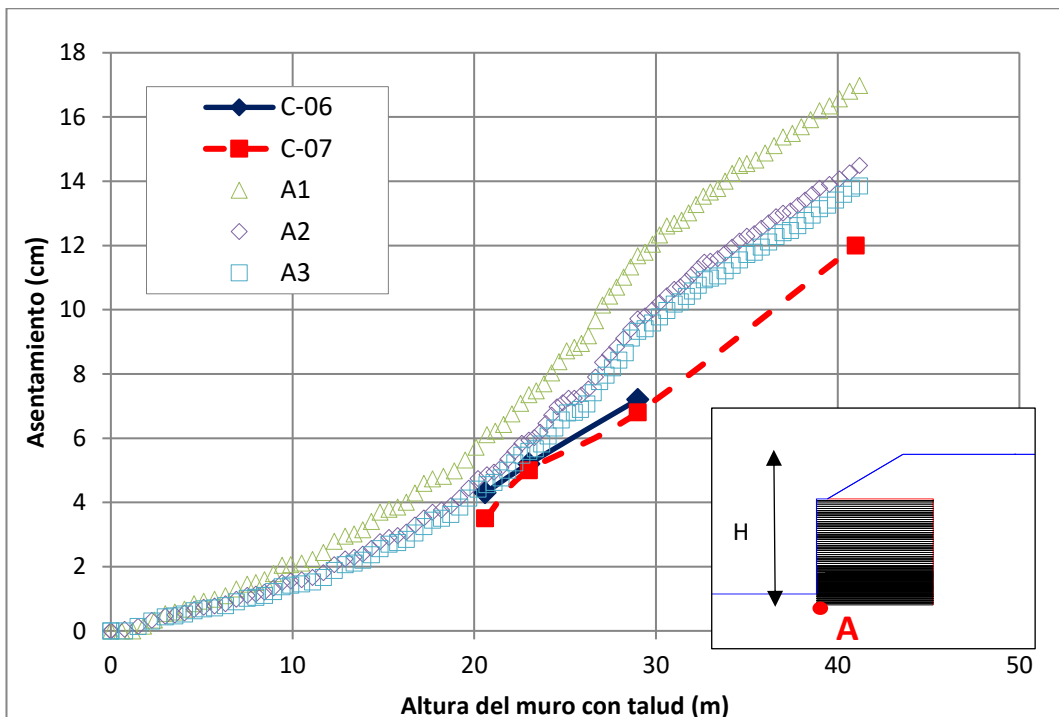


Figura N° 77: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos A1, A2 y A3 (Rigidez variable de roca con profundidad).

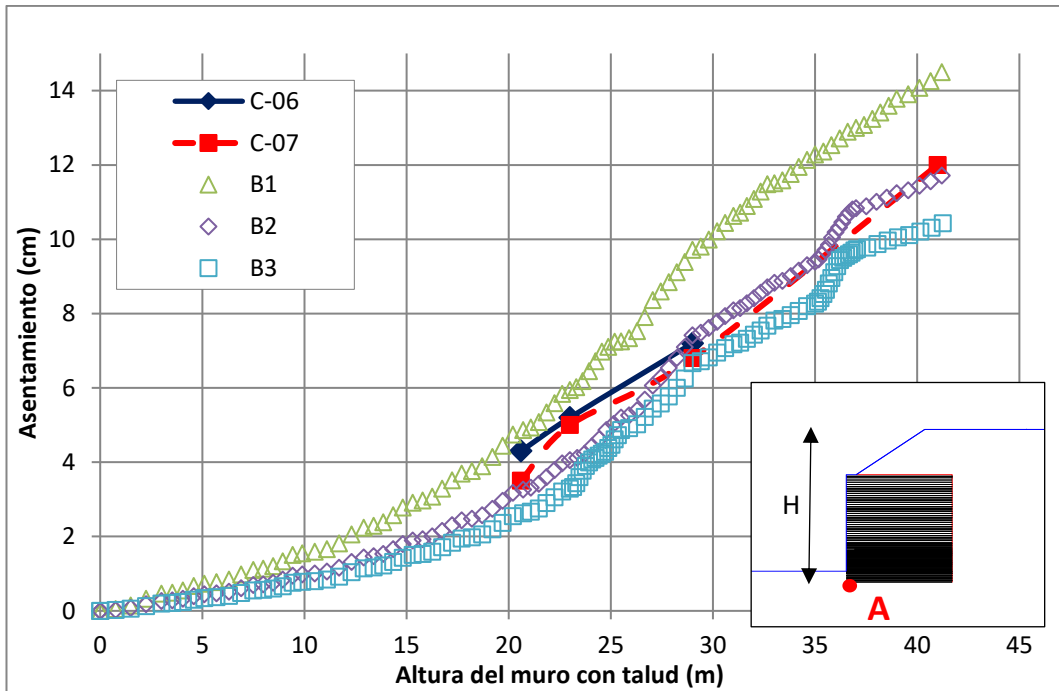


Figura N° 78: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos B1, B2 y B3 (Rigidez constante de suelo con profundidad).

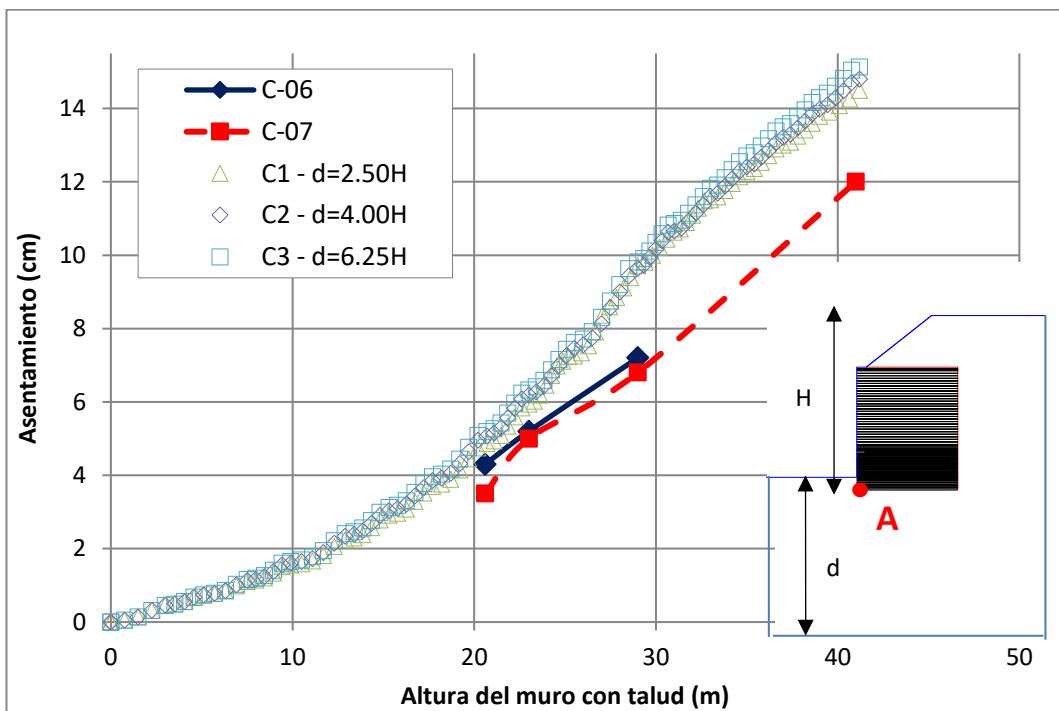


Figura N° 79: Asentamientos en C-06 y C-07, y en los modelos C1, C2 y C3 (Profundidad de análisis variable).

5.15 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo con el modelamiento numérico, resultados hallados, literatura técnica y datos de campo se discuten los siguientes ítems, que se consideran los más importantes en la presente tesis:

Análisis de esfuerzo – deformación

En el análisis de aplicación, la mayor parte de los parámetros del suelo fueron determinados de manera indirecta y de acuerdo con el criterio geotécnico, debido a las limitaciones de los ensayos de laboratorio, por ello los resultados obtenidos deben ser interpretados adecuadamente y no de manera exacta. Los parámetros de rigideces del subsuelo obtenidos por medio de ensayos geofísicos son de mayor confiabilidad debido a que representan mejor las condiciones iniciales del subsuelo. La incertidumbre de la rigidez es sobre el porcentaje de reducción que se deben aplicar a los módulos elásticos o módulos máximos obtenidos por medio de ensayos geofísicos. Para el suelo de relleno (relleno estructural y relleno contenido) es mejor usar los módulos de laboratorio, debido a que se pueden determinar a diferentes presiones de confinamiento. Por otro lado, los parámetros de resistencia no se pueden determinar de ensayos de laboratorio debido a limitación del tamaño de la celda triaxial, que no puede ensayar el suelo real.

Dada las limitaciones mencionadas arriba, se han elegido y realizado variaciones de parámetros del suelo para los modelos constitutivos Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil (HS) con el fin de evaluar el comportamiento del modelo, mediante el software PLAXIS. El modelo MC está fuertemente influenciado por el módulo E_{50} , que controla fuertemente las deformaciones que se producen en el muro. En MC al incrementar el E_{50} y el coeficiente de Poisson se incrementa el desplazamiento frontal. En el modelo HS al incrementar el E_u no hay variación significativa debido a que las deformaciones plásticas están predominando fuertemente; el E_u es usado para calcular las deformaciones elásticas, mientras que las deformaciones plásticas están controladas por la función de potencial plástico. El E_{50} en el HS controla fuertemente las deformaciones plásticas del muro, debido a que este parámetro está incluido en la función de potencial plástico del modelo. Al variar el coeficiente de Poisson en HS, en diferentes modelos, no hay mucha variación en el desplazamiento frontal del muro.

En los resultados de la aplicación de la tesis, se ha encontrado que la diferencia del desplazamiento horizontal del paramento frontal del muro en el MC con sobrecarga y sin sobrecarga es del orden de 2 cm. La desventaja de MC es que la rigidez no varía durante el modelamiento de la secuencia constructiva y aplicación de sobrecarga; sin embargo, el suelo realmente incrementa su rigidez al incrementar el esfuerzo de confinamiento. El modelo Hardening Soil (HS) tiene muchas ventajas: generación de la plastificación por corte y compresión, la rigidez depende del confinamiento según una ley potencial y la trayectoria de esfuerzos y deformaciones es hiperbólica. Los desplazamientos del paramento frontal del muro mediante HS, con sobrecarga y sin sobrecarga son mayores que el MC. La diferencia del desplazamiento con sobrecarga y sin sobrecarga es del orden de 6 cm, en el modelo HS. En tanto, en HS no hay mucha influencia en el método de "Plastic" y "Updated", implementado en PLAXIS. De acuerdo con el manual de referencia de PLAXIS, la opción "Plastic" está formulada para pequeñas deformaciones y la matriz de rigidez es referida a una geometría no deformada. La opción "Updated Mesh" está de acuerdo a la teoría de "Updated Lagrange Formulation".

Para modelar a los suelos denominados **relleno contenido** y **relleno estructural**, que conforman el muro, se debe de usar el modelo Hardening Soil y el método "Updated Mesh"; los modelos más desarrollados se utilizan cuando un modelo simple no puede reproducir el comportamiento real debido a sus limitaciones de cálculo.

En la presente tesis, se ha modelado el muro con HS y MC con los métodos "Plastic" y "Updated", con el fin de investigar su comportamiento. A continuación, se analizan los resultados hallados:

La distribución de asentamientos en la base del muro es similar para los análisis realizados con el modelo HS mediante los métodos de "Plastic" y "Updated Mesh", tanto para el muro sin sobrecarga y con sobrecarga; también hay similitud al resultado del análisis "Updated Mesh" con MC y con sobrecarga. Por otro lado, la distribución de asentamiento es similar para los análisis realizados con MC, excepto el ya mencionado. En general todos los análisis están dentro del rango de entre 18 y 22 cm de deformación.

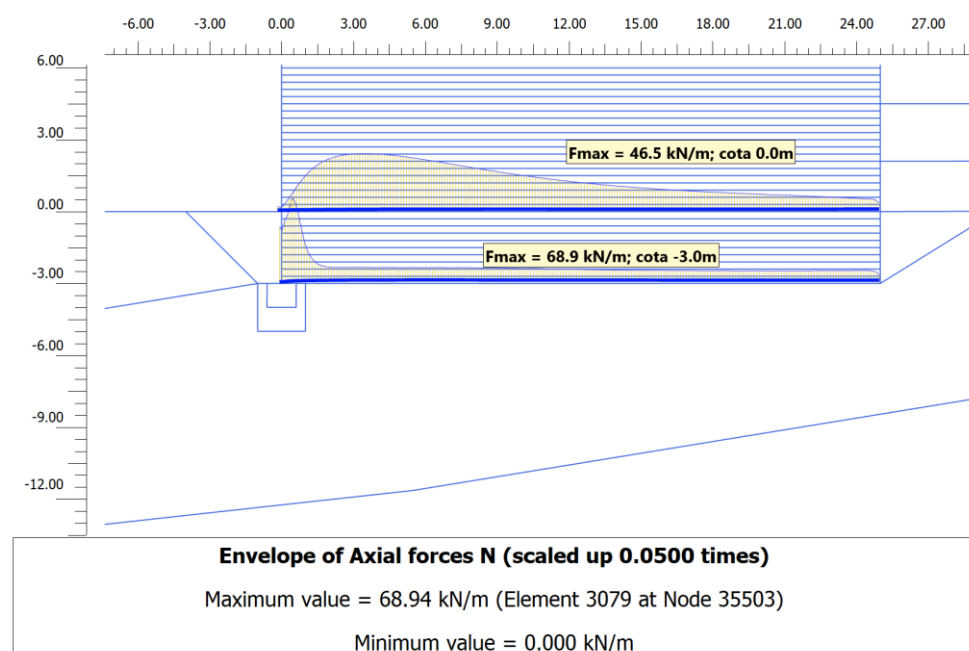
De acuerdo con el AASHTO LRFD, ítem 11.10.1.4 el asentamiento tolerable del muro MSE deberá ser establecido en base a la deformabilidad del paramento frontal y el propósito del muro. Los asentamientos diferenciales a la largo del muro deben limitarse de acuerdo con la variación de altura del muro o variación de estratos compresibles. La norma recomienda asentamientos diferenciales para paneles de concreto según la siguiente tabla:

Joint Width (in.)	Limiting Differential Settlement	
	Area $\leq 30 \text{ ft}^2$	$30 \text{ ft}^2 \leq \text{Area} \leq 75 \text{ ft}^2$
0.75	1/100	1/200
0.50	1/200	1/300
0.25	1/300	1/600

De acuerdo C. Jones (1996) las estructuras reforzadas pueden tolerar mayores asentamientos que estructuras convencionales, en tanto que los asentamientos uniformes no presentan problemas. Jones además indica asentamientos diferenciales normal al paramento, como rotaciones hacia el relleno de 1:50, sin presentarse peligro alguno. La FHWA en ítem 5.4, detalles internos, recomienda secuencia de compactación para asentamientos largos, el uso de elementos extensibles, juntas deslizantes entre paneles con asentamientos diferenciales mayores a 1/100. En su ítem 2.8 además recomienda asentamientos diferenciales para muros de bloques MBW 1/200, muros con un solo panel de concreto en altura completa del muro de 1/500, y para gaviones 1/50.

En general las normas aludidas no indican expresamente asentamientos tolerables, advirtiendo las consideraciones, como colocar adecuadas juntas, no usar paneles en formas de cruz, colocar juntas deslizantes, asegurar la resistencia del conexiones cercanas a la cimentación que se asienta, usar refuerzos extensibles, evitar abultamiento de los bloques, tener un mínimo empotramiento del muro en el suelo, colocar un talud constructivo de manera tal de obtener el paramento vertical al final de construcción, y demás consideraciones específicas y detalles constructivos.

En el presente trabajo se determinó un asentamiento del orden de 12cm al final de la construcción, y mediante el modelamiento se estimó asentamiento del orden de 19 – 20 cm, sin sobrecarga y mediante el modelo HS, valor superior al medido en campo. En el modelo (ver figura) se halla que los refuerzos tienen la suficiente capacidad de resistencia ($68.9\text{kN}/3.56=19\text{kN}$) muy por debajo de su máxima resistencia 100kN. Mayores asentamientos pueden ocurrir debido al flujo por sobrecarga del subsuelo con el tiempo, sin embargo, debido a la flexibilidad del sistema se espera un desempeño adecuado.



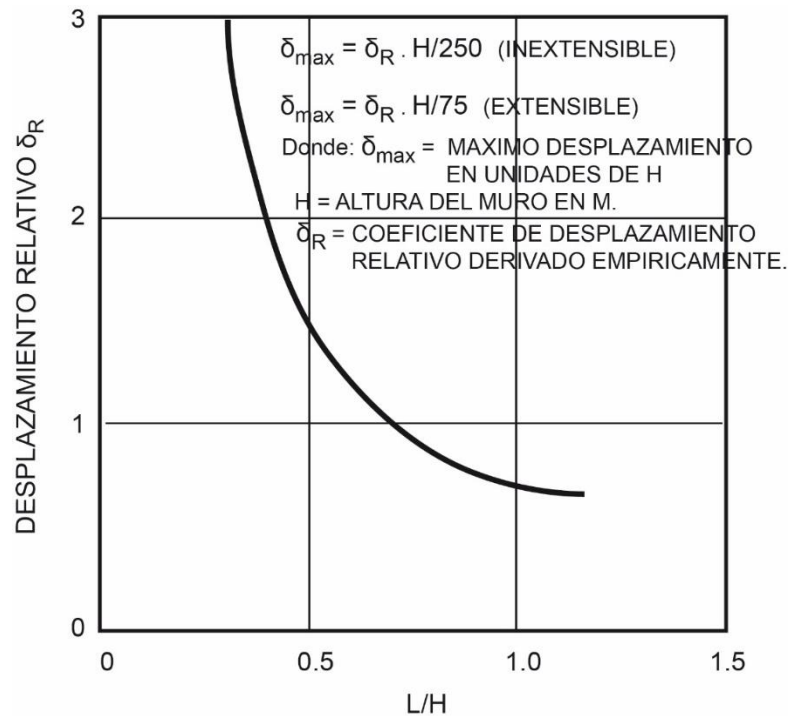
Los resultados de esfuerzos calculados, mediante el programa PLAXIS y la técnica de elementos finitos, muestra que en la base del muro se desarrolla un esfuerzo vertical de 700 kPa, muy similar al que se calcularía asumiendo una superficie semi-infinita. Un máximo esfuerzo vertical del orden de 1700 – 2200 kPa se concentra en el pie del muro, por lo cual se debe tener mayor cuidado en la compactación de esta zona. Las presiones en el suelo son mayores en los resultados hallados mediante el modelo HS que en MC, en el pie del muro. Los mayores esfuerzos de corte se encuentran en el pie del muro, produciéndose puntos de plastificación que indican que el suelo tiene un comportamiento puramente plástico; estos

estados de esfuerzo no comprometen la estabilidad global de la estructura analizada, por ser locales.

Los resultados del desplazamiento frontal del paramento frontal son mayores al obtenido mediante el modelo HS que en MC, ello debido a que la rigidez del suelo de MC es mayor durante la etapa constructiva del modelo. El modelo HS tiene la ventaja de calcular mejor la rigidez del suelo, el cual depende del esfuerzo de confinamiento y según una ley potencial. El desplazamiento del paramento frontal obtenido mediante MC sin sobrecarga y con sobrecarga, y mediante los métodos de "Plastic" y "Updated Mesh" son similares.

Los elementos de refuerzo (cintas de poliéster) son del tipo extensible, muy flexibles a capacidades de esfuerzos elevados, siendo la deformación la limitante para el adecuado desempeño de la estructura. En el nivel +10.5 m y en el nivel -3.0m desde la rasante se presenta el máximo esfuerzo axial de 56.1 kN/m y 68.9 kN/m. En un metro de ancho hay 2.67 y 3.56 cintas de refuerzo respectivamente, por ende, cada cinta trabajará a un esfuerzo axial de $56.1/2.67=21.0$ kN y $68.9/3.56=19.4$ kN muy por debajo de su máxima capacidad de carga (100 kN). Al estimar la deformación se obtiene un valor de 2.4 % aproximadamente. Es de recalcar que los resultados mediante modelamientos numéricos no son exactos estando estos dentro de un rango de magnitud, es por ello que al inicio de los cálculos se ha estimado una deformación de las cintas de refuerzo del orden del 1.0 %, para todos los refuerzos. Otro punto importante es que la resistencia del refuerzo estaría disminuida por los daños de instalación, deterioro en servicio, entre otros.

Según la publicación NHI-00-043 de la FHWA no hay método empírico para determinar el desplazamiento horizontal en la base del muro. La AASHTO LRFD Bridge Design Specifications en el ítem 11.10.4.2 Lateral Displacement, recomienda un máximo de acuerdo con la siguiente gráfica y solamente para muros de hasta 6.0 m como se muestra en la siguiente figura:



NOTA: INCREMENTAR EL DESPLAZAMIENTO RELATIVO 25% PARA CADA 20 kPa DE SOBRECARGA.

Basado en muros de 6.0 m de altura, el desplazamiento relativo incrementa aproximadamente 25% por cada 20 kPa de sobrecarga. La experiencia indica que para muros más altos, el efecto de la sobrecarga podría ser mayor.

Note que el desplazamiento actual podría también depender de las características del suelo, esfuerzo de compactación y ejecución del contratista.

Figura N° 80: Desplazamiento horizontal en la base de muros reforzados.

Fuente: "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", Primera Edición, Washington, 2010.

El desplazamiento calculado, mediante el modelo HS, en la base del muro resultó de 13 cm y el máximo desplazamiento se generó a la mitad del orden de 30cm, considerándose moderado, para un muro de 26m de altura. Vikas y Sivakumar (2010) modelando muros de 10 m de altura mediante modelos de Hardening Soil hallaron desplazamientos horizontales de 3.0 cm. E. Maldonado (2010) modelando un muro de relaves de 10 m mediante el programa FLAC halla un desplazamiento de 12 cm en la base del muro.

La norma FHWA-NHI-10-024, ítem 2.8.2 y la AASHTO LRFD 2017, ítem 11.10.4.2, no indican expresamente tolerancias límites del desplazamiento horizontal del paramento frontal. La FHWA y AASHTO indican que el desplazamiento horizontal depende de la técnica de compactación, extensibilidad del refuerzo, longitud, conexión de refuerzo-panel y sistema de paramento frontal. La FHWA recomienda

para bloques modulares (MBW una pendiente en la fachada de 15° , en tanto para bloques de concretos prefabricados (MSE) son construidos casi verticales; en 4.4.7 indica que el desplazamiento horizontal influye en la selección del tipo de paramento, conexión y secuencia de compactado. La ASHTO recomienda determinar el desplazamiento para prever espacio libre entre paramento y alguna estructura próxima, y para determinar el talud constructivo del muro para así obtener un paramento casi vertical.

Para el presente estudio el paramento son bloques de concreto prefabricadas (MSE) rectangulares asentadas sobre juntas de almohadillas y refuerzos de tiras de poliéster, este tipo de paramento es bastante flexible. Las excesivas deformaciones pueden traer problemas de abultamiento de los paneles o sobreesfuerzos en las conexiones, si no son adecuadamente construidos y diseñadas.

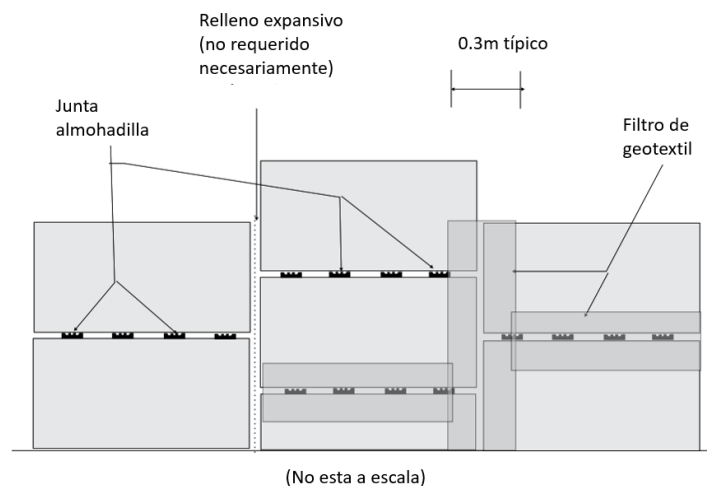


Figura N° 81: Detalle del paramento frontal típico

Fuente: <https://reinforcedearth.com/content/uploads/2019/05/RE-Rectangular-Panel-Construction-Manual-v2019.1.pdf>

Análisis de estabilidad física

Los resultados de los análisis mediante la metodología de Reducción Paramétrica y Equilibrio Límite son diferentes, en lo que respecta al factor de seguridad y la superficie potencial de falla. Los valores del FS de ambas metodologías no difieren en más de 10%; pero sus superficies de falla son muy diferentes. Se puede decir que ambas metodologías se complementan, debido a lo ya mencionado. El

método de Equilibrio Límite halla un FS y superficie de falla considerando la fuerza de los elementos de refuerzo en el límite de su capacidad máxima. En tanto, el método de Reducción Paramétrica considera la reducción de los parámetros de resistencia del suelo, que produce un incremento de la fuerza del refuerzo hasta un límite no definido.

La metodología de Equilibrio Límite evalúa la estabilidad en condiciones últimas siendo posible modelar una falla interna del muro. La Reducción Paramétrica hallaría la superficie más crítica considerando que el muro fallaría de modo similar a una falla global de la estructura. Es más recomendable usar la Reducción Paramétrica en estructuras de suelo no reforzadas o para modelar la falla global de una estructura reforzada.

En la Figura N° 82 se muestra el análisis por el método de Reducción Paramétrica de un muro con las mismas características del muro del capítulo V considerando todo el modelo reforzado, pero sin sobrecarga. Se observa que al aplicar esta metodología no se presenta ninguna superficie de falla creíble.

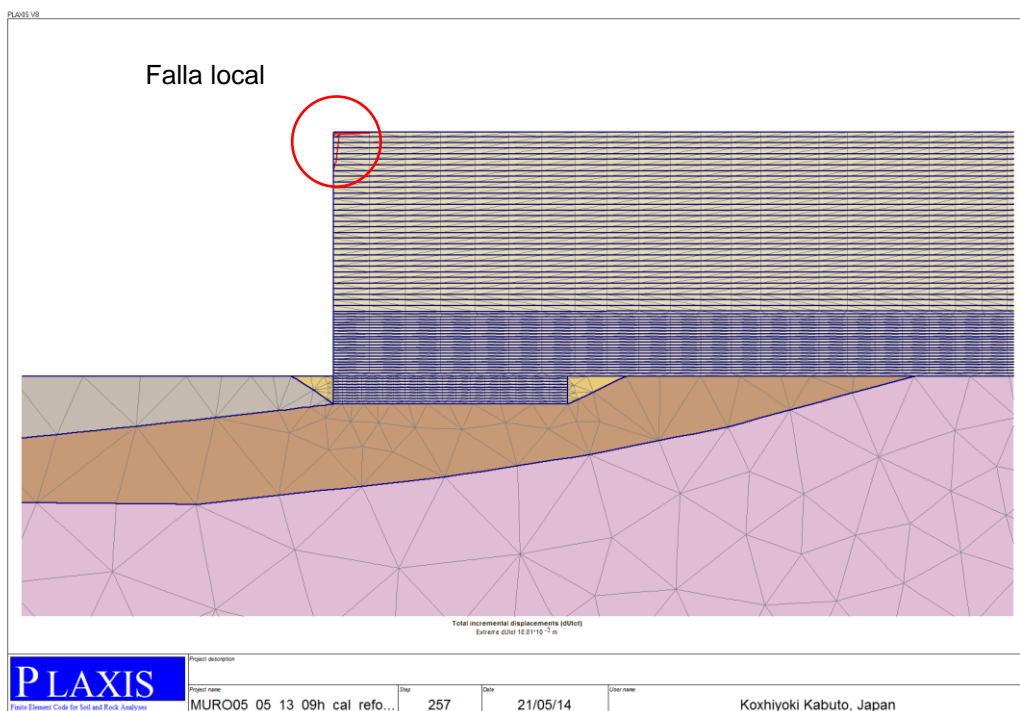


Figura N° 82: Superficie de falla usando el método de Reducción Paramétrica en un muro totalmente reforzado

La estabilidad mediante la metodología de Equilibrio Límite muestra que la superficie de falla más crítica es circular; la falla tipo bloque no es predominante. Los análisis pseudoestáticos también mostraron que la superficie con menor FS es circular.

Calibración del modelo

Generalmente un modelo se calibra cuando se desea encontrar la causa de algún colapso o hacer un pronóstico de futuros eventos. El fin de la calibración del modelo en la aplicación de la tesis fue evaluar los parámetros y resultados numéricos con respecto a los medidos en campo.

En la aplicación se ha determinado indirectamente la geometría y propiedades geotécnicas de los estratos del subsuelo, determinándose de acuerdo con la geología local y prospecciones geofísicas. Los parámetros de rigidez y resistencia se determinaron de acuerdo con ensayos de laboratorio y literatura técnica, por lo cual la calibración del modelo no es lo suficientemente exacto, pero si da una idea sobre el comportamiento del modelo del muro. Como datos para realizar la calibración se cuenta con los asentamientos reales medidos en el pie del muro. La calibración de los modelos se ha realizado variando los parámetros que más influyen en los resultados de asentamiento, con el fin de contrastarlo con los asentamientos reales medidos. Los parámetros que más influyen en los resultados pertenecen a los estratos de Roca Fracturada y Suelo de Cimentación. A continuación, se discute los resultados de los modelos para la calibración.

En los modelos con “rigidez constante de roca con profundidad” se han variado los módulos elásticos de la roca fracturada. El módulo de Young que aproxima es $1.000E+06$ kN/m², en tanto, el módulo máximo hallado mediante prospecciones geofísicas es $2.023E+06$ kN/m² a 12 m y $3.800E+06$ a 30 m. Por lo tanto, el módulo de Young adecuado es del orden del 30 % y 50% del módulo máximo, respectivamente. Las deformaciones por corte del mejor modelo son del orden de 0.03% en promedio, en Roca Fracturada.

En los modelos con “rigidez variable de roca con profundidad” se ha determinado el módulo máximo a partir del perfil de ondas de corte hasta 30 m de profundidad, y se desconoce la rigidez a mayor profundidad; por

lo que se extrapola los resultados. El módulo Young que mejor se ajusta, parcialmente en algunos puntos, es del orden del 25 - 40% del módulo máximo, para el modelo A2 y A3. La deformación por corte es del orden de 0.03%, en Roca Fracturada.

En los modelos con “rigidez constante de suelo con profundidad”, el mejor modelo que se ajusta es el B2, el cual le corresponde un módulo $E = 20\%E_{max}$. Se encuentra que hay una influencia significativa en el asentamiento al incrementar el módulo de Young del estrato de suelo.

En los modelos con “profundidad de análisis”, se observa que varían los asentamientos hasta 0.5 cm al variar la profundidad de análisis. Es más conveniente usar 4 veces la altura del muro, ya que a mayor profundidad las deformaciones por corte y verticales son casi cero.

Es común realizar el análisis de deformación por medio de la elasticidad lineal, pese a que el comportamiento del suelo es no lineal. Por otro lado, la rigidez del suelo se puede determinar por medio de los ensayos de laboratorio, ensayos in situ o correlaciones de ensayos. Además, el módulo máximo se puede obtener por el ensayo downhole, crosshole, análisis espectral de ondas de corte, cono sísmico, etc. Otro punto importante, es que el módulo de corte máximo G_{max} es una rigidez fundamental aplicable en todos los tipos de geomateriales (Tatsuoka et al., 2001) para cargas estáticas y dinámicas (Burland 1989). Es así, que Ramberg-Osgood (1948), Kondner (1963), Vucetic y Dobry (1991), Hardin y Drnevich (1972), Darendell (2001), Menq (2003) han desarrollado curvas de reducción del módulo máximo para deformaciones medias. Estas curvas son similares tanto para cargas cíclicas o estáticas monotónicas. Fahey y Carter (1993) desarrollaron la curva de reducción de módulo en función a la resistencia residual $\tau/\tau_{max} = 1/FS$. Tatsuoka y Shibuya (1991) presenta datos de degradación de rigidez que cubre suelos y rocas blandas, a través de E/E_{max} versus q/q_{max} , como se observa en la Figura N° 83.

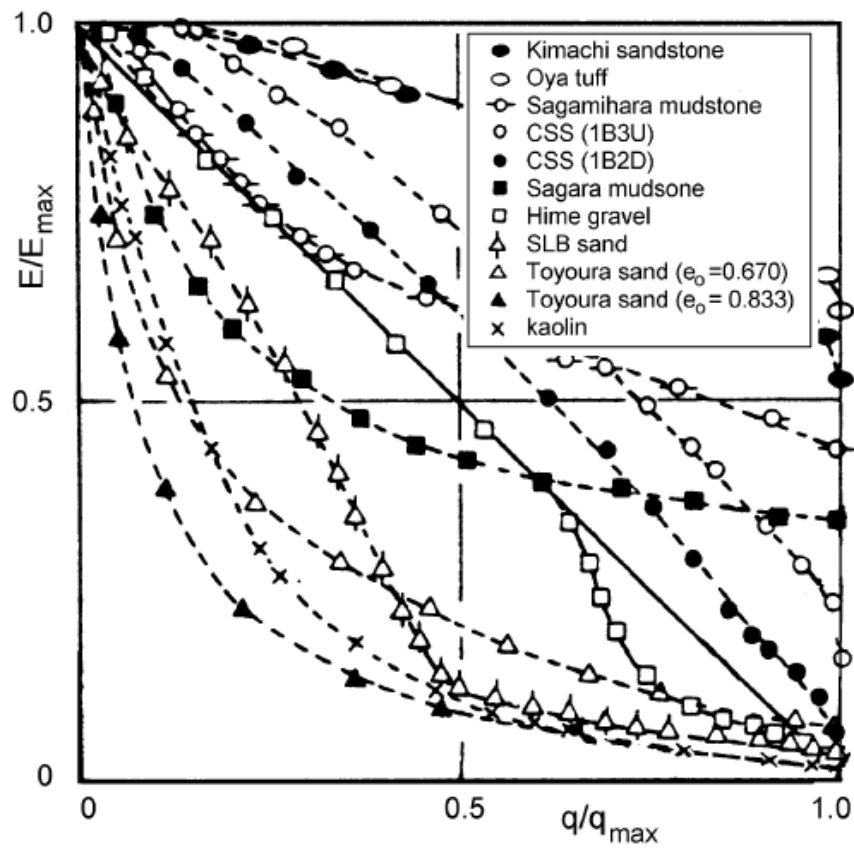


Figura N° 83: Degradación de la rigidez como rigidez normalizada versus esfuerzo movilizado de varios suelos y rocas blandas, Tatsuoka y Shibuya (1991)

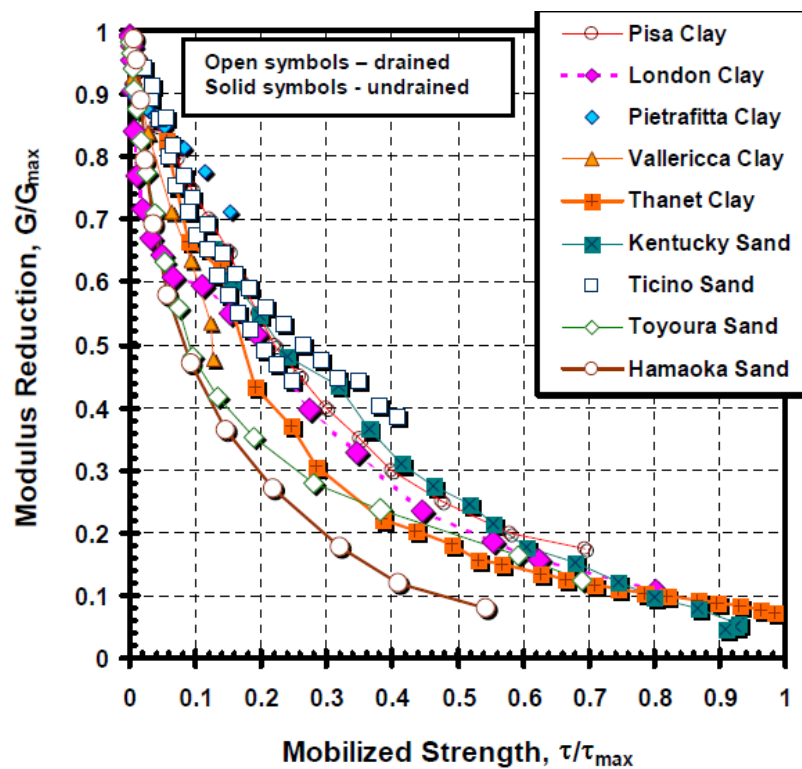
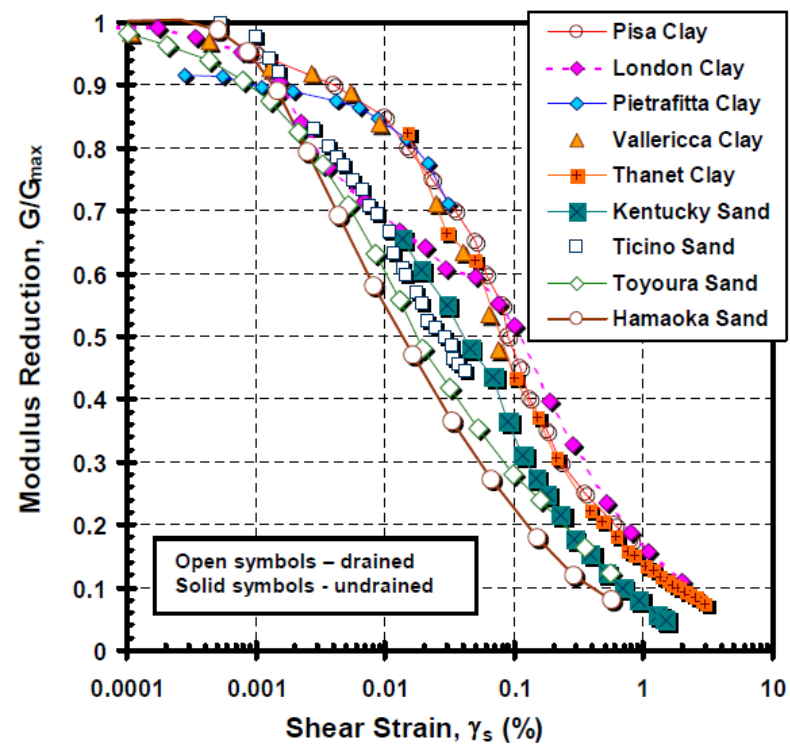


Figura N° 84: Datos de módulo de reducción, compilados del ensayo de corte monotómico torsional, graficado versus: a) deformaciones logarítmicas; b) esfuerzo movilizado. Mayne (2005)

Puzrin y Burland (1996, 1998) propusieron el método más conveniente para modelar la reducción del módulo a través de parámetros físicos fácilmente medibles. La interpretación física se muestra en la Figura N° 85 y Figura N° 86.

En los modelos analizados, en la presente tesis, se obtuvieron deformaciones de corte del orden del 0.1% y menores, en Roca Fracturada. De acuerdo a la curva de reducción Puzrin y Burland, (1996), para suelos muy compactos que se asemejan a una roca blanda, el porcentaje de reducción del módulo máximo es del orden del 50%. Es así, que el modelo B2 y B3, el cual se modeló al 25% y 40% respectivamente del E_{max} , es el que más se acerca a la realidad. Para realizar una calibración se debe de tener determinados los parámetros dinámicos hasta 4.0 veces la altura de la estructura; para un muro de 40 metros la profundidad debería ser 160m.

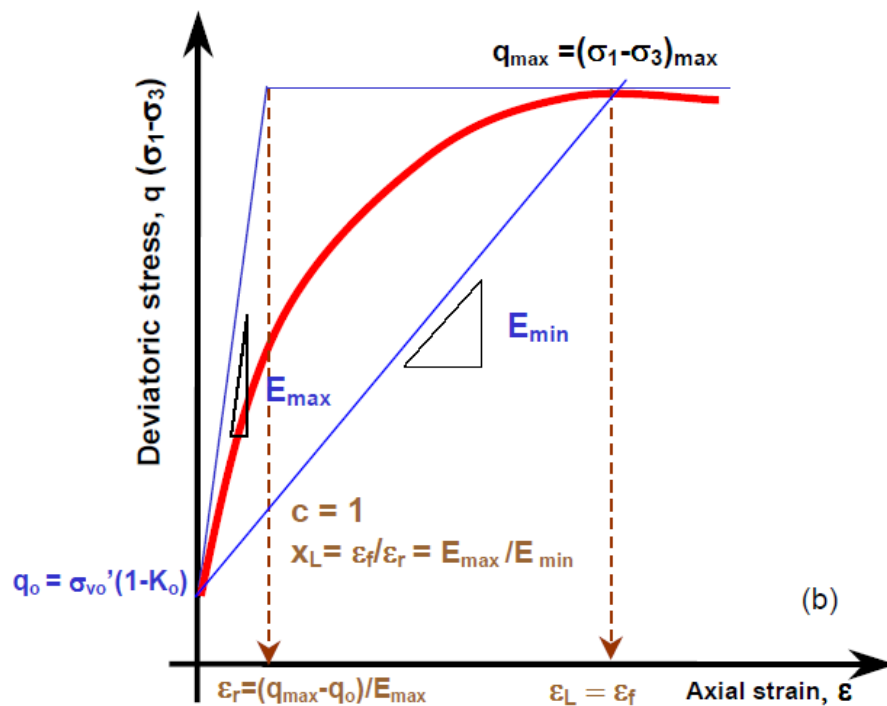


Figura N° 85: Parámetro físico de la función logarítmica definida por Puzrin y Burland, (1996).

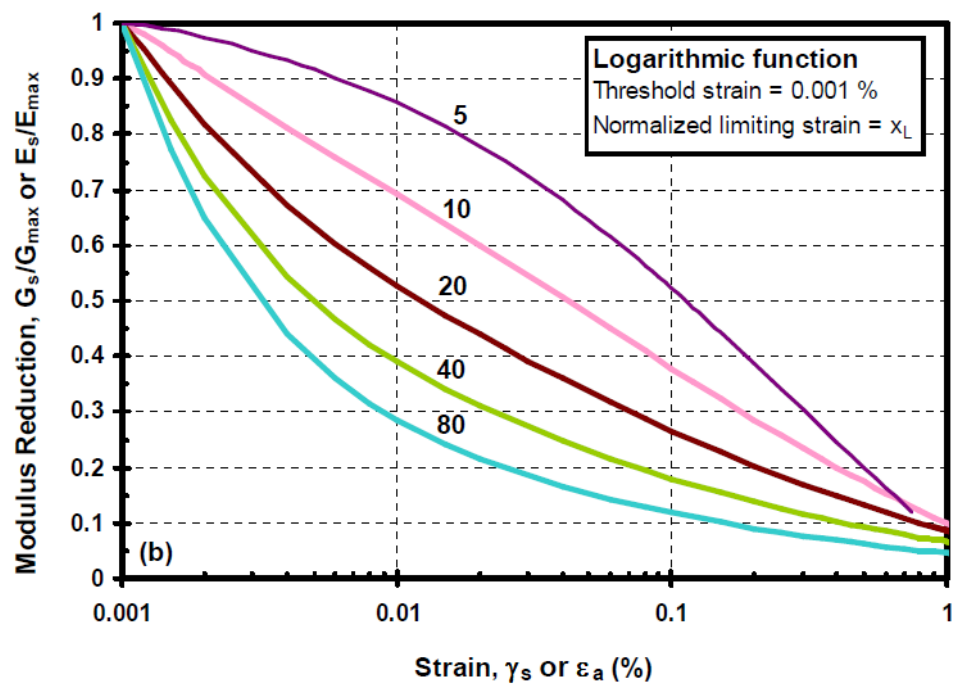


Figura N° 86: Variación del módulo secante versus el nivel de deformación
Puzrin y Burland, (1996).

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

1. *Análisis de esfuerzo - deformación*

- a)** El análisis de un muro de suelo con el modelo Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil (HS) presentan diferencias marcadas en los resultados de esfuerzos y deformaciones. La diferencia es debido a que el modelo MC es puramente elástico hasta un estado de fluencia para luego comportarse puramente plástico de acuerdo a una función de potencial, que no depende del nivel de esfuerzo. En cambio, el modelo elastoplástico HS presenta un endurecimiento por corte y comprensión, a través de dos funciones de fluencia, que controlan sus deformaciones plásticas. Además, la matriz de rigidez de HS depende del estado de esfuerzos, la rigidez del suelo es una función potencial y depende del esfuerzo de confinamiento. El modelo HS soporta un análisis de descarga y recarga, en tanto que MC no modela trayectorias de esfuerzo de descarga y recarga. El modelo HS es más conveniente para modelar estructuras donde haya mayor influencia de la variación de la rigidez; la limitación es que necesita mayor cantidad de parámetros que el modelo MC, muy usado en la práctica.
- b)** El análisis de esfuerzos y deformaciones, mediante el uso del software Plaxis, se realizó por medio de la técnica de elementos finitos. Para modelar el comportamiento elastoplástico se usa la teoría de pequeñas deformaciones; asumiendo un comportamiento de cuerpos rígidos. El análisis se puede realizar por medio de la geometría no deformada (Plastic) y deformada (Updated Mesh). Debido a que el suelo presenta desplazamientos totales mayores al tamaño del elemento finito es preferible realizar el análisis con la geometría deformada. Los resultados de los análisis con HS son similares para “Plastic” y “Updated Mesh”, en tanto que el modelo MC presenta mayores diferencias.
- c)** En la aplicación de la tesis, los asentamientos son similares modelando el muro mediante MC y HS, en el orden de 18 – 22 cm; el subsuelo fue modelado con MC. La presión en la base del muro es del orden de 750 kPa, pero en la punta se presentó una presión de 1700 - 2300 kPa, 2.2 – 3.0 veces la presión en la base. El suelo de cimentación localizado en la punta del muro llega a plastificarse, ello indica que el suelo con MC está incursionando en el rango puramente plástico. El desplazamiento frontal del muro es mayor con HS que

con MC; es más conveniente modelar mediante el modelo HS que reproduce el comportamiento cercano al real. El modelo MC desestima las deflexiones del muro. Y finalmente, la deformación del refuerzo es del orden de 1.0% - 2.4 %, muy por debajo del límite de rotura de 12%.

- d)** El sistema de muro con paramento de bloques de concreto prefabricado, MSE, tolera deformaciones laterales moderadas, y depende a la geometría de los bloques, espesor de las juntas con almohadillas y adecuada construcción. El desplazamiento lateral se debe prever para determinar un talud constructivo del muro y el espacio de alguna estructura próxima. El muro MSE tolera grandes asentamientos totales y asentamiento diferenciales mayores a 1/100 a lo largo del muro y perpendicular, sin embargo, se debe prever no usar refuerzos inextensibles, uso de juntas deslizantes, resistencia de conexiones y refuerzo próximos en las zonas que se asientan. Los asentamientos pueden continuar con el tiempo debido a la fluencia por sobrecarga del suelo, que serían tolerables debido a la flexibilidad del sistema de muro de suelo reforzado.

2. Análisis de estabilidad física

- a)** La metodología de Reducción Paramétrica considera una reducción de resistencia del suelo sin modificar la resistencia de los elementos estructurales. La metodología de Equilibrio Límite para suelos reforzados considera la fuerza del refuerzo en condiciones últimas. La metodología de Equilibrio Límite daría la idea de estabilidad en condiciones últimas siendo posible modelar una falla interna del muro. La Reducción Paramétrica hallaría la superficie crítica considerando que el muro fallaría de modo similar a una falla global de la estructura. Es más recomendable usar la Reducción Paramétrica en estructuras de suelo no reforzadas o para modelar una falla global de una estructura reforzada.
- b)** Mediante la aplicación de la metodología de reducción paramétrica se ha obtenido un factor de seguridad en condiciones estáticas de 1.47. El tipo de falla es global. La forma de la superficie potencial de falla es compleja, teniendo la forma circular detrás del muro y parabólica debajo del muro; la superficie de falla pasa por el talón del muro.

c) Mediante la aplicación de la metodología de equilibrio límite se ha obtenido un factor de seguridad en condiciones estáticas de 1.580. La forma de la superficie potencial de falla, que pasa a través del muro, es tipo cuña. El factor de seguridad en condiciones pseudoestáticas es 1.238; la superficie potencial de falla pasa por el mismo lugar que en el análisis en condiciones estáticas. La falla tipo circular presenta factores de seguridad menores a la falla tipo bloque, en las condiciones estáticas y pseudoestáticas. La estabilidad en condiciones sísmicas se determina mediante método pseudoestático como un indicador grueso; los métodos de deformaciones permanentes se pueden adoptar, sin embargo, las deformaciones permanentes tolerables dependen de acuerdo con estándares, como la FHWA-NHI-10-024 – 25 y tipo de estructura. El desempeño sísmico de los muros se puede realizar mediante ensayo de mesa vibradora o estimaciones con modelos dinámicos.

3. Calibración del modelo

- a)** En los modelos analizados, para la calibración, se obtuvieron deformaciones de corte del orden del 0.1% - 0.03% en la roca fracturada. De acuerdo con la curva de reducción Puzrin y Burland, (1996), para suelos muy compactos que se asemejan a una roca blanda, el porcentaje de reducción del módulo máximo es del orden del 50%. Así, el modelo en el que se usó el módulo de Young de 25%-50% del E_{max} , es el que más se acerca al comportamiento real, según la calibración. En tanto para el suelo el modelo que mejor resulta en la calibración utilizó módulos de Young del orden de 10 – 20% del E_{max} .
- b)** Mediante los modelos usados para la calibración, se ha determinado que se debe investigar los parámetros elásticos del subsuelo hasta una profundidad de 4.0 veces la altura de la estructura. Ello es debido a que a mayores profundidades no se han encontrado diferencias significativas en los resultados de deformaciones en la base del muro.

6.2 RECOMENDACIONES

- a) Se recomienda usar el modelo HS para el modelamiento de estructuras geotécnicas en las que se produzcan fuertes variaciones de la rigidez durante su construcción, como por ejemplo muros de suelo reforzado donde la rigidez del cuerpo del muro varía en función a la altura.

- b) Se recomienda usar durante los cálculos numéricos la geometría deformada de las mallas; en el caso del software Plaxis la opción "Updated Mesh" cuando se tienen deformaciones del orden de las mallas de elementos finitos. Mediante esta opción se tendría resultados de mayor exactitud, dado que la matriz de rigidez se ensambla con la geometría deformada. Estos cálculos toman mucho mayor tiempo en comparación con la opción "plastic", que ensambla la matriz de rigidez con la geometría inicial.

- c) Durante la exploración del subsuelo, se recomienda realizar ensayos que caractericen la resistencia y rigidez del suelo. Muchas veces no se realiza ensayos de rigidez como: ensayo edométrico, geofísica sísmica y prueba de placa. Por medio de estos ensayos de rigidez se predicen las deformaciones y anticipan los problemas por causarían a maquinarias u otras estructuras que se apoyan en suelo. Para los parámetros de resistencia en gravas con tamaño de partículas mayor a la muestra ensayada en laboratorio, es recomendable realizar ensayos in-situ a gran escala o determinar correlaciones con muestras equivalentes de menor tamaño como lo realiza el método de curvas homotéticas.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Primera Edición, Washington, 2010.

Abdul Ahmed y Ahmed Helal, "Estimation of Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Gypseous Soils", International Journal of Civil Engineering-7th ISSUE, Universidad de Anbar, Anbar, 2007.

Ale, J., "Métodos de Estabilización de Taludes Mediante Estructuras de Suelo Reforzado", Tesis para Optar el Título Profesional, Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 2006.

Al-Shaya N., Abduljauwa S., Bashir R., Al-Ghamedy H. y Asi I., "Determination of Parameters for a Hyperbolic Model of Soil from the Eastern Province of Saudi Arabia", Proceeding of the Institution of Civil Engineers, University of Petroleum & Minerals, Dhahran, 2001.

Araei, A. A., Razeghi, H. R., Tabatabaei, S. H., & Ghalandarzadeh, A. Dynamic properties of gravelly materials. Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering, 2010.

Belytschko T., Liu W., Moran B., "Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures", John Wiley & Sons Ltd, West Sussex, 2001.

Bolton M. D., "The strength and dilatancy of sands", Geotechnique 36 No 1, 65-78, University of Cambridge, Cambridgeshire, 1978.

Bourdeau Philippe., "Mechanically Stabilized Earth Wall Abutments for Bridge Support", JTRP Technical Reports, Publication No.FHWA/IN/JTRP-2006/38, Purdue University, Indiana, 2007.

Bowles, J. E, "Foundation Analysis and Design", Fifth Edition, Mc. Graw Hill, New York, 1996.

Brinkgreve, R.B.J., "Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening", Dissertation, Delft University of Technology, Países Bajos, 1994

Cook Robert D., Malkus David S., Plesha Michael E., "Concepts and Applications of Finite Element Analysis", New York, 1989.

Das, B. M., "Advanced Soil Mechanics", Tercera Edición, Editorial Taylor & Francis, New York, 2008.

Das, B. M., "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Cuarta Edición, Internacional Thomson Editores, México D. F., 2001.

Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Manual de Referencia", Tokyo, 2002.

Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Material Model Manual", Tokyo, 2002.

Delft University of Technology & PLAXIS B.V, "Scientific Manual", Tokyo, 2002.

Duncan J. M., Wright S. G, "Soil Strength and Slope Stability", Primera Edición, New Jersey, 2005.

Duncan J.M., Chang C.-Y. (1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils". ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div. Vol. 96 pp. 1629-1653. Citado por R.B.J Brinkgreve.

Editorial IngeoTer 5, "Ingeniería del Terreno", Quinta Edición, Madrid, 2005.

Ehsan Raisa, "A Study of Geotechnical Constitutive Models using PLAXIS 2D", 2012/13 ICE G&S Papers Competition Entry, University of Surrey, Guildford, 2013.

Fahey, M., Carter, J. P., "A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model ", Can. Geotech. J. Vol. 30, 1993

Federal Highway Administration, "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I", Publicación N° FHWA-NHI-10-024, Washington D.C., 2009.

Federal Highway Administration, "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II", Publicación N° FHWA-NHI-10-025, Washington D.C., 2009.

GeoMod Consulting Eng., "On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice", Symposium Numerics In Geotechnics & Structures 2010, ZSOIL&STRUCTURES.PC, Lausanne, 2010.

González de Vallejo, L.; Ferrer, M, "Ingeniería Geológica", Pearson Educación, Madrid, 2002.

Herrera M., González O., Iglesias C., La Rosa A., Madruga R., "Estudio de la exactitud del modelo hiperbólico de Duncan y Chan en la predicción de la relación esfuerzo deformación de tres suelos arcillosos cubanos", Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias, La Habana, 2010.

International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, publication, "Forensic Geotechnical Engineering", (2009).

Janbu, N., "Soil compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wissbaden, Germany, 1963

Jones, C., "Earth reinforcement and soil structures", Thomas Telford Publishing, Londres, 1996.

Koerner, R M. "Diseño con Geosintéticos", Cuarta Edición, Pearson Education, New Jersey, 1998.

Koiter, W.T., General Theorems for Elastic-Plastic Solids, Amsterdam, 1960. Citado por Delft University of Technology & PLAXIS B.V en el "Material Model Manual".

Kondner, R.L., "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soil", ASCE J. of Soil Mech. and Found. Div. 89, pp. 115-143, Citado por Brinkgreve R.B.J. (1994).

Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey, 1996.

Lambe, T. W. y R. V. Whitman, "Soil Mechanics", John Wiley, New York, 1969.

Maldonado, E., "Análisis de Estabilidad de Muro de Relaves Reforzado con Geosintéticos usando FLAC", GEOSPERU 2010, Lima, 2010.

Mayne, P.W., "Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ test", International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali, Indonesia, 2001.

Nieto A., Camacho J. F., Ruiz E. F., "Determinación de Parámetros para los Modelos Elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en Suelos Arcillosos", Revista Ingenierías Universidad de Medellín, Medellín, 2009.

Pinedo Miguel, "Comparación entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles", Tesis de Grado de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2012.

Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W., "Evaluation of Hardening Soil Model on Numerical Simulation of Behaviors of High Rockfill Dams", SJST Songklanakarin Journal of Science and Technology, King Mongkut's University of Technology Thonburi, Bangkok, 2010.

Salcedo D.A., "Estructuras de Contención como Técnica de Estabilización", 2nd Pan-Am Symp COBRAE, Rio de Janeiro, 1997.

Schanz T., "The hardening Soil Model: Formulation and Verification", Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of PLAXIS, Rotterdam, 1999.

Schofield A. y Wroth P., "Critical State Soil Mechanics", Lectures in Engineering at Cambridge University, Cambridgeshire, 1968.

Shukla, SK., Yin JH, "Fundamentals of Geosynthetic Engineering", Taylor y Francis Group, Londres, 2006

Surarak C., Likitlersuang S., Wanatowski D., Balasubramaniam A., Oh E., Guan H, "Stiffness and Strength Parameters for Hardening Soil Model of Soft and Stiff Bangkok Clays", the Japanese Geotechnical Society, Soil Foundation, Tokyo, 2012.

Rowe, P.W., "The Relation between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear. Géotechnique 19, N° 1, 75-86, 1969. Citado por Bolton, M.D, (1986) en el artículo "The strength and dilatancy of sands".

Tello Roberto, "Análisis Estático de Esfuerzo y Deformación en Presas de Tierra y Enrocado", Tesis de Grado de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2001.

Tincopa Mayu, "Muro de Gran Altura de Suelo Reforzado con Geomallas", The Second Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Lima, 2012.

Von Soos, P., Properties of Soil and Rock (in German), Berlin, 1990. Citado por Delft University of Technology & PLAXIS B.V en el "Material Model Manual".

Westerggard, A problem of elasticity suggested by problem in soil mechanics; soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets. Harvard University Report. Cambridge, Massachusetts. Citado por D.A. Salcedo

Zhao-hua Jiang, Yong-xing Zhang, "Second Development of Hardening Soil Constitutive Model in FLAC3D", Vol. 17, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Chongqing, 2012.

ANEXO A

Ensayos de Laboratorio

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

ASTM - D422

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-1**

Nº de muestra:

Profundidad (m): **--**

Nº de proyecto:

Zona: **Lado norte del falso túnel - Área 2100.**

Nº de Informe:

Descripción: **Suelo existente**

Fecha: **16/03/2013**

Solicitado por:

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,200	100,0
2"	50,300	86,8
1 1/2"	38,100	77,5
1"	25,400	69,7
3/4"	19,050	64,8
1/2"	12,700	59,0
3/8"	9,525	56,2
Nº4	4,760	50,1
Nº10	2,000	42,0
Nº20	0,850	35,5
Nº40	0,425	30,2
Nº100	0,150	21,6
Nº200	0,075	17,5

Partículas >3" (%)	5,1
Grava (%)	49,9
Arena (%)	32,6
Limos y Arcillas (%)	17,5

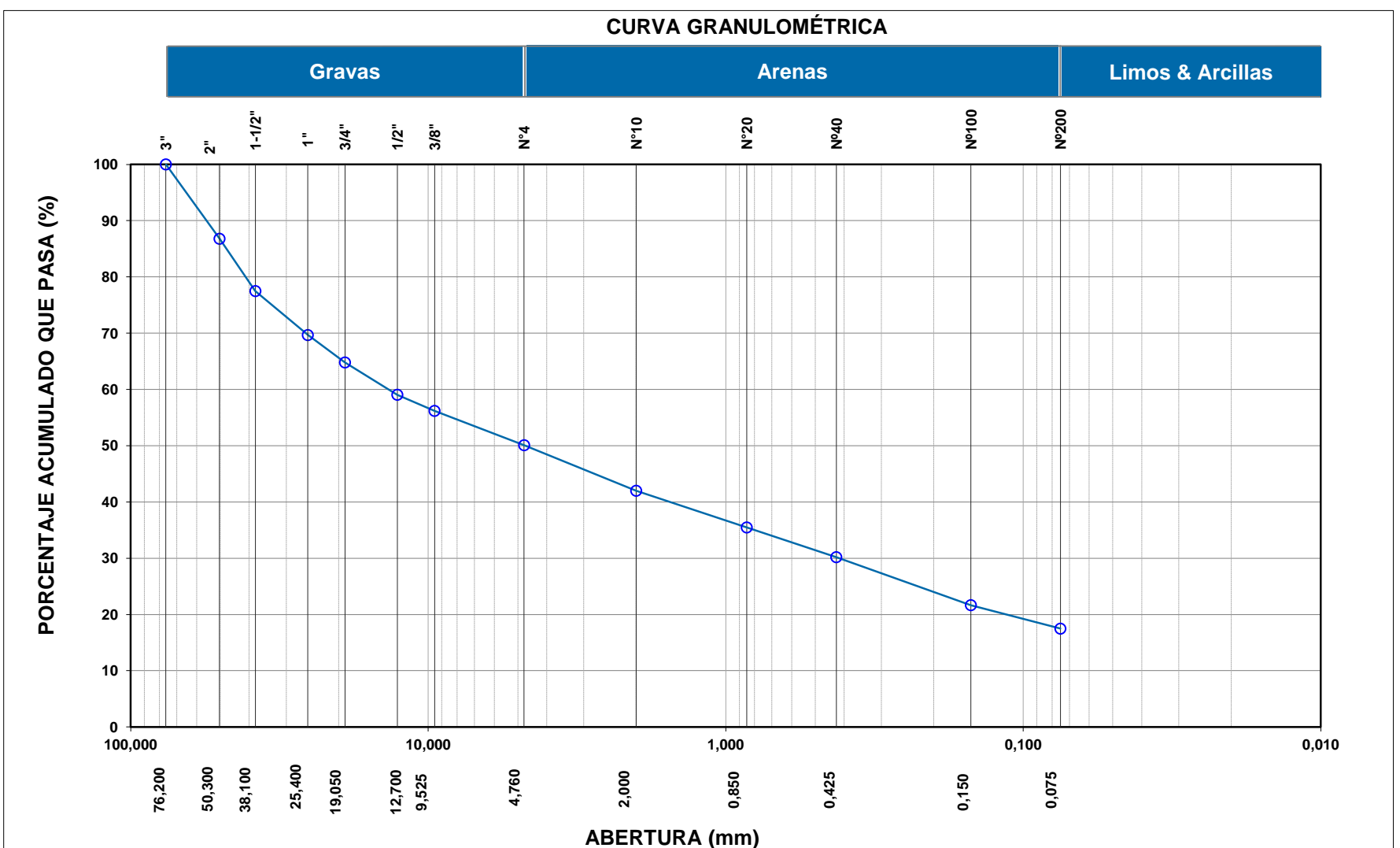
D ₁₀	
D ₃₀	0,42
D ₆₀	13,58
Cu	
Cc	

Límites de Atterberg:	
LL (%)	33
LP (%)	20
IP (%)	13

Humedad (%)	7,7
-------------	------------

SUCS	GC
------	-----------

Grava arcillosa con arena



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

EH

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

LÍMITES DE ATTERBERG

ASTM - D4318

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-1**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

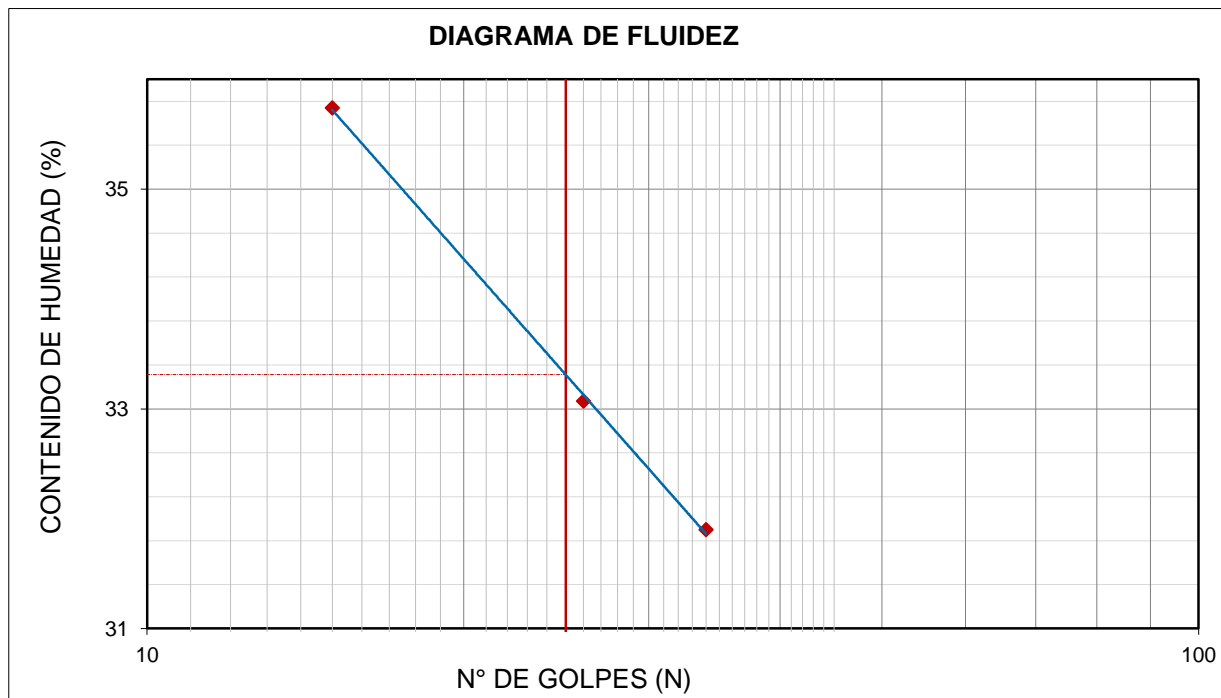
Zona:

Nº de Informe:

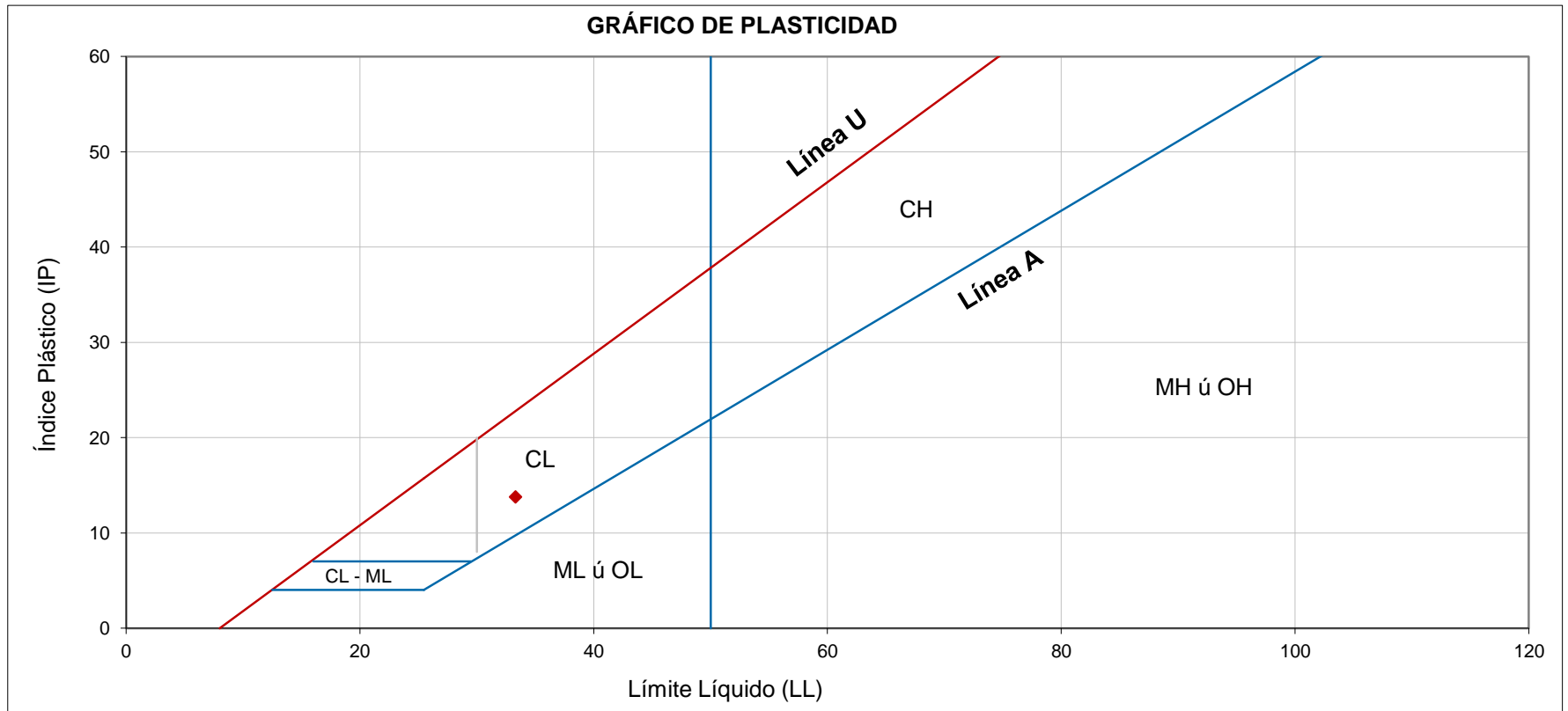
Descripción: **Suelo existente**

Fecha: **16/03/2013**

Solicitado por:



Límites de Atterberg	
LL (%)	33
LP (%)	20
IP (%)	13



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

MR

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

GRAVEDAD ESPECÍFICA DE SÓLIDOS

ASTM C-127 & D-854



Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-1**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

Zona:

Nº de Informe:

Descripción: **Suelo existente**

Fecha: **16/03/2013**

Solicitado por:

Material retenido en la malla Nº 4			
% Retenido en la Malla Nº 4	P ₁	49,9	
Nº de Prueba		1	2
1) Peso de grava en agua S.S.S. en aire (gr)		541,6	544,6
2) Peso de grava en agua S.S.S. en agua (gr)		335,5	336,2
3) Peso de grava seca (gr)		533,1	533,3
4) Gravedad Específica de Sólidos Aparente (3) / [(3)-(2)]	G _{S1}	2,70	2,71
5) Gravedad Específica de Sólidos Seca (3) / [(1)-(2)]		2,59	2,56
6) Gravedad Específica de Sólidos S.S.S. (1) / [(1)-(2)]		2,63	2,61
7) Absorción (%) [(1)-(3)] / (3) * 100		1,59	2,12
			Promedio
			2,70
			2,57
			2,62
			1,86

Material pasante de la malla Nº 4			
% Pasa la Malla Nº 4	P ₂	50,1	
1) Nº de Fiola		1	2
2) Peso de Fiola (gr)		159,7	171,0
3) Peso de Muestra Seca (gr)		100,0	100,0
4) Peso de Muestra Seca + Fiola (gr)		259,7	271,0
5) Peso de Muestra Seca + Fiola + Agua (gr)		719,6	731,0
6) Peso de Fiola + Peso de agua		656,8	668,2
7) Gravedad Específica de Sólidos (3)/[(3)+(6)-(5)]	G _{S2}	2,69	2,69
8) Temperatura (°C)		28	28
9) Corrección por Temperatura (K)		0,9980	0,9980
10) Gravedad Específica de Sólidos Corregidc (7)*(9)	G _{S2 (20°C)}	2,68	

$$G_{S_{prom}} = \frac{1}{\frac{P_1}{100 \times G_{S_1}}} + \frac{P_2}{100 \times G_{S_2 (20^\circ C)}}$$

$$G_{S_{prom}} = 2,69$$

Observación:

El Gprom reportado está dado en función al Peso Especifico de Sólidos Aparente.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

MP

ZAS

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-1**

Nº de muestra:

Profundidad (m): **---**

Nº de proyecto:

Zona: **Lado norte del falso túnel - Área 2100.**

Nº de Informe:

Descripción: **Suelo existente**

Fecha: **23/03/2013**

Solicitado por:

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,200	100,0
2"	50,300	100,0
1 1/2"	38,100	100,0
1"	25,400	100,0
3/4"	19,050	100,0
1/2"	12,700	93,2
3/8"	9,525	88,4
Nº4	4,760	76,6
Nº10	2,000	68,1
Nº20	0,850	58,5
Nº40	0,425	50,6
Nº100	0,150	36,8
Nº200	0,075	29,4

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	23,4
Arena (%)	47,2
Limos y Arcillas (%)	29,4

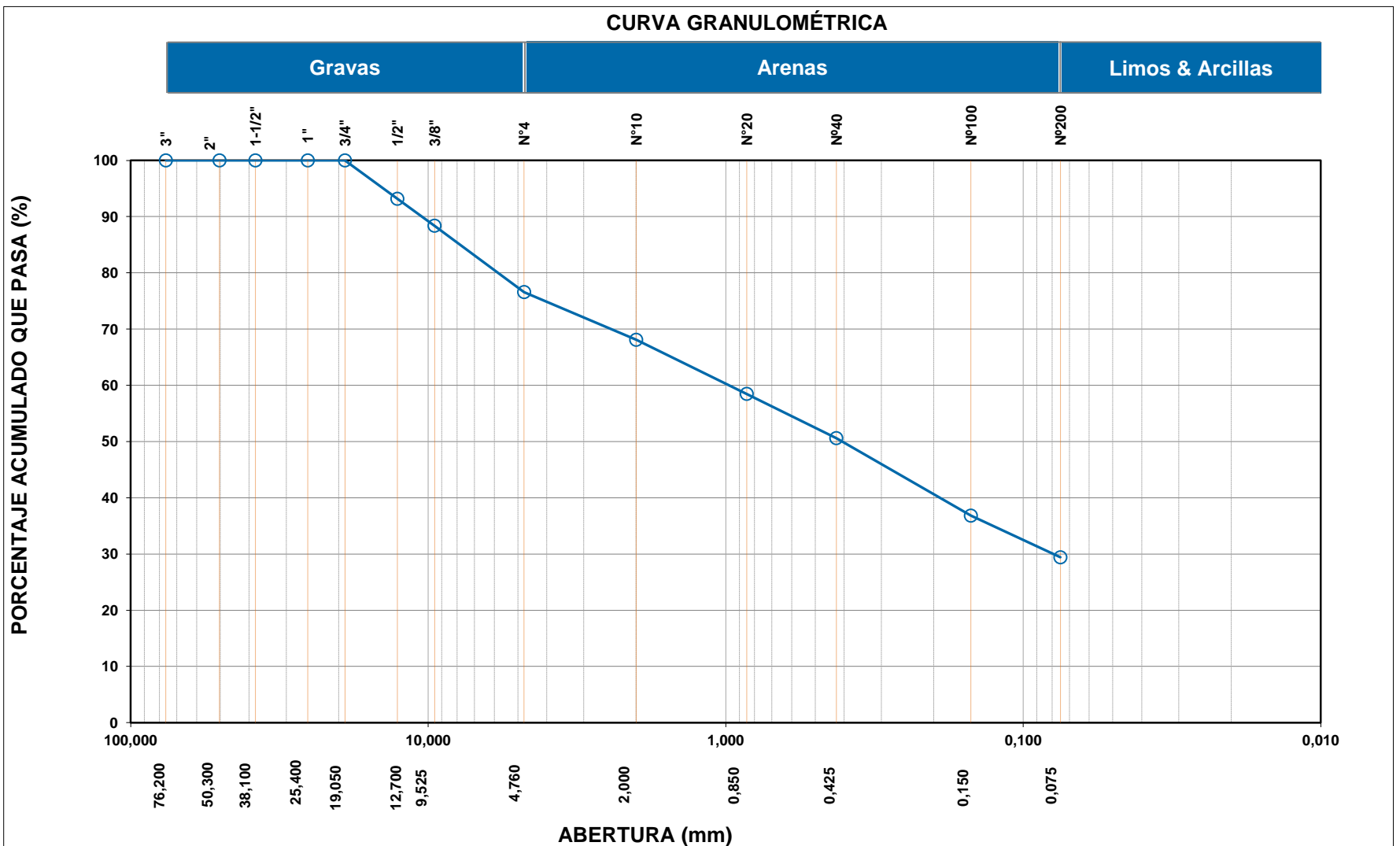
D ₁₀	
D ₃₀	0,08
D ₆₀	0,97
Cu	
Cc	

Límites de Atterberg:	
LL (%)	34
LP (%)	18
IP (%)	16

Humedad (%)	
--------------------	--

SUCS	SC
-------------	-----------

Arena arcillosa con grava



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

EH

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-1**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

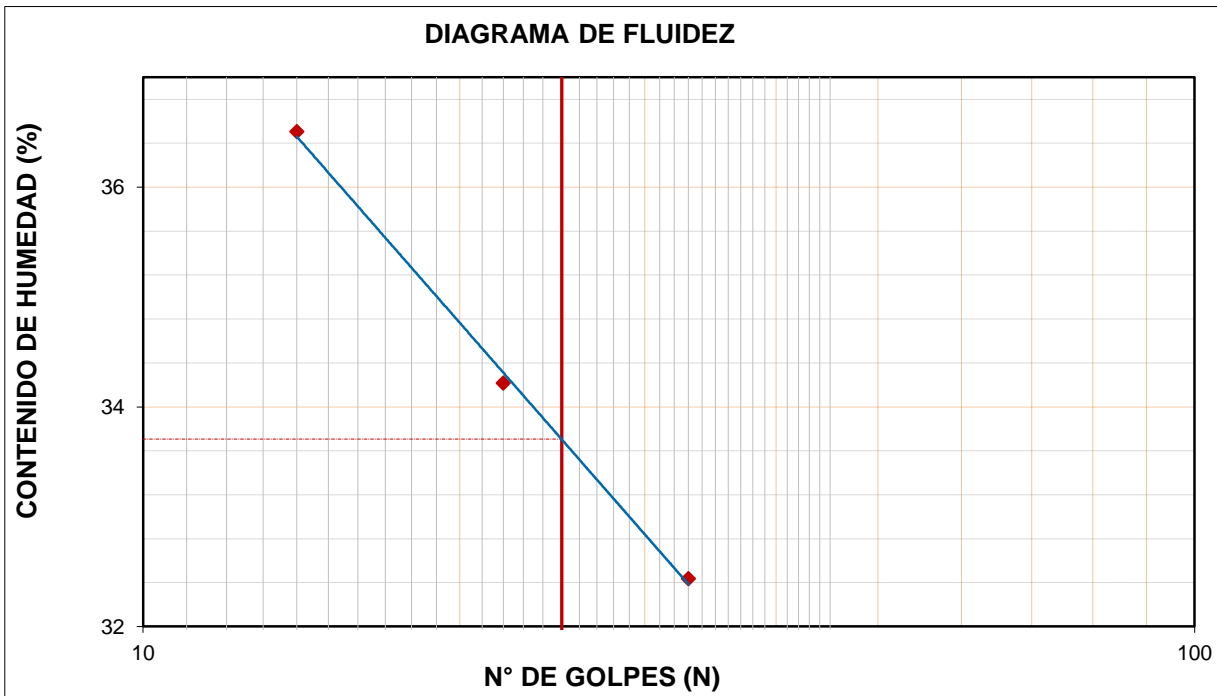
Zona:

Nº de Informe:

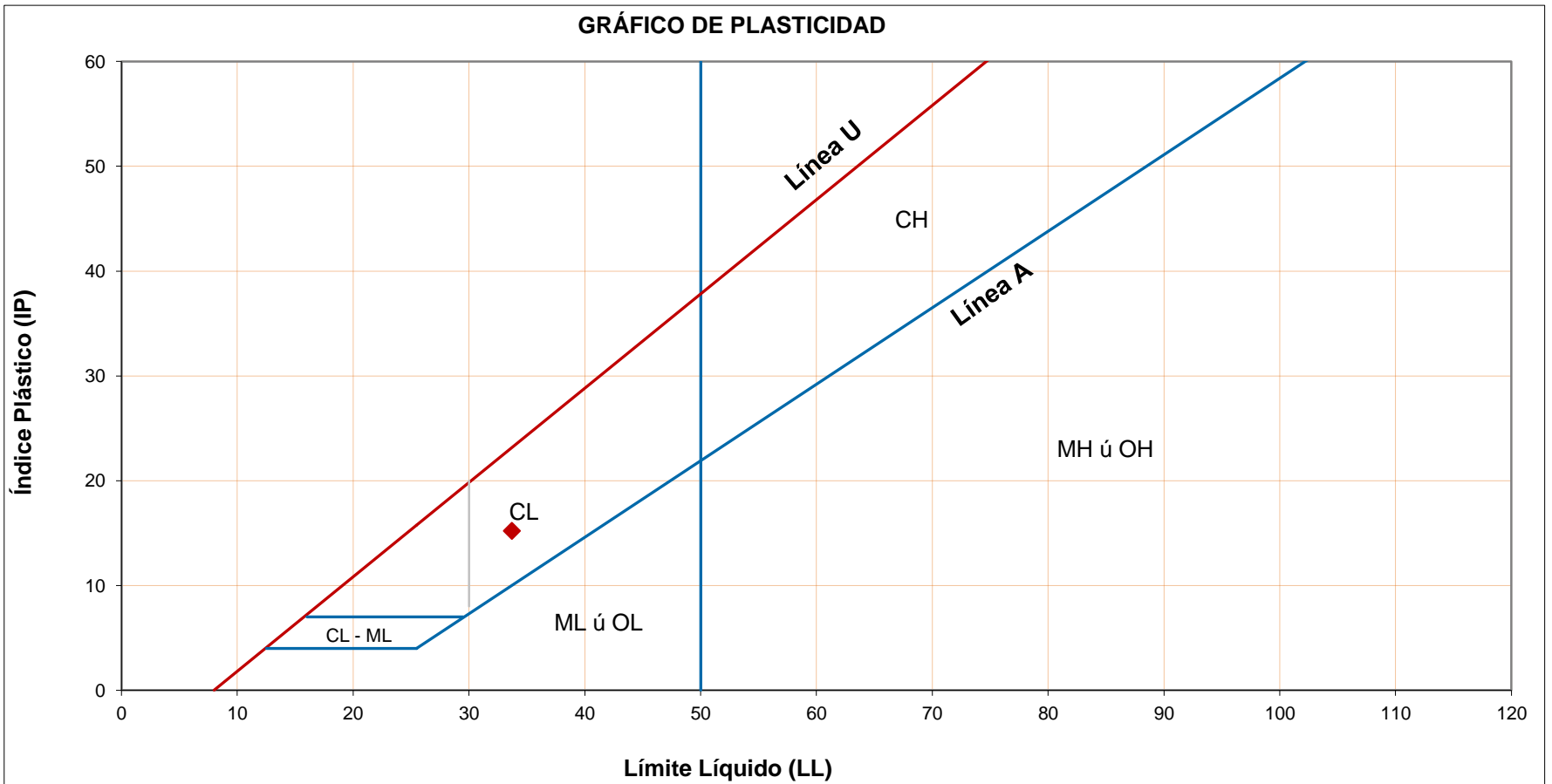
Descripción: **Suelo existente**

Fecha: **23/03/2013**

Solicitado por:



Límites de Atterberg	
LL (%)	34
LP (%)	18
IP (%)	16



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

MR

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Nº de informe:

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-2**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

Zona:

Nº de Informe:

Descripción: **Suelo existente**

Fecha: **23/03/2013**

Solicitado por:

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,200	100,0
2"	50,300	100,0
1 1/2"	38,100	100,0
1"	25,400	100,0
3/4"	19,050	100,0
1/2"	12,700	97,0
3/8"	9,525	93,6
Nº4	4,760	84,8
Nº10	2,000	78,4
Nº20	0,850	72,9
Nº40	0,425	68,5
Nº100	0,150	60,2
Nº200	0,075	54,2

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	15,2
Arena (%)	30,6
Limos y Arcillas (%)	54,2

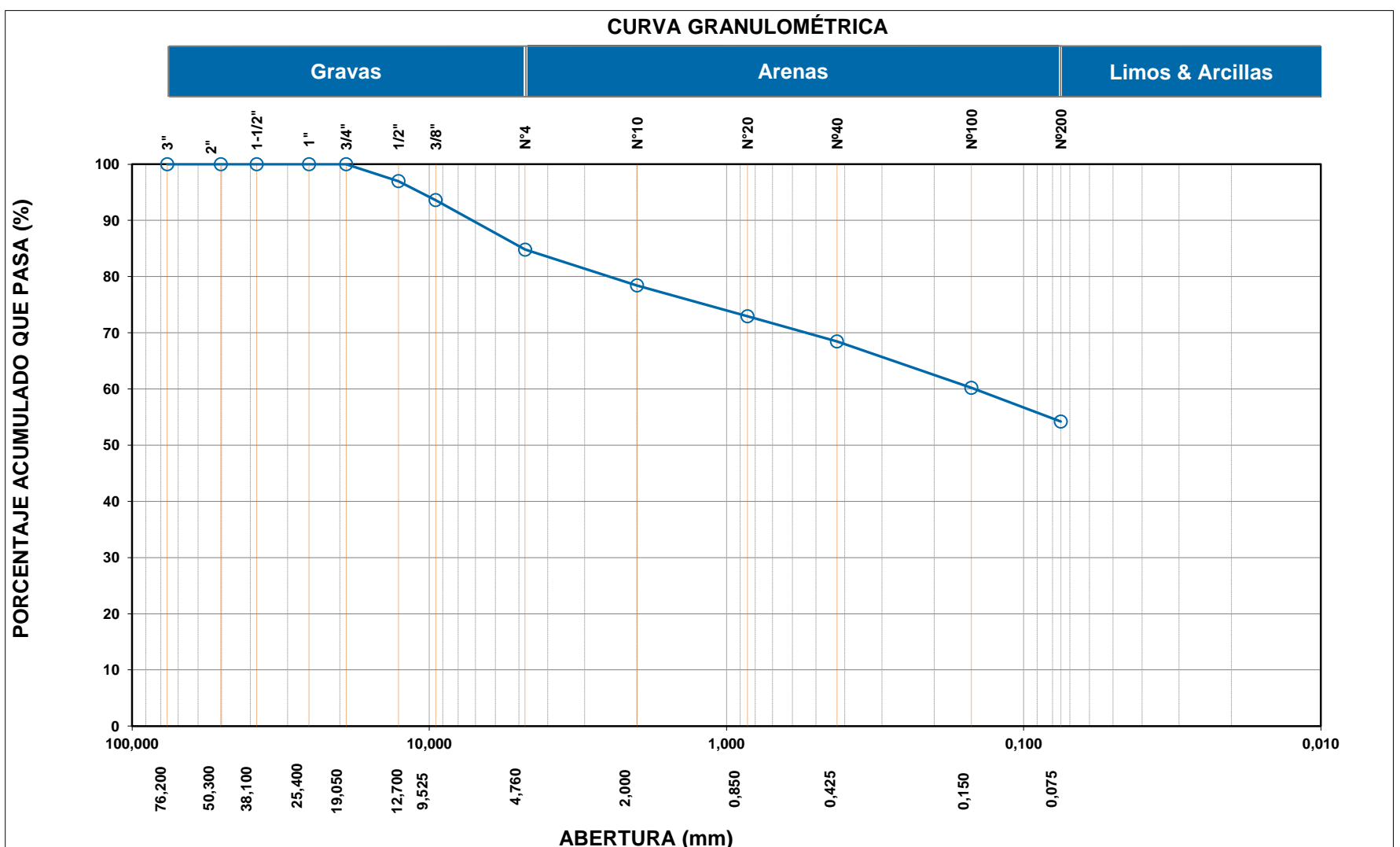
D ₁₀	
D ₃₀	
D ₆₀	0,15
Cu	
Cc	

Límites de Atterberg:	
LL (%)	40
LP (%)	20
IP (%)	20

Humedad (%)	
-------------	--

SUCS	CL
------	-----------

Arcilla de baja plasticidad arenosa



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

EH

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-2**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

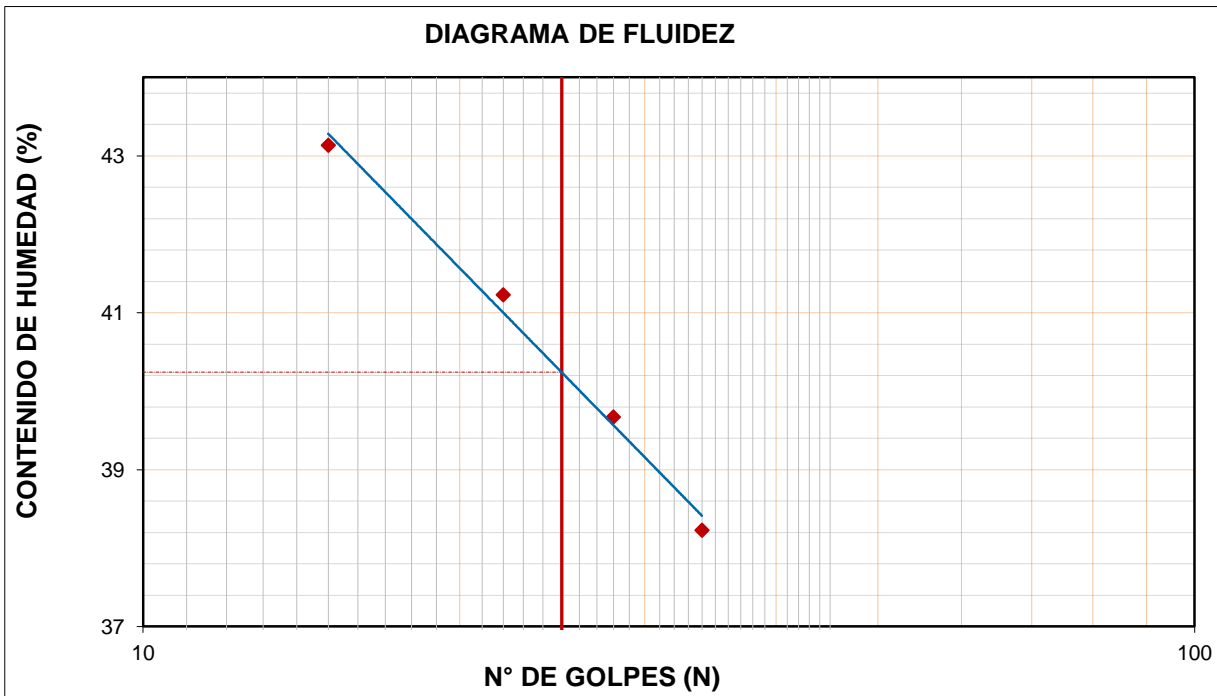
Zona:

Nº de Informe:

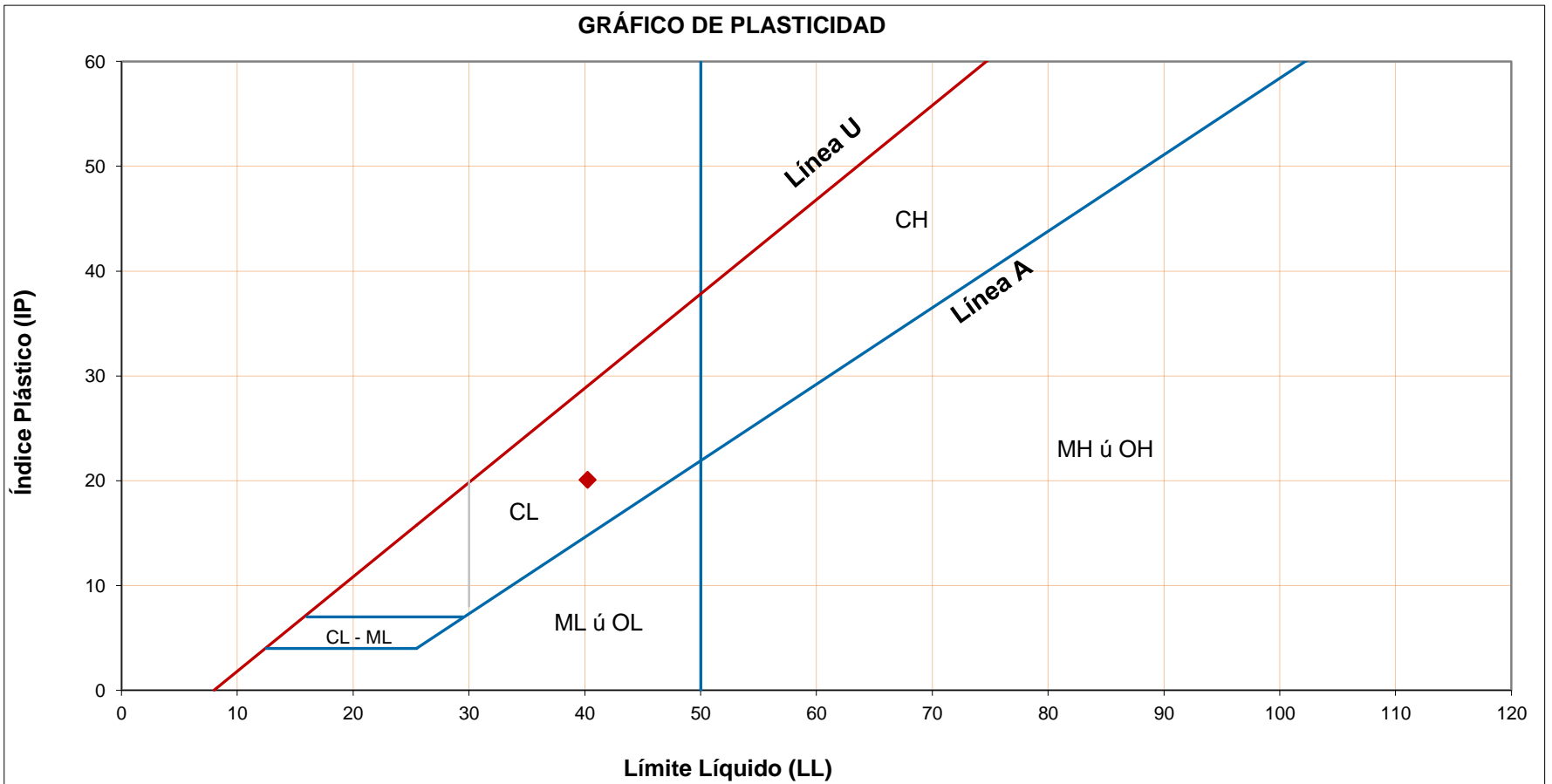
Descripción: **Suelo existente**

Fecha: **23/03/2013**

Solicitado por:



Límites de Atterberg	
LL (%)	40
LP (%)	20
IP (%)	20



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

MR

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Nº de informe:

EPE-13.10.023

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

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Suelo existente / Lado norte del falso túnel - Área 2100**

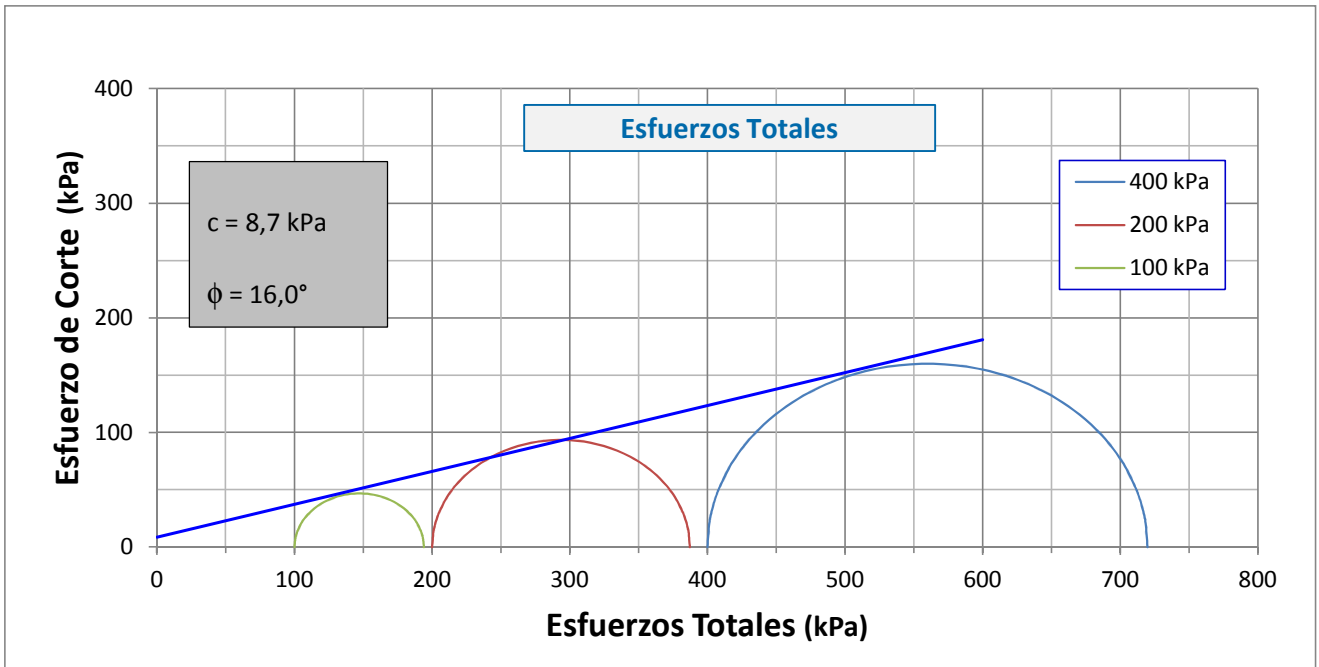
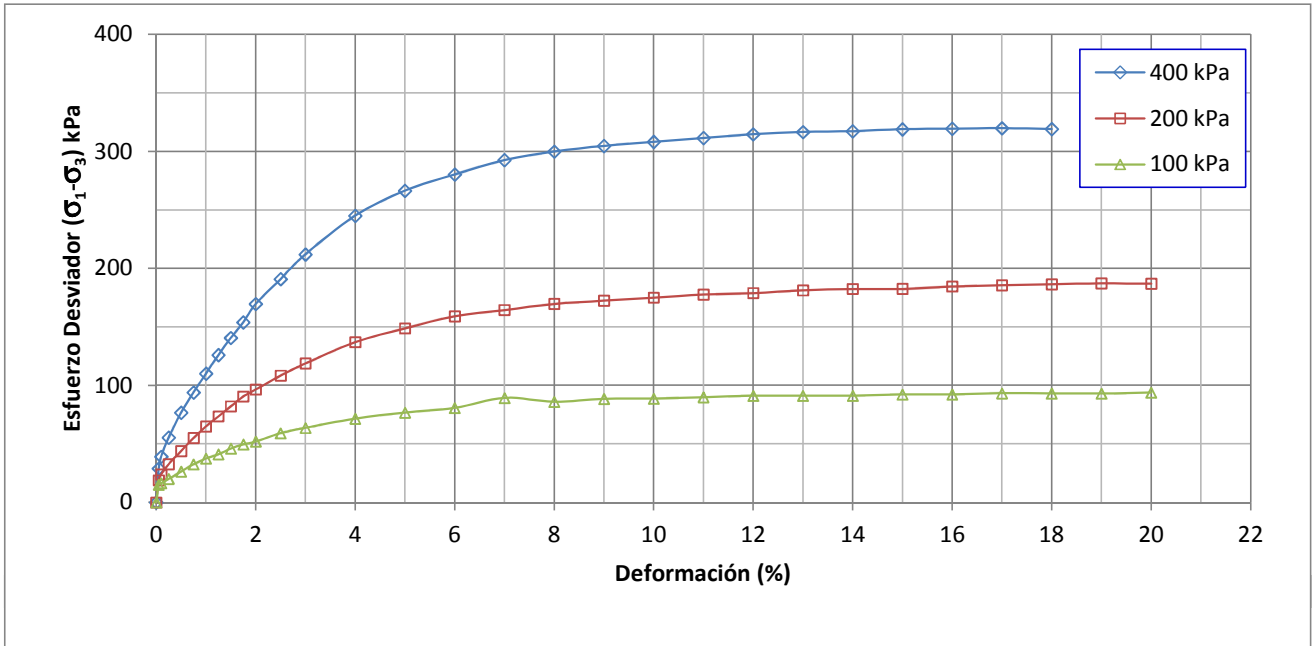
Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC



Notas:

Realizado por:
LSA

Ingresado por:
JCA

Revisado por:
CSM

Fecha:
21-mar-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Suelo existente**

Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC

Estado : Remoldeado

Asentamiento Inmediato		Inicio	Final
Altura (cm)		20.90	20.27
Diámetro (cm)		10.04	10.19
Humedad (%)		12.00	13.21
Densidad seca (g/cm ³)		1.554	1.553

Velocidad	0.050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	400	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	400	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{dev} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0.00	0	0	400.0	0.0	400.00	400.0	0.00	1.00
0.05	0.230	29.0	414.5	14.5	429.04	400.0	0.04	1.07
0.10	0.310	39.1	419.6	19.6	439.12	400.0	0.05	1.10
0.25	0.440	55.4	427.7	27.7	455.44	400.0	0.06	1.14
0.50	0.610	76.7	438.3	38.3	476.66	400.0	0.09	1.19
0.75	0.750	94.0	447.0	47.0	494.02	400.0	0.11	1.24
1.00	0.880	110.0	455.0	55.0	510.04	400.0	0.12	1.28
1.25	1.010	126.0	463.0	63.0	525.98	400.0	0.14	1.31
1.50	1.130	140.6	470.3	70.3	540.59	400.0	0.15	1.35
1.75	1.240	153.9	476.9	76.9	553.89	400.0	0.16	1.38
2.00	1.370	169.6	484.8	84.8	569.59	400.0	0.17	1.42
2.50	1.550	190.9	495.4	95.4	590.89	400.0	0.19	1.48
3.00	1.730	212.0	506.0	106.0	611.96	400.0	0.21	1.53
4.00	2.020	244.9	522.5	122.5	644.94	400.0	0.23	1.61
5.00	2.220	266.4	533.2	133.2	666.39	400.0	0.25	1.67
6.00	2.360	280.2	540.1	140.1	680.21	400.0	0.26	1.70
7.00	2.490	292.5	546.2	146.2	692.50	400.0	0.27	1.73
8.00	2.580	299.8	549.9	149.9	699.81	400.0	0.27	1.75
9.00	2.650	304.6	552.3	152.3	704.60	400.0	0.28	1.76
10.00	2.710	308.1	554.0	154.0	708.07	400.0	0.28	1.77
11.00	2.770	311.4	555.7	155.7	711.40	400.0	0.28	1.78
12.00	2.830	314.6	557.3	157.3	714.57	400.0	0.28	1.79
13.00	2.880	316.5	558.2	158.2	716.49	400.0	0.28	1.79
14.00	2.920	317.2	558.6	158.6	717.19	400.0	0.28	1.79
15.00	2.970	318.9	559.4	159.4	718.87	400.0	0.28	1.80
16.00	3.010	319.4	559.7	159.7	719.37	400.0	0.29	1.80
17.00	3.050	319.8	559.9	159.9	719.76	400.0	0.29	1.80
18.00	3.080	319.0	559.5	159.5	719.01	400.0	0.29	1.80

Nota:

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 N° de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

N° Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Suelo existente**

N° de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC
Estado : Remoldeado

Asentamiento Inmediato	Inicio	Final
Altura (cm)	20.90	20.57
Diámetro (cm)	10.04	10.12
Humedad (%)	12.00	13.18
Densidad seca (g/cm ³)	1.554	1.553

Velocidad	0.050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	200	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	200	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{dacr} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0.00	0	0	200.0	0.0	200.00	200.0	0.00	1.00
0.05	0.150	19	209.5	9.5	218.94	200.0	0.05	1.09
0.10	0.190	24	212.0	12.0	223.98	200.0	0.06	1.12
0.25	0.260	33	216.4	16.4	232.76	200.0	0.08	1.16
0.50	0.350	44	222.0	22.0	243.99	200.0	0.10	1.22
0.75	0.440	55	227.6	27.6	255.16	200.0	0.12	1.28
1.00	0.520	65	232.5	32.5	265.03	200.0	0.14	1.33
1.25	0.590	74	236.8	36.8	273.59	200.0	0.16	1.37
1.50	0.660	82	241.1	41.1	282.12	200.0	0.17	1.41
1.75	0.730	91	245.3	45.3	290.59	200.0	0.18	1.45
2.00	0.780	97	248.3	48.3	296.55	200.0	0.19	1.48
2.50	0.880	108	254.2	54.2	308.38	200.0	0.21	1.54
3.00	0.970	119	259.4	59.4	318.85	200.0	0.23	1.59
4.00	1.130	137	268.5	68.5	337.02	200.0	0.26	1.69
5.00	1.240	149	274.4	74.4	348.79	200.0	0.27	1.74
6.00	1.340	159	279.6	79.6	359.10	200.0	0.28	1.80
7.00	1.400	164	282.2	82.2	364.46	200.0	0.29	1.82
8.00	1.460	170	284.8	84.8	369.66	200.0	0.30	1.85
9.00	1.500	172	286.2	86.2	372.42	200.0	0.30	1.86
10.00	1.540	175	287.5	87.5	375.07	200.0	0.30	1.88
11.00	1.580	178	288.8	88.8	377.62	200.0	0.31	1.89
12.00	1.610	179	289.5	89.5	378.96	200.0	0.31	1.89
13.00	1.650	181	290.7	90.7	381.32	200.0	0.31	1.91
14.00	1.680	182	291.2	91.2	382.49	200.0	0.31	1.91
15.00	1.700	183	291.3	91.3	382.52	200.0	0.31	1.91
16.00	1.740	185	292.3	92.3	384.62	200.0	0.32	1.92
17.00	1.770	186	292.8	92.8	385.56	200.0	0.32	1.93
18.00	1.800	186	293.2	93.2	386.44	200.0	0.32	1.93
19.00	1.830	187	293.6	93.6	387.23	200.0	0.32	1.94
20.00	1.850	187	293.5	93.5	386.94	200.0	0.32	1.93

Nota:

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

21-mar-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 N° de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

N° Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Suelo existente**

N° de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC
Estado : Remoldeado

Asentamiento Inmediato	Inicio	Final
Altura (cm)	20.90	20.67
Diámetro (cm)	10.04	10.10
Humedad (%)	12.00	12.69
Densidad seca (g/cm^3)	1.554	1.553

Velocidad	0.050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	100	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	100	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{dacr} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0.00	0	0	100.0	0.0	100.00	100.0	0.00	1.00
0.05	0.120	15	107.6	7.6	115.15	100.0	0.07	1.15
0.10	0.130	16	108.2	8.2	116.40	100.0	0.08	1.16
0.25	0.160	20	110.1	10.1	120.16	100.0	0.09	1.20
0.50	0.210	26	113.2	13.2	126.39	100.0	0.12	1.26
0.75	0.260	33	116.3	16.3	132.59	100.0	0.14	1.33
1.00	0.300	38	118.8	18.8	137.51	100.0	0.16	1.38
1.25	0.330	41	120.6	20.6	141.16	100.0	0.17	1.41
1.50	0.370	46	123.0	23.0	146.03	100.0	0.19	1.46
1.75	0.400	50	124.8	24.8	149.64	100.0	0.20	1.50
2.00	0.420	52	126.0	26.0	151.98	100.0	0.21	1.52
2.50	0.480	59	129.6	29.6	159.11	100.0	0.23	1.59
3.00	0.520	64	131.9	31.9	163.70	100.0	0.24	1.64
4.00	0.590	72	135.8	35.8	171.53	100.0	0.26	1.72
5.00	0.640	77	138.4	38.4	176.78	100.0	0.28	1.77
6.00	0.680	81	140.4	40.4	180.71	100.0	0.29	1.81
7.00	0.760	89	144.6	44.6	189.24	100.0	0.31	1.89
8.00	0.740	86	143.0	43.0	185.96	100.0	0.30	1.86
9.00	0.770	88	144.2	44.2	188.46	100.0	0.31	1.88
10.00	0.780	89	144.3	44.3	188.62	100.0	0.31	1.89
11.00	0.800	90	144.9	44.9	189.88	100.0	0.31	1.90
12.00	0.820	91	145.5	45.5	191.08	100.0	0.31	1.91
13.00	0.830	91	145.6	45.6	191.14	100.0	0.31	1.91
14.00	0.840	91	145.6	45.6	191.17	100.0	0.31	1.91
15.00	0.860	92	146.1	46.1	192.25	100.0	0.32	1.92
16.00	0.870	92	146.1	46.1	192.22	100.0	0.32	1.92
17.00	0.890	93	146.6	46.6	193.21	100.0	0.32	1.93
18.00	0.900	93	146.6	46.6	193.11	100.0	0.32	1.93
19.00	0.910	93	146.5	46.5	192.99	100.0	0.32	1.93
20.00	0.930	94	146.9	46.9	193.86	100.0	0.32	1.94

Nota:

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

21-mar-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Suelo existente/ Lado norte del falso túnel - Área 2100**

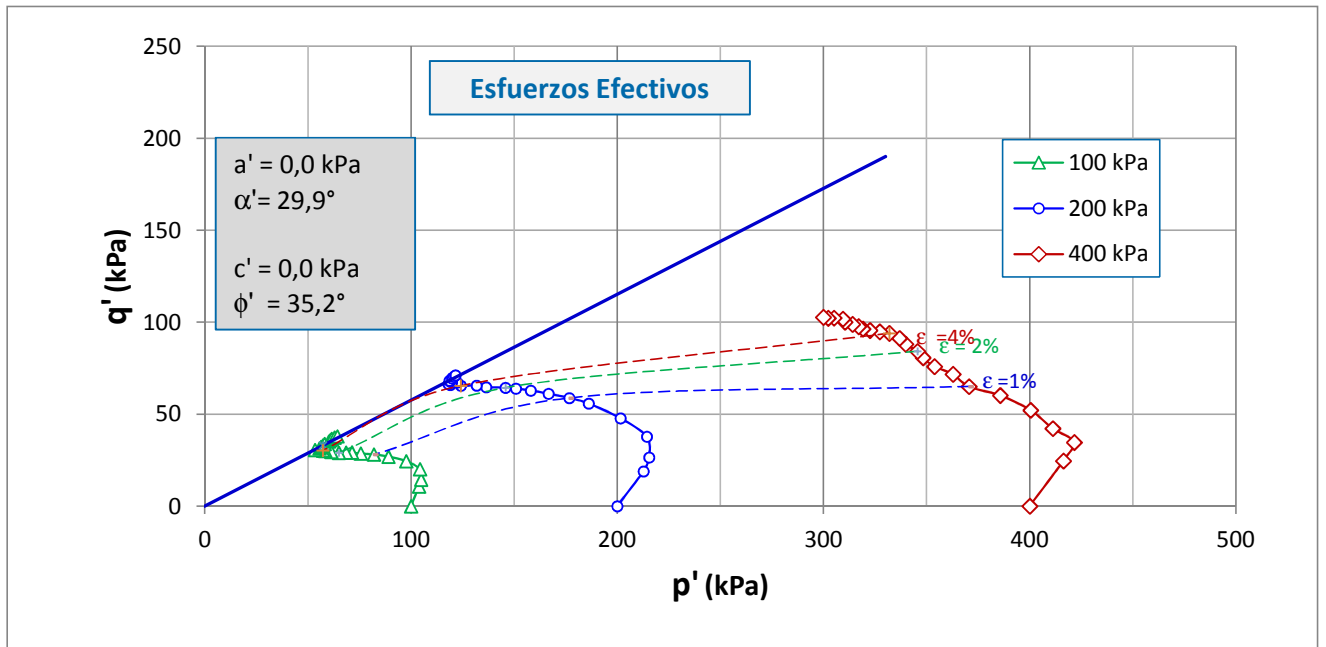
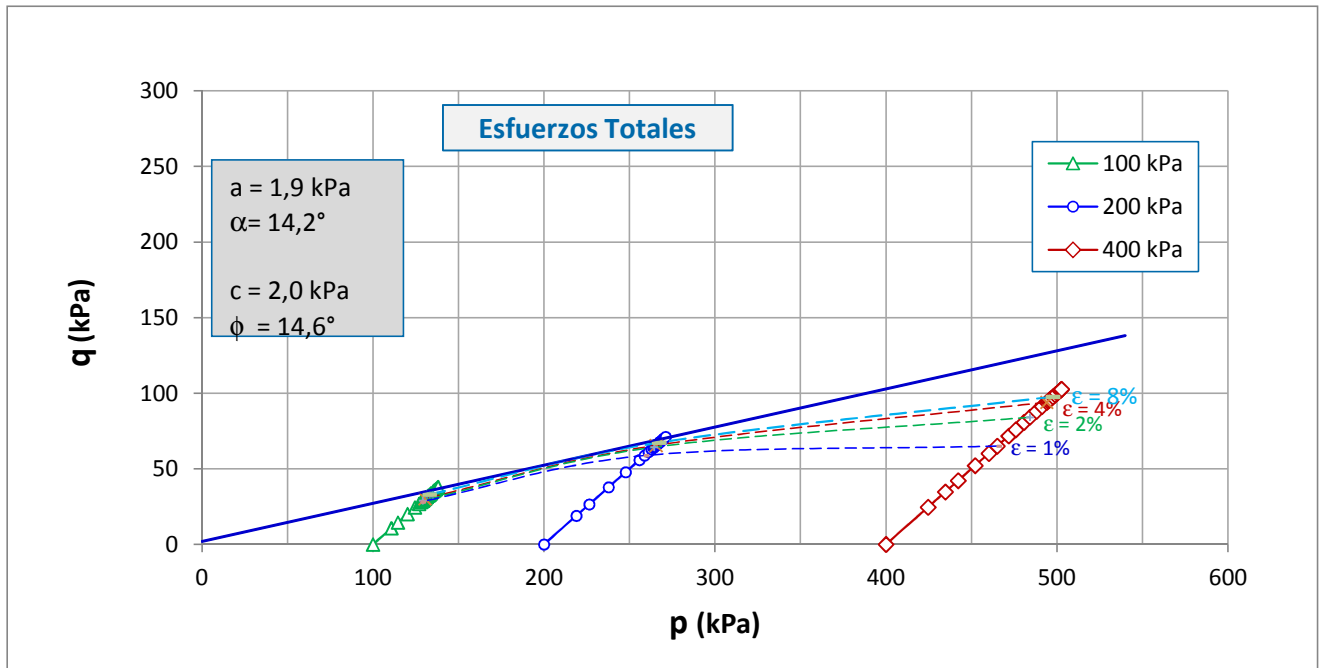
Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC



Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Suelo existente**

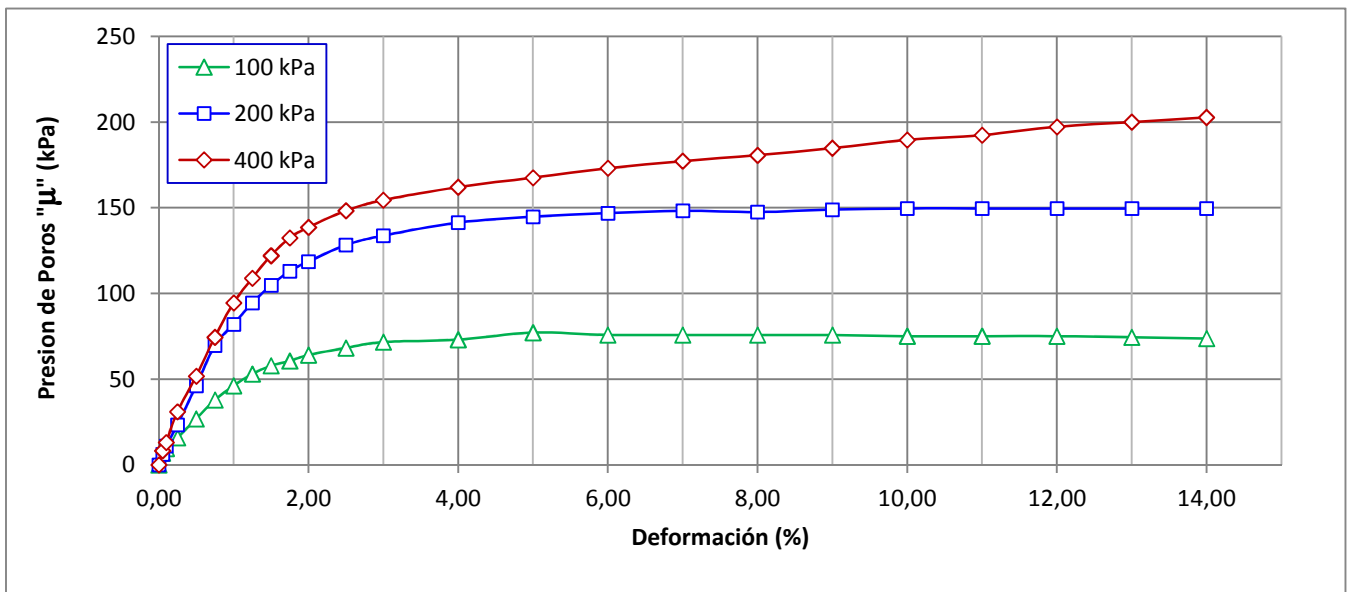
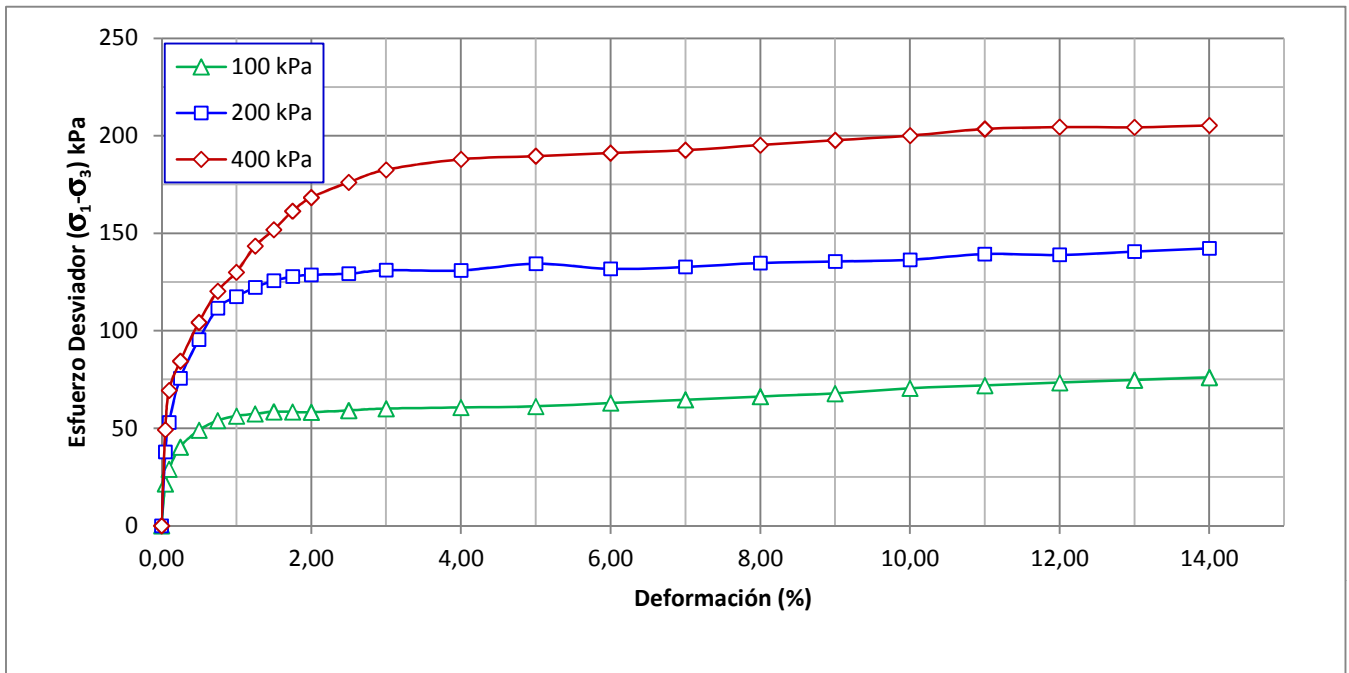
Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC



Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 N° de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

N° Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Suelo existente**

N° de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC
Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	19,81
Diámetro (cm)	10,04	9,50
Humedad (%)	12,00	18,23
Densidad seca (g/cm ³)	1,554	1,829

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,93	
Presión de celda	553	kPa
Contra presión	153	kPa
Esf. Efect. Inicial	400	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	400,0	0,0	400,00	0,0	0,00	1,00
0,05	49	8	424,6	24,6	416,34	24,6	0,06	1,13
0,10	69	13	434,7	34,7	421,60	34,7	0,08	1,18
0,25	84	31	442,2	42,2	411,18	42,2	0,10	1,23
0,50	104	52	452,2	52,2	400,45	52,2	0,13	1,30
0,75	120	74	460,2	60,2	385,71	60,2	0,16	1,37
1,00	130	94	465,0	65,0	370,57	65,0	0,18	1,43
1,25	143	109	471,7	71,7	362,78	71,7	0,20	1,49
1,50	152	122	475,9	75,9	353,86	75,9	0,21	1,55
1,75	161	132	480,7	80,7	348,29	80,7	0,23	1,60
2,00	168	139	484,2	84,2	345,59	84,2	0,24	1,64
2,50	176	148	488,1	88,1	339,82	88,1	0,26	1,70
3,00	183	154	491,3	91,3	336,84	91,3	0,27	1,74
4,00	188	162	494,0	94,0	331,95	94,0	0,28	1,79
5,00	190	168	494,8	94,8	327,25	94,8	0,29	1,82
6,00	191	173	495,6	95,6	322,52	95,6	0,30	1,84
7,00	193	177	496,3	96,3	319,13	96,3	0,30	1,86
8,00	195	181	497,6	97,6	316,97	97,6	0,31	1,89
9,00	198	185	498,9	98,9	314,07	98,9	0,31	1,92
10,00	200	190	500,0	100,0	310,43	100,0	0,32	1,95
11,00	203	192	501,7	101,7	309,37	101,7	0,33	1,98
12,00	205	197	502,3	102,3	305,07	102,3	0,34	2,01
13,00	204	200	502,2	102,2	302,25	102,2	0,34	2,02
14,00	205	203	502,7	102,7	299,95	102,7	0,34	2,04

Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 N° de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

N° Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Suelo existente**

N° de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC
Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,01
Diámetro (cm)	10,04	9,85
Humedad (%)	12,00	16,30
Densidad seca (g/cm ³)	1,554	1,685

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	352	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	200	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	200,0	0,0	200,00	0,0	0,00	1,00
0,05	38	6	218,9	18,9	212,73	18,9	0,09	1,20
0,10	53	11	226,5	26,5	215,47	26,5	0,12	1,28
0,25	76	23	237,8	37,8	214,36	37,8	0,18	1,43
0,50	96	46	247,8	47,8	201,56	47,8	0,24	1,62
0,75	112	70	255,8	55,8	186,15	55,8	0,30	1,86
1,00	118	82	258,8	58,8	176,72	58,8	0,33	2,00
1,25	122	94	261,1	61,1	166,66	61,1	0,37	2,16
1,50	126	105	262,8	62,8	158,03	62,8	0,40	2,32
1,75	128	113	263,9	63,9	150,84	63,9	0,42	2,47
2,00	129	119	264,4	64,4	145,78	64,4	0,44	2,58
2,50	129	128	264,7	64,7	136,41	64,7	0,47	2,80
3,00	131	134	265,5	65,5	131,79	65,5	0,50	2,98
4,00	131	141	265,5	65,5	124,14	65,5	0,53	3,23
5,00	134	145	267,2	67,2	122,41	67,2	0,55	3,43
6,00	132	147	265,9	65,9	119,04	65,9	0,55	3,48
7,00	133	148	266,4	66,4	118,13	66,4	0,56	3,56
8,00	135	148	267,4	67,4	119,85	67,4	0,56	3,57
9,00	136	149	267,8	67,8	118,89	67,8	0,57	3,66
10,00	136	150	268,2	68,2	118,59	68,2	0,58	3,71
11,00	139	150	269,7	69,7	120,08	69,7	0,58	3,77
12,00	139	150	269,5	69,5	119,85	69,5	0,58	3,76
13,00	141	150	270,3	70,3	120,71	70,3	0,58	3,79
14,00	142	150	271,2	71,2	121,53	71,2	0,59	3,82

Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 N° de muestra / Prof (m): **Muestra M-1**

N° Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Suelo existente**

N° de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GC
Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,00
Diámetro (cm)	10,04	10,06
Humedad (%)	12,00	17,69
Densidad seca (g/cm ³)	1,554	1,618

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	252	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	100	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	100,0	0,0	100,00	0,0	0,00	1,00
0,05	21	7	110,7	10,7	103,84	10,7	0,10	1,23
0,10	29	10	114,5	14,5	104,86	14,5	0,14	1,32
0,25	40	16	120,2	20,2	104,30	20,2	0,19	1,48
0,50	49	27	124,5	24,5	97,62	24,5	0,25	1,67
0,75	54	38	127,0	27,0	89,03	27,0	0,30	1,87
1,00	56	46	128,1	28,1	81,94	28,1	0,34	2,05
1,25	57	53	128,7	28,7	75,60	28,7	0,38	2,22
1,50	58	58	129,2	29,2	71,32	29,2	0,41	2,39
1,75	58	61	129,2	29,2	68,49	29,2	0,43	2,48
2,00	58	64	129,1	29,1	64,97	29,1	0,45	2,62
2,50	59	68	129,6	29,6	61,30	29,6	0,48	2,86
3,00	60	72	130,0	30,0	58,31	30,0	0,51	3,12
4,00	61	73	130,3	30,3	57,23	30,3	0,53	3,25
5,00	61	77	130,6	30,6	53,38	30,6	0,57	3,69
6,00	63	76	131,5	31,5	55,62	31,5	0,57	3,61
7,00	65	76	132,3	32,3	56,46	32,3	0,57	3,67
8,00	66	76	133,1	33,1	57,28	33,1	0,58	3,74
9,00	68	76	133,9	33,9	58,07	33,9	0,58	3,81
10,00	70	75	135,2	35,2	60,09	35,2	0,59	3,84
11,00	72	75	136,0	36,0	60,82	36,0	0,59	3,90
12,00	73	75	136,7	36,7	61,53	36,7	0,60	3,95
13,00	75	74	137,4	37,4	62,90	37,4	0,59	3,93
14,00	76	74	138,0	38,0	64,25	38,0	0,59	3,90

Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

ASTM - D422

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-3**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

Zona:

Nº de Informe:

Descripción: **material procesado para relleno estructural**

Fecha: **16/03/2013**

Solicitado por:

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,200	100,0
2"	50,300	87,9
1 1/2"	38,100	78,8
1"	25,400	65,5
3/4"	19,050	55,9
1/2"	12,700	43,2
3/8"	9,525	37,1
Nº4	4,760	27,1
Nº10	2,000	21,8
Nº20	0,850	16,4
Nº40	0,425	13,7
Nº100	0,150	10,5
Nº200	0,075	9,1

Partículas >3" (%)	1,8
Grava (%)	72,9
Arena (%)	18,0
Limos y Arcillas (%)	9,1

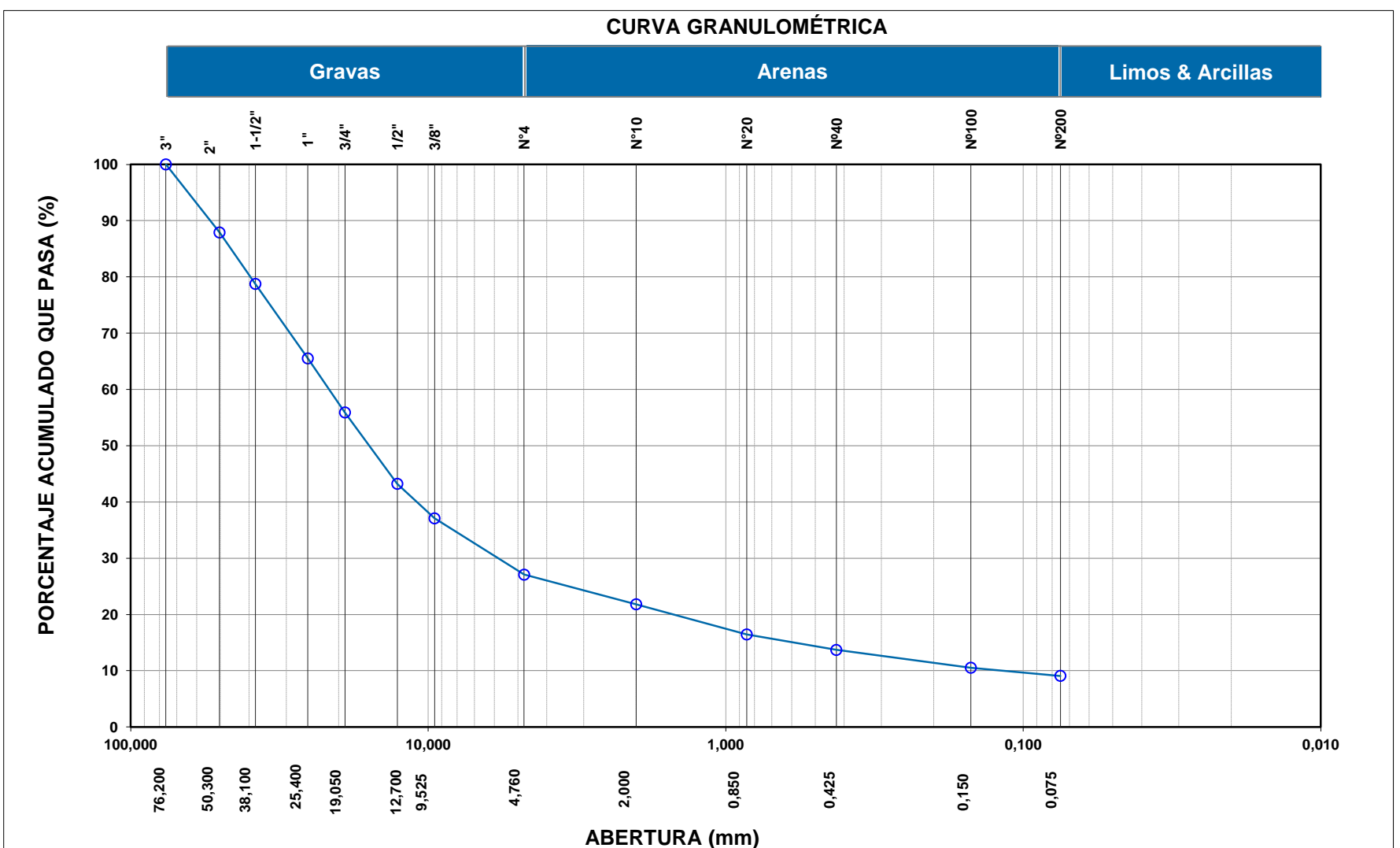
D ₁₀	0,12
D ₃₀	5,83
D ₆₀	21,53
Cu	185,70
Cc	13,62

Límites de Atterberg:	
LL (%)	36
LP (%)	19
IP (%)	17

Humedad (%)	5,4
-------------	------------

SUCS	GP-GC
------	--------------

Grava pobremente gradada con arcilla y arena
--



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

EH

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto

Cód. de muestra: **Muestra M-3**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

Zona:

Nº de Informe:

Descripción: **Material procesado para relleno estructural**

Fecha: **23/03/2013**

Solicitado por:

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76,200	100,0
2"	50,300	100,0
1 1/2"	38,100	100,0
1"	25,400	100,0
3/4"	19,050	99,7
1/2"	12,700	91,1
3/8"	9,525	81,3
Nº4	4,760	62,9
Nº10	2,000	48,2
Nº20	0,850	38,6
Nº40	0,425	32,8
Nº100	0,150	25,7
Nº200	0,075	22,5

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	37,1
Arena (%)	40,4
Limos y Arcillas (%)	22,5

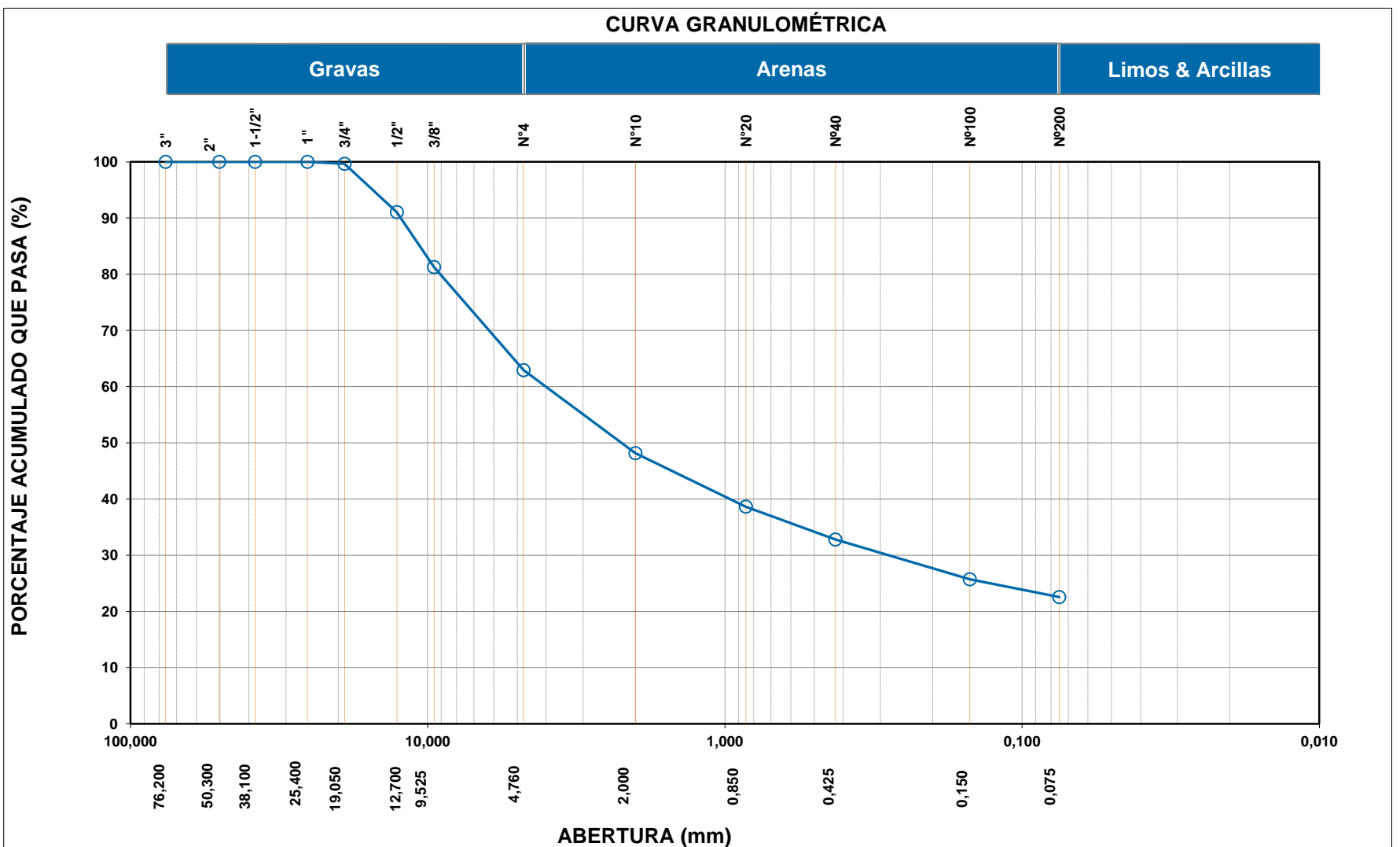
D ₁₀	
D ₃₀	0,28
D ₆₀	4,01
Cu	
Cc	

Límites de Atterberg:	
LL (%)	37
LP (%)	19
IP (%)	18

Humedad (%)	
--------------------	--

SUCS	SC
------	-----------

Arena arcillosa con grava



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

EH

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-3**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

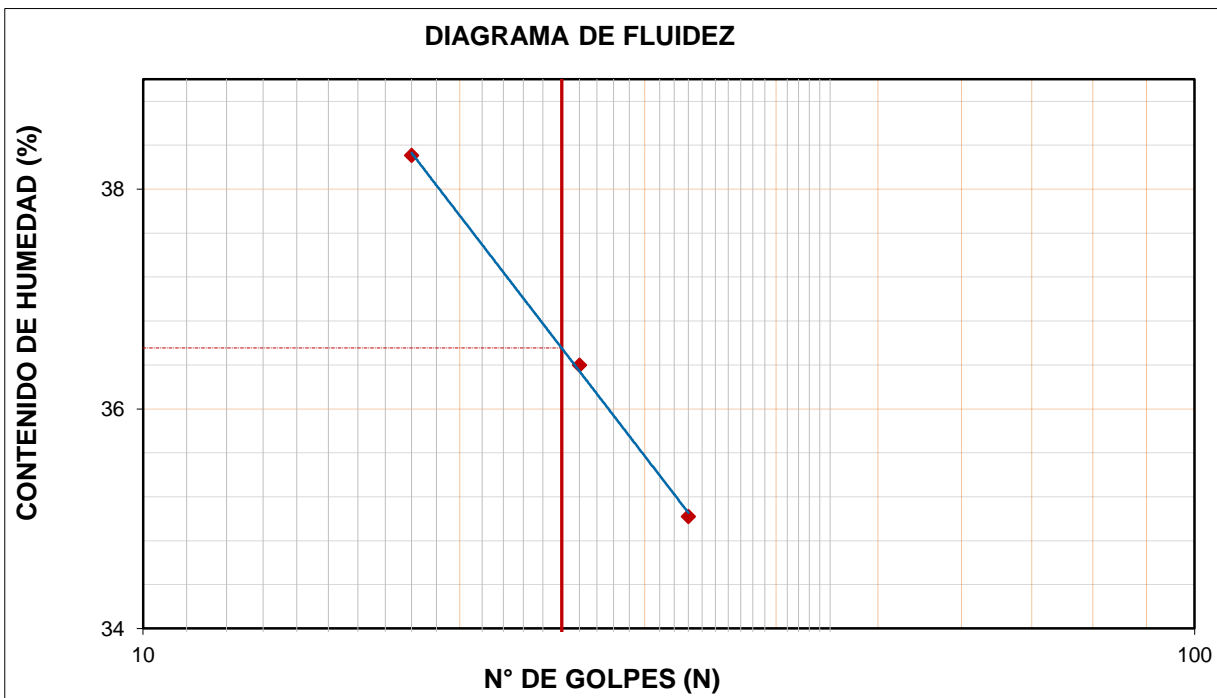
Zona:

Nº de Informe:

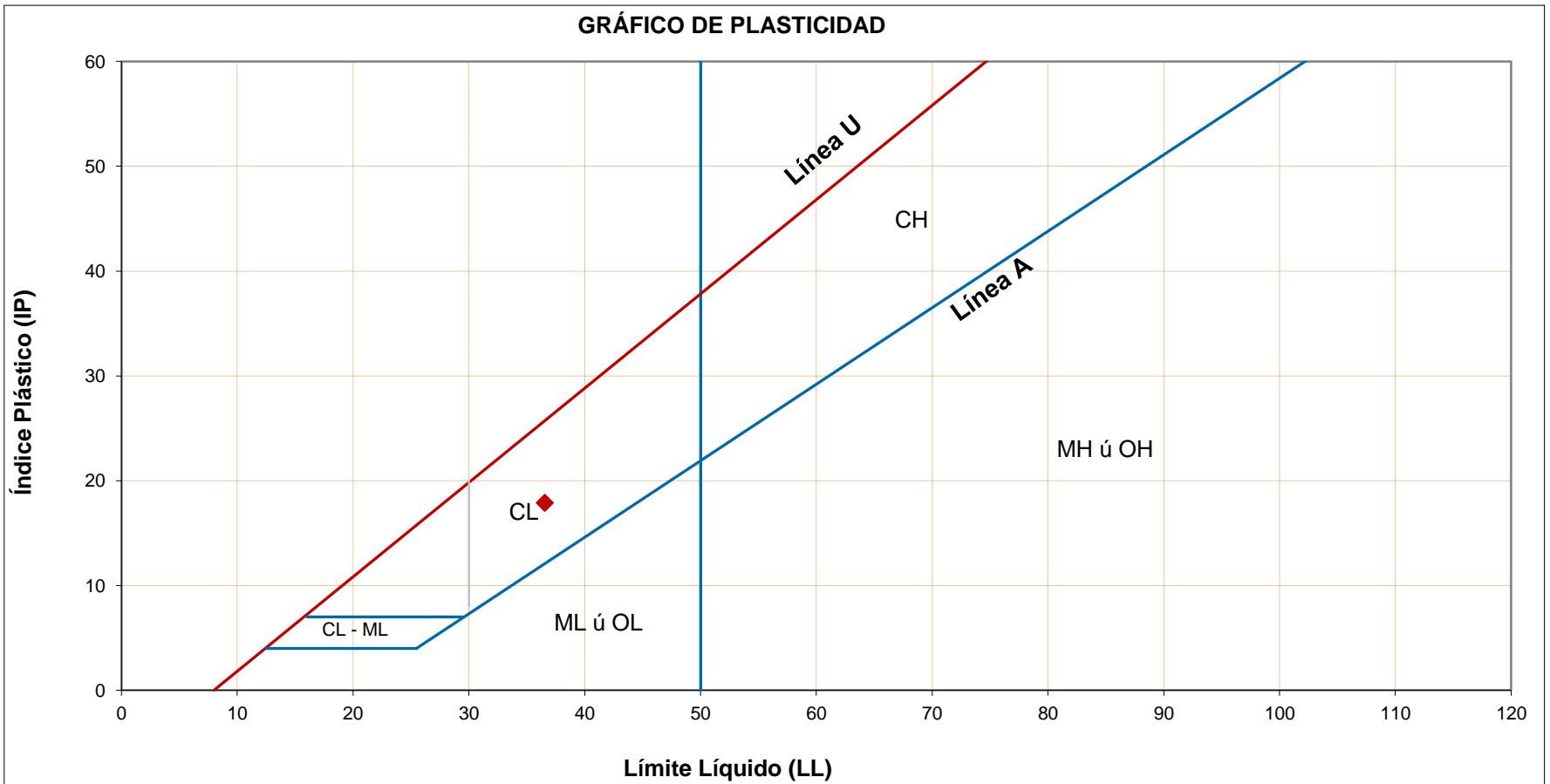
Descripción: **Material procesado para relleno estructural**

Fecha: **23/03/2013**

Solicitado por:



Límites de Atterberg	
LL (%)	37
LP (%)	19
IP (%)	18



Observación:

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

MR

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-3**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

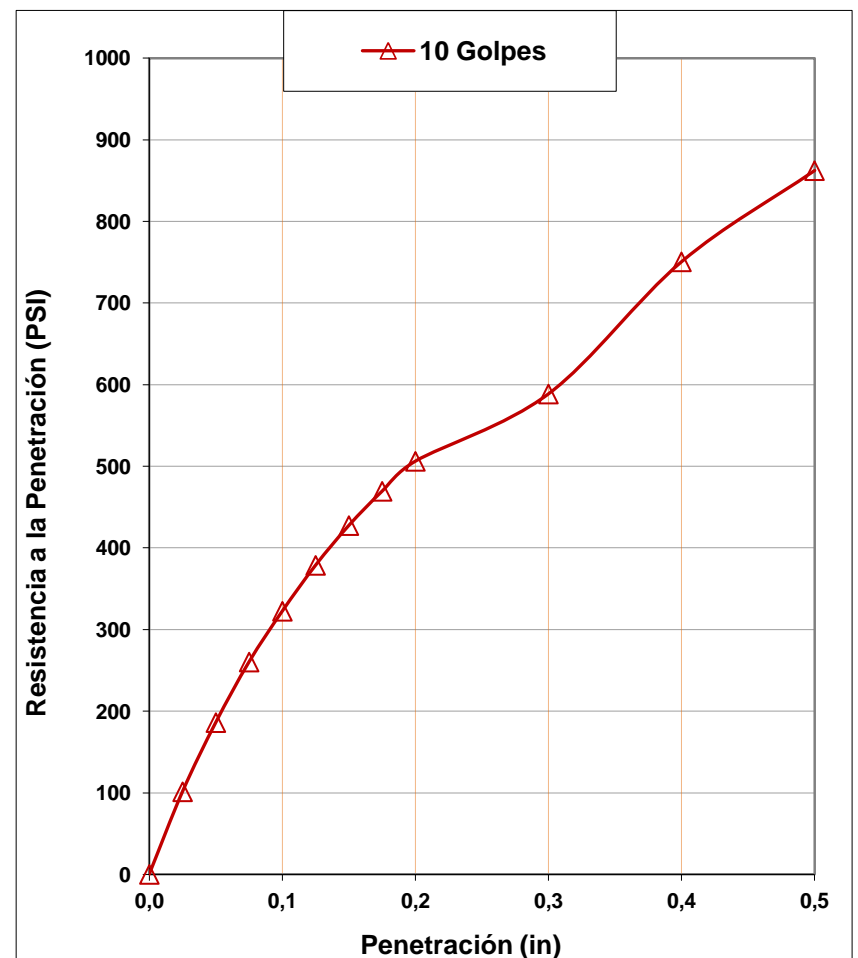
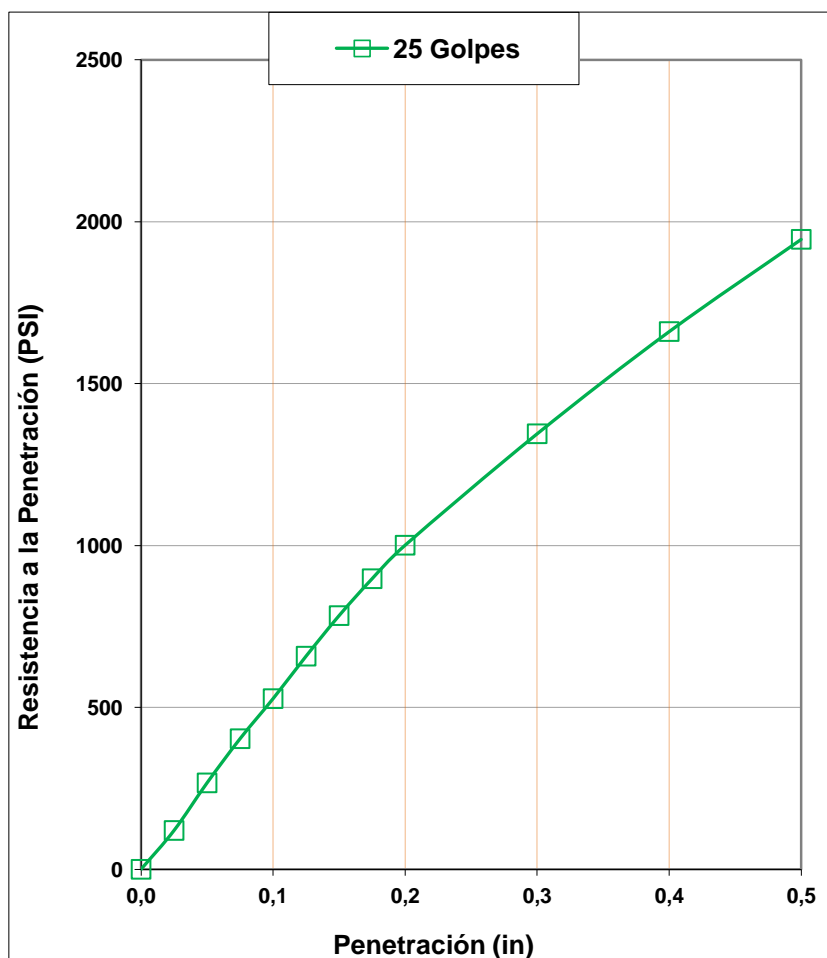
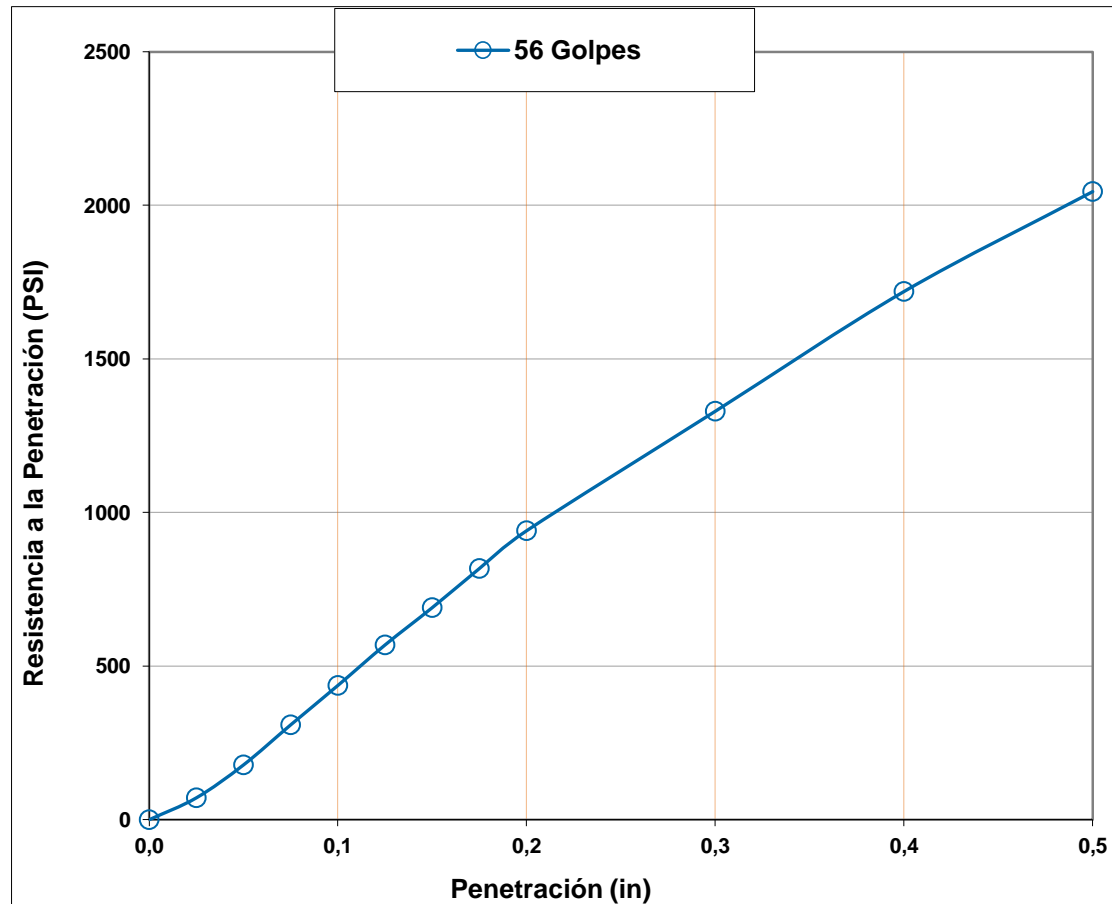
Zona:

Nº de Informe: _____

Descripción: **material procesado para relleno estructural**

Fecha: **25/03/2013**

Solicitado por:



Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

0

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del proyecto:

Cliente:

Ubicación del proyecto:

Cód. de muestra: **Muestra M-3**

Nº de muestra:

Profundidad (m):

Nº de proyecto:

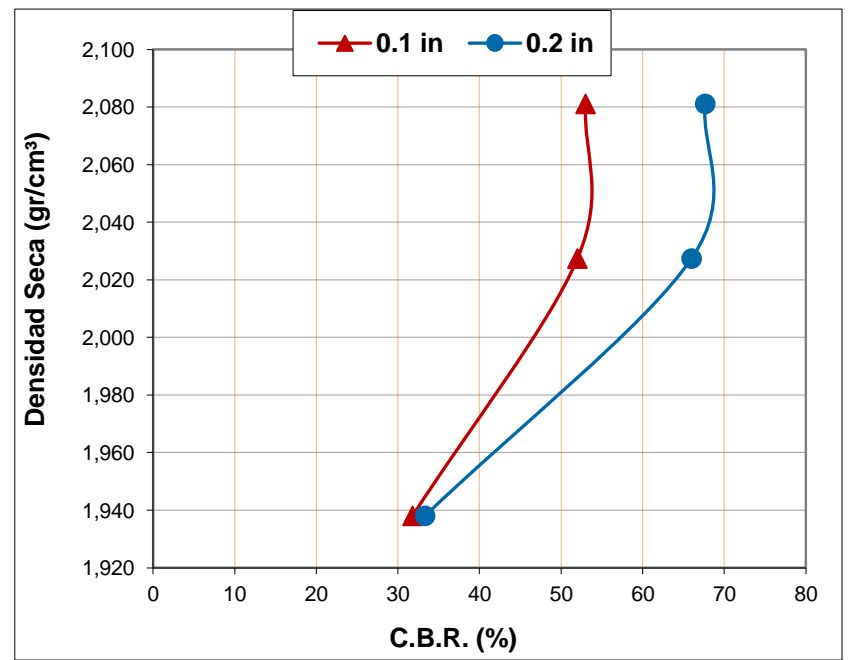
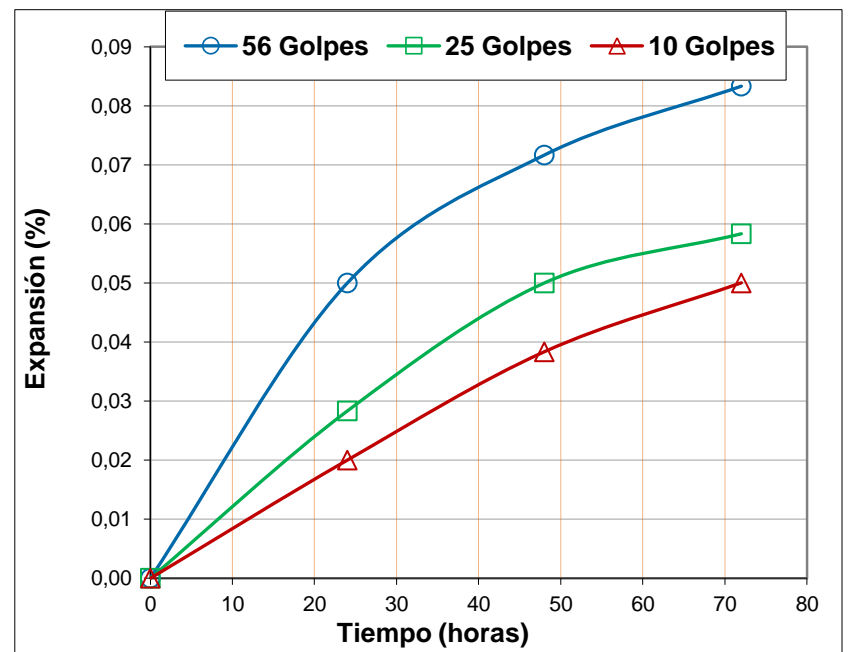
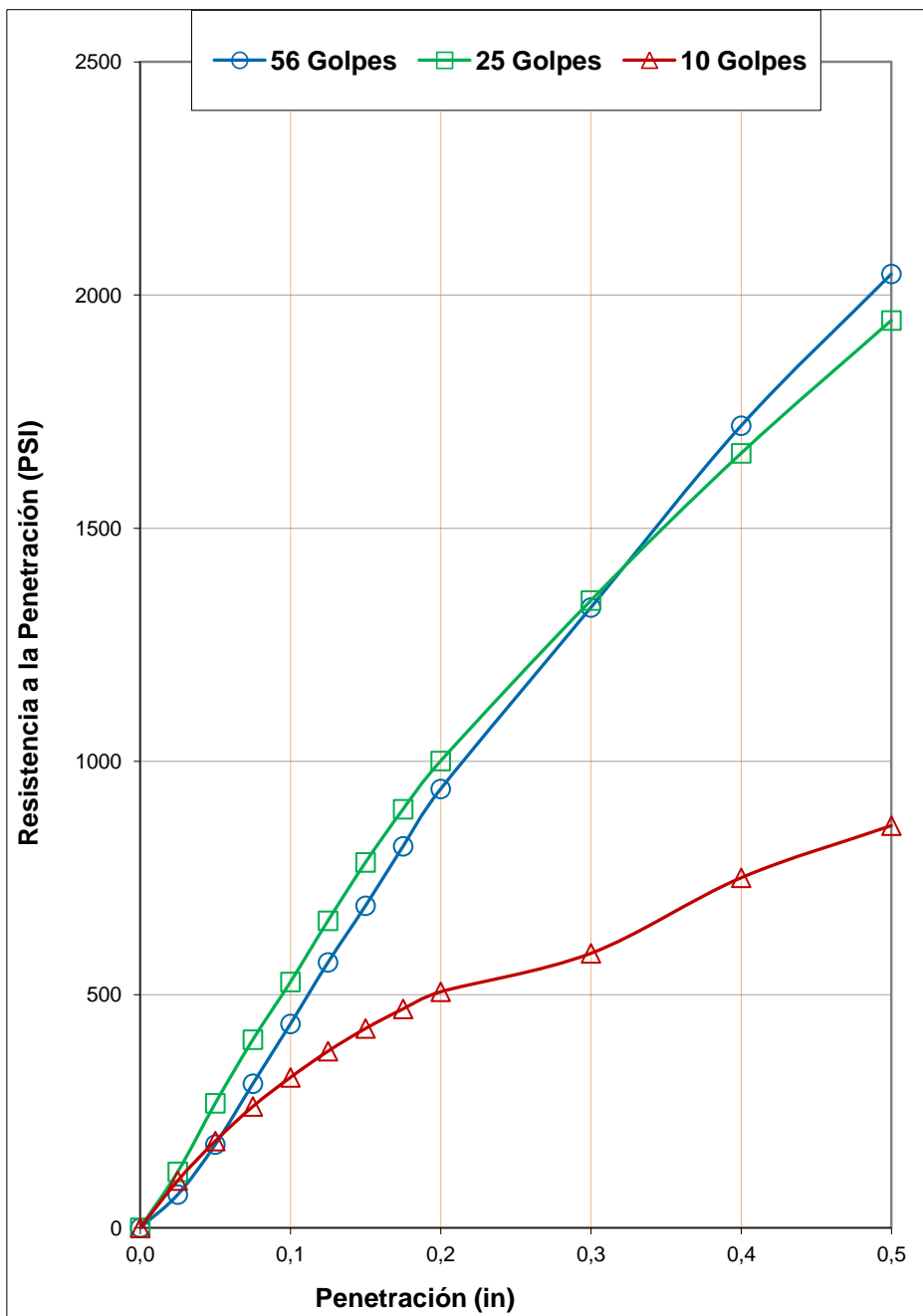
Zona:

Nº de Informe:

Descripción: **material procesado para relleno estructural**

Fecha: **25/03/2013**

Solicitado por:



Número de Golpes	Remoldeo		Sumergido		CBR (%)		Expansión (%)
	Dens Seca (gr/cm³)	Hum. (%)	Dens Seca (gr/cm³)	Hum. (%)	0,1 in	0,2 in	
56	2,083	8,7	2,081	8,9	53,0	67,7	0,08
25	2,029	8,9	2,027	10,5	52,0	66,0	0,06
10	1,939	8,8	1,938	12,0	31,8	33,3	0,05

SUCS	LL	IP
GP-GC	36	17

Observaciones:

Sobrecarga 10 lbs

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

0

JCA

CSM

EPE-13.10.023

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

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

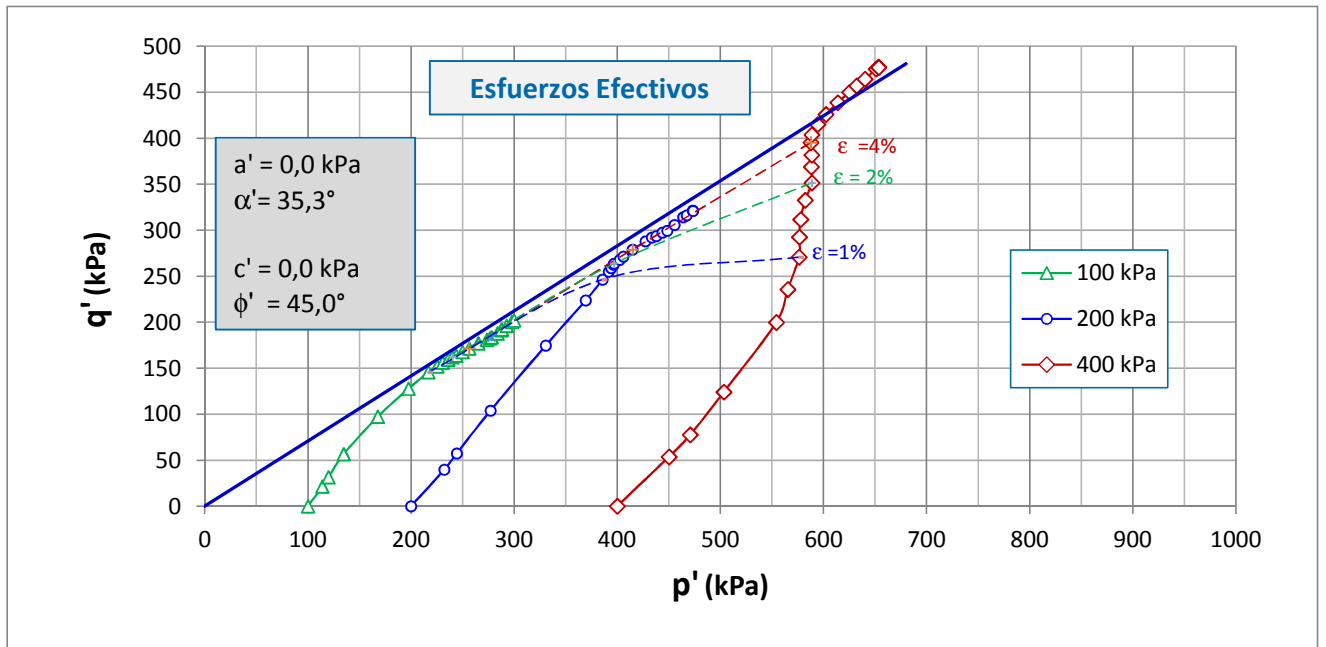
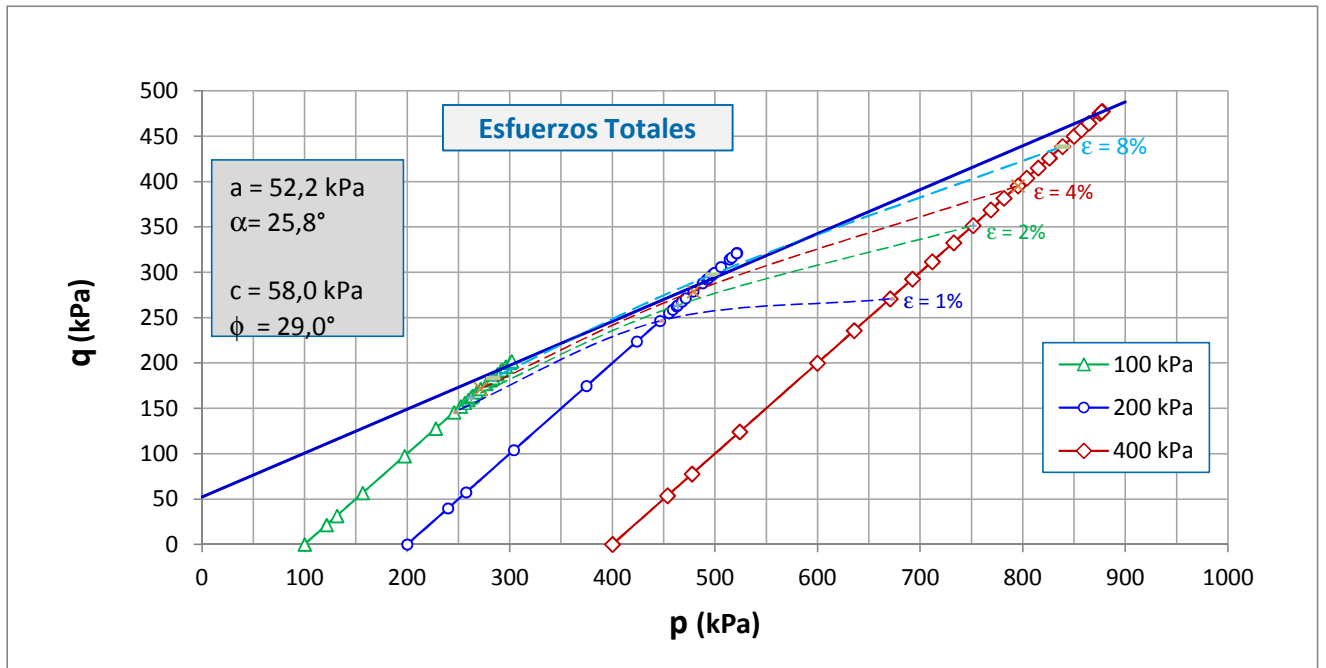
Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC



Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

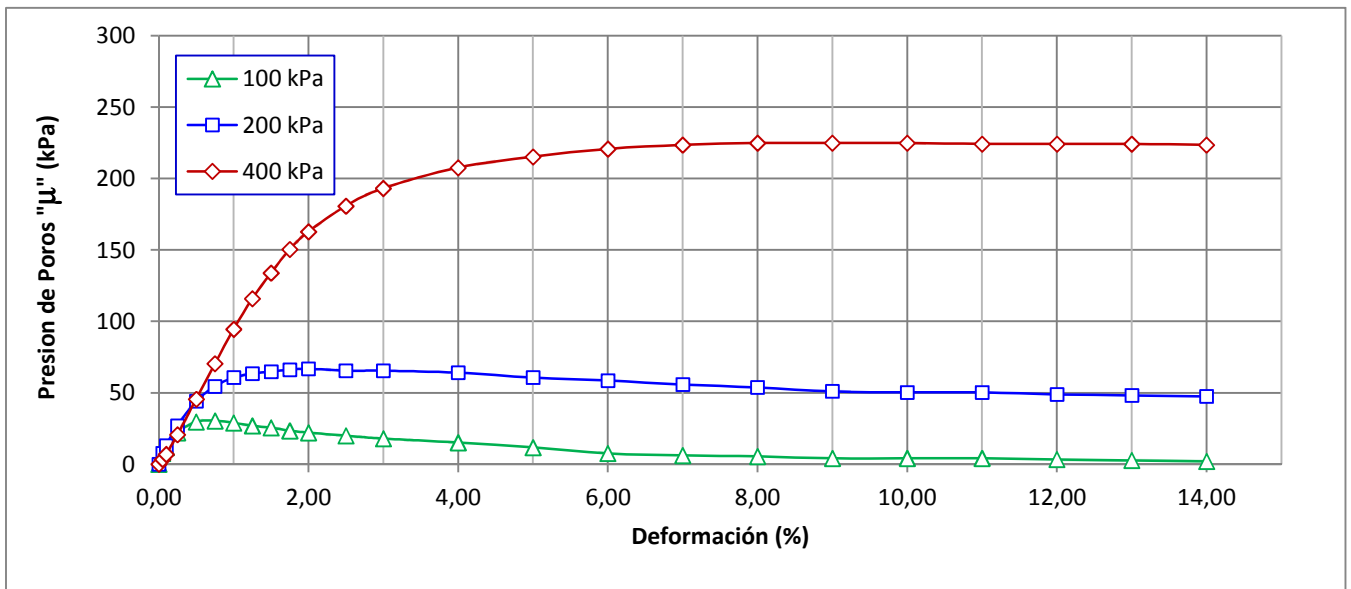
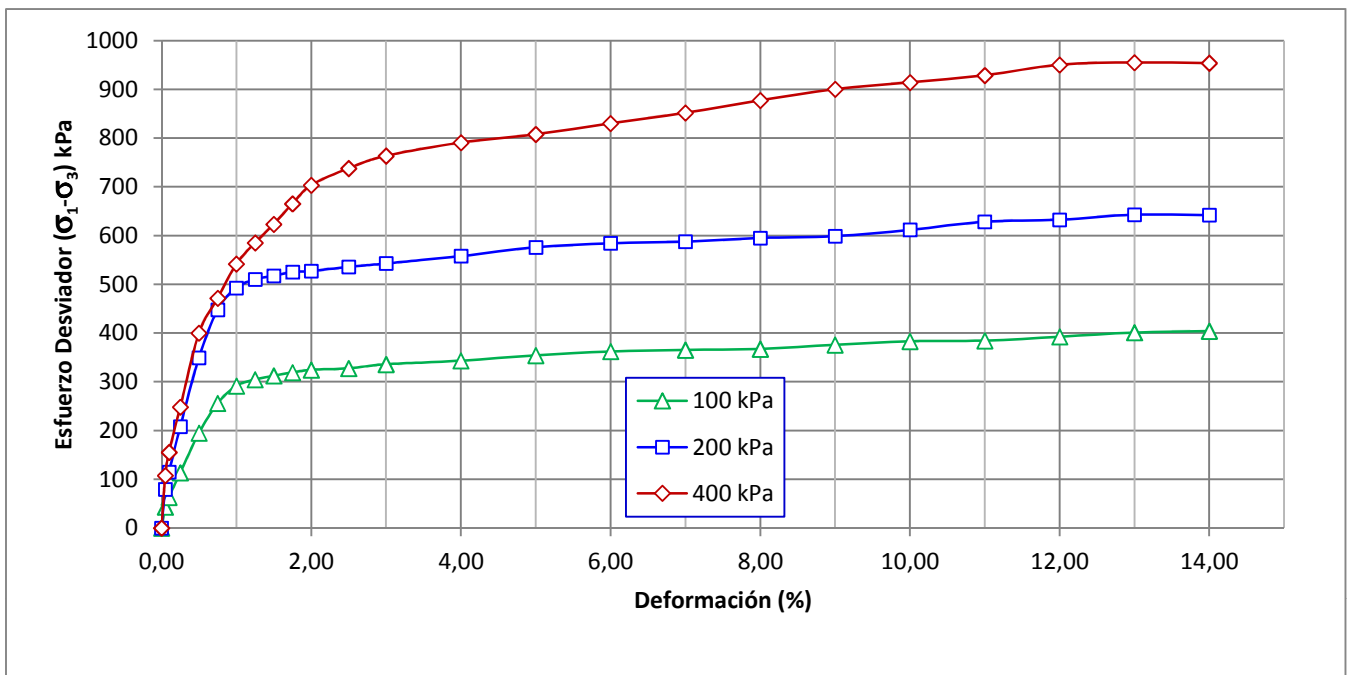
Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC



Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 N° de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

N° Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

N° de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC
Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,54
Diámetro (cm)	10,04	9,93
Humedad (%)	8,90	14,04
Densidad seca (g/cm ³)	1,971	2,050

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	553	kPa
Contra presión	153	kPa
Esf. Efect. Inicial	400	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	400,0	0,0	400,00	0,0	0,00	1,00
0,05	107	3	453,7	53,7	450,21	53,7	0,12	1,27
0,10	155	7	477,6	77,6	470,71	77,6	0,16	1,39
0,25	248	21	524,1	124,1	503,42	124,1	0,25	1,65
0,50	400	46	599,8	199,8	554,33	199,8	0,36	2,13
0,75	471	70	635,7	235,7	565,36	235,7	0,42	2,43
1,00	541	94	670,7	270,7	576,27	270,7	0,47	2,77
1,25	585	116	692,5	292,5	576,67	292,5	0,51	3,06
1,50	623	134	711,7	311,7	577,90	311,7	0,54	3,34
1,75	665	150	732,6	332,6	582,28	332,6	0,57	3,66
2,00	703	163	751,6	351,6	588,83	351,6	0,60	3,96
2,50	738	181	768,8	368,8	588,20	368,8	0,63	4,36
3,00	763	193	781,7	381,7	588,60	381,7	0,65	4,69
4,00	791	208	795,3	395,3	587,77	395,3	0,67	5,11
5,00	808	215	803,8	403,8	588,67	403,8	0,69	5,37
6,00	830	221	815,0	415,0	594,34	415,0	0,70	5,63
7,00	852	223	825,8	425,8	602,44	425,8	0,71	5,82
8,00	877	225	838,7	438,7	613,91	438,7	0,71	6,01
9,00	900	225	850,0	450,0	625,23	450,0	0,72	6,14
10,00	914	225	857,0	457,0	632,22	457,0	0,72	6,22
11,00	929	224	864,3	464,3	640,20	464,3	0,73	6,28
12,00	950	224	875,2	475,2	651,10	475,2	0,73	6,40
13,00	955	224	877,5	477,5	653,40	477,5	0,73	6,43
14,00	954	223	876,9	476,9	653,48	476,9	0,73	6,40

Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 N° de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

N° Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

N° de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC
Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,79
Diámetro (cm)	10,04	9,93
Humedad (%)	8,90	13,55
Densidad seca (g/cm ³)	1,971	2,027

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	352	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	200	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	200,0	0,0	200,00	0,0	0,00	1,00
0,05	80	8	239,8	39,8	232,18	39,8	0,17	1,41
0,10	115	13	257,4	57,4	244,31	57,4	0,24	1,61
0,25	208	27	303,9	103,9	277,06	103,9	0,38	2,20
0,50	349	44	374,7	174,7	330,57	174,7	0,53	3,24
0,75	448	54	423,8	223,8	369,31	223,8	0,61	4,08
1,00	493	61	446,3	246,3	385,67	246,3	0,64	4,54
1,25	510	63	455,1	255,1	391,65	255,1	0,65	4,74
1,50	518	65	458,8	258,8	393,98	258,8	0,66	4,83
1,75	525	66	462,5	262,5	396,28	262,5	0,66	4,92
2,00	527	67	463,7	263,7	396,78	263,7	0,66	4,96
2,50	536	66	467,9	267,9	402,36	267,9	0,67	4,98
3,00	543	66	471,4	271,4	405,89	271,4	0,67	5,04
4,00	558	64	478,9	278,9	414,77	278,9	0,67	5,11
5,00	576	61	488,0	288,0	427,32	288,0	0,67	5,13
6,00	584	59	492,1	292,1	433,48	292,1	0,67	5,13
7,00	587	56	493,7	293,7	437,83	293,7	0,67	5,07
8,00	595	54	497,5	297,5	443,71	297,5	0,67	5,07
9,00	599	51	499,4	299,4	448,41	299,4	0,67	5,02
10,00	612	50	505,8	305,8	455,47	305,8	0,67	5,09
11,00	628	50	514,2	314,2	463,87	314,2	0,68	5,20
12,00	632	49	516,2	316,2	467,28	316,2	0,68	5,19
13,00	643	48	521,4	321,4	473,17	321,4	0,68	5,24
14,00	642	48	521,0	321,0	473,42	321,0	0,68	5,21

Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

 Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

Nº Informe de Lab:

 Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

Nº de Proyecto:

Solicitado por:

 Fecha: **02-abr-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC
Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,84
Diámetro (cm)	10,04	9,95
Humedad (%)	8,90	14,28
Densidad seca (g/cm ³)	1,971	2,014

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	252	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	100	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	100,0	0,0	100,00	0,0	0,00	1,00
0,05	43	8	121,5	21,5	113,88	21,5	0,19	1,46
0,10	63	12	131,5	31,5	119,83	31,5	0,26	1,71
0,25	113	22	156,7	56,7	134,63	56,7	0,42	2,45
0,50	195	30	197,4	97,4	167,75	97,4	0,58	3,77
0,75	256	30	227,9	127,9	197,53	127,9	0,65	4,67
1,00	291	29	245,7	145,7	216,72	145,7	0,67	5,10
1,25	304	27	252,2	152,2	225,28	152,2	0,68	5,16
1,50	312	26	256,1	156,1	230,63	156,1	0,68	5,19
1,75	319	23	259,5	159,5	236,02	159,5	0,68	5,17
2,00	324	22	262,2	162,2	240,09	162,2	0,68	5,16
2,50	328	20	263,8	163,8	243,79	163,8	0,67	5,09
3,00	336	18	267,8	167,8	249,92	167,8	0,67	5,09
4,00	343	15	271,6	171,6	256,39	171,6	0,67	5,04
5,00	354	12	277,0	177,0	265,25	177,0	0,67	5,01
6,00	362	8	281,0	181,0	273,45	181,0	0,66	4,92
7,00	365	6	282,6	182,6	276,42	182,6	0,66	4,89
8,00	367	6	283,6	183,6	278,05	183,6	0,66	4,89
9,00	376	4	287,9	187,9	283,75	187,9	0,66	4,92
10,00	383	4	291,5	191,5	287,36	191,5	0,67	5,00
11,00	384	4	292,2	192,2	288,04	192,2	0,67	5,01
12,00	392	3	296,1	196,1	292,67	196,1	0,67	5,06
13,00	401	3	300,5	200,5	297,72	200,5	0,67	5,12
14,00	404	2	302,0	202,0	299,90	202,0	0,67	5,12

Observaciones:

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

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

LSA/CSM

Revisado por:

CSM

Fecha:

02-abr-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

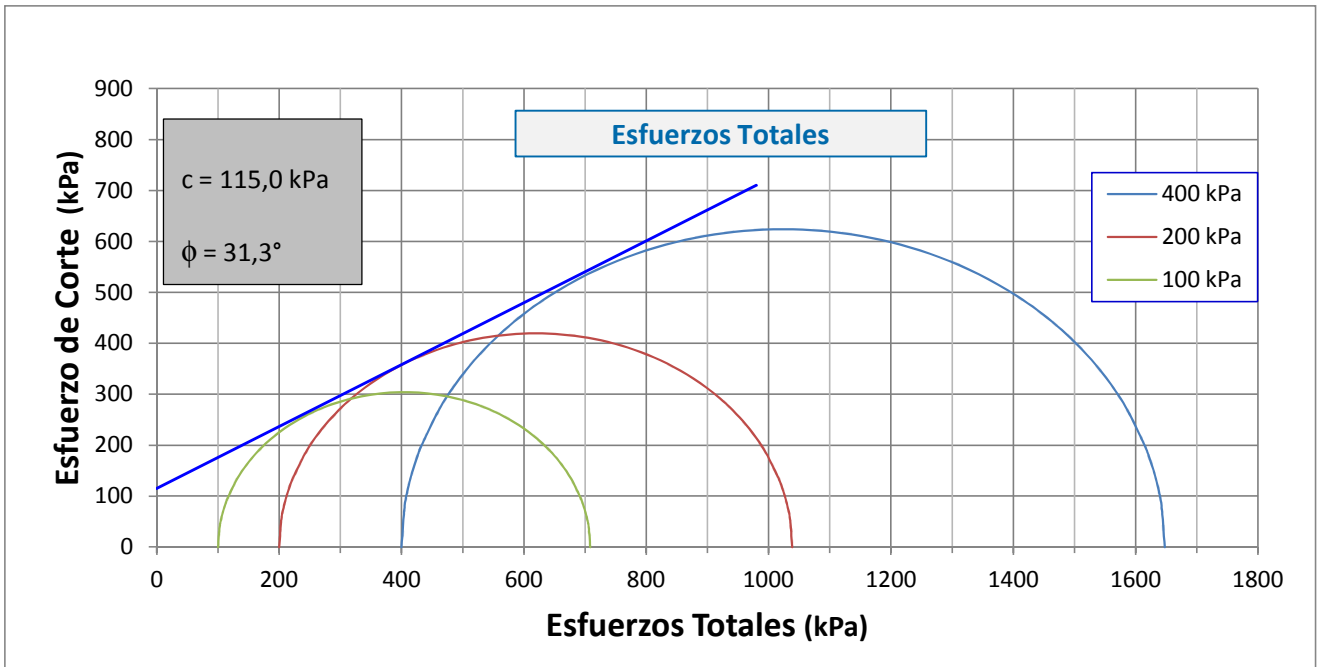
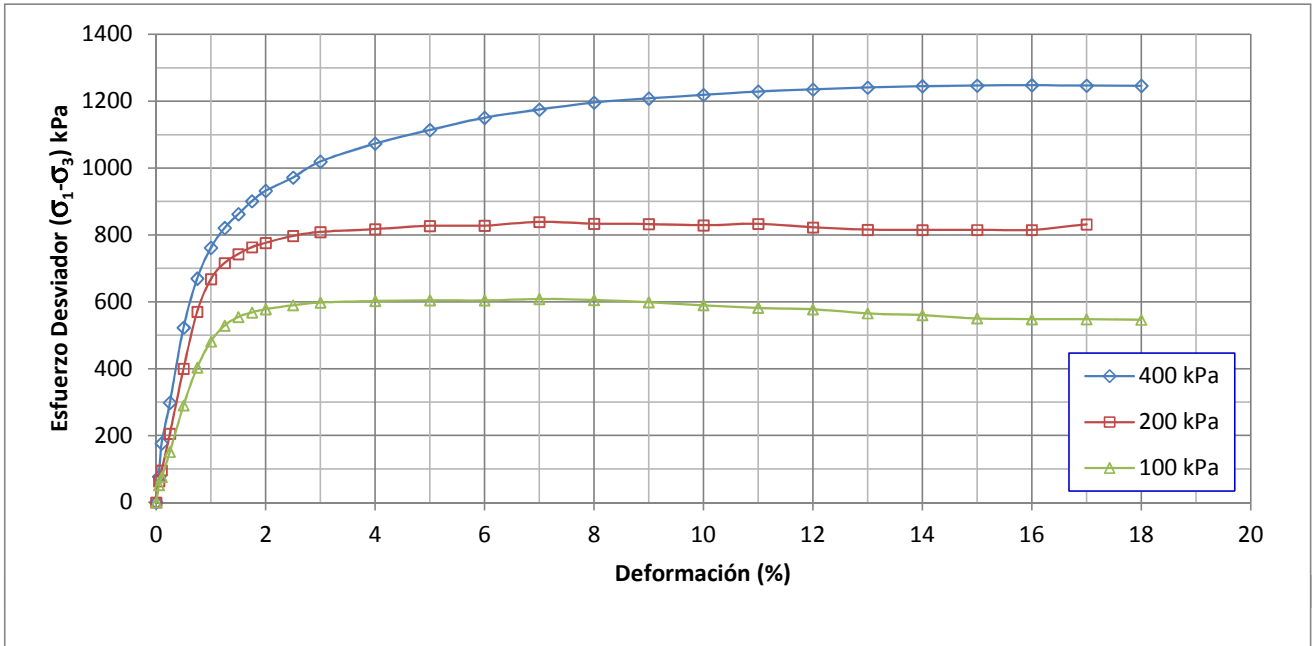
Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC



Notas:

Realizado por:
LSA

Ingresado por:
JCA

Revisado por:
CSM

Fecha:
21-mar-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC

Estado : Remoldeado

Asentamiento Inmediato	Inicio	Final
Altura (cm)	20.90	20.72
Diámetro (cm)	10.04	10.08
Humedad (%)	8.90	10.50
Densidad seca (g/cm ³)	1.971	1.971

Velocidad	0.050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	400	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	400	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{dev} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0.00	0	0	400.0	0.0	400.00	400.0	0.00	1.00
0.05	0.610	77.0	438.5	38.5	477.01	400.0	0.09	1.19
0.10	1.400	176.7	488.3	88.3	576.66	400.0	0.18	1.44
0.25	2.370	298.6	549.3	149.3	698.61	400.0	0.27	1.75
0.50	4.160	522.8	661.4	261.4	922.83	400.0	0.40	2.31
0.75	5.340	669.4	734.7	334.7	1069.44	400.0	0.46	2.67
1.00	6.090	761.5	780.8	380.8	1161.54	400.0	0.49	2.90
1.25	6.580	820.7	810.4	410.4	1220.74	400.0	0.51	3.05
1.50	6.930	862.2	831.1	431.1	1262.21	400.0	0.52	3.16
1.75	7.260	901.0	850.5	450.5	1300.97	400.0	0.53	3.25
2.00	7.530	932.1	866.1	466.1	1332.10	400.0	0.54	3.33
2.50	7.890	971.7	885.8	485.8	1371.68	400.0	0.55	3.43
3.00	8.320	1019.4	909.7	509.7	1419.38	400.0	0.56	3.55
4.00	8.850	1073.1	936.6	536.6	1473.14	400.0	0.57	3.68
5.00	9.280	1113.6	956.8	556.8	1513.56	400.0	0.58	3.78
6.00	9.690	1150.5	975.3	575.3	1550.52	400.0	0.59	3.88
7.00	10.000	1174.7	987.3	587.3	1574.70	400.0	0.59	3.94
8.00	10.290	1195.8	997.9	597.9	1595.77	400.0	0.60	3.99
9.00	10.510	1208.1	1004.0	604.0	1608.06	400.0	0.60	4.02
10.00	10.720	1218.7	1009.3	609.3	1618.65	400.0	0.60	4.05
11.00	10.930	1228.7	1014.4	614.4	1628.72	400.0	0.61	4.07
12.00	11.110	1234.9	1017.5	617.5	1634.92	400.0	0.61	4.09
13.00	11.290	1240.7	1020.3	620.3	1640.67	400.0	0.61	4.10
14.00	11.460	1244.9	1022.4	622.4	1644.88	400.0	0.61	4.11
15.00	11.610	1246.5	1023.3	623.3	1646.50	400.0	0.61	4.12
16.00	11.760	1247.8	1023.9	623.9	1647.75	400.0	0.61	4.12
17.00	11.890	1246.5	1023.3	623.3	1646.53	400.0	0.61	4.12
18.00	12.030	1246.0	1023.0	623.0	1646.01	400.0	0.61	4.12

Nota:

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC

Estado : Remoldeado

Asentamiento Inmediato		Inicio	Final
Altura (cm)		20.90	20.78
Diámetro (cm)		10.04	10.07
Humedad (%)		8.90	9.40
Densidad seca (g/cm ³)		1.971	1.971

Velocidad	0.050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	200	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	200	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{dacr} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0.00	0	0	200.0	0.0	200.00	200.0	0.00	1.00
0.05	0.500	63	231.6	31.6	263.12	200.0	0.14	1.32
0.10	0.760	96	248.0	48.0	295.90	200.0	0.19	1.48
0.25	1.630	205	302.7	102.7	405.37	200.0	0.34	2.03
0.50	3.180	400	399.8	199.8	599.66	200.0	0.50	3.00
0.75	4.550	570	485.2	285.2	770.41	200.0	0.59	3.85
1.00	5.340	668	533.9	333.9	867.76	200.0	0.63	4.34
1.25	5.740	716	558.0	358.0	915.96	200.0	0.64	4.58
1.50	5.970	743	571.4	371.4	942.77	200.0	0.65	4.71
1.75	6.150	763	581.6	381.6	963.22	200.0	0.66	4.82
2.00	6.270	776	588.1	388.1	976.13	200.0	0.66	4.88
2.50	6.470	797	598.4	398.4	996.80	200.0	0.67	4.98
3.00	6.600	809	604.3	404.3	1008.65	200.0	0.67	5.04
4.00	6.740	817	608.6	408.6	1017.29	200.0	0.67	5.09
5.00	6.890	827	613.4	413.4	1026.77	200.0	0.67	5.13
6.00	6.970	828	613.8	413.8	1027.57	200.0	0.67	5.14
7.00	7.140	839	619.4	419.4	1038.73	200.0	0.68	5.19
8.00	7.170	833	616.6	416.6	1033.20	200.0	0.68	5.17
9.00	7.240	832	616.1	416.1	1032.19	200.0	0.68	5.16
10.00	7.290	829	614.4	414.4	1028.73	200.0	0.67	5.14
11.00	7.410	833	616.5	416.5	1033.01	200.0	0.68	5.17
12.00	7.400	823	611.3	411.3	1022.54	200.0	0.67	5.11
13.00	7.420	815	607.7	407.7	1015.39	200.0	0.67	5.08
14.00	7.500	815	607.4	407.4	1014.71	200.0	0.67	5.07
15.00	7.590	815	607.4	407.4	1014.90	200.0	0.67	5.07
16.00	7.680	815	607.4	407.4	1014.86	200.0	0.67	5.07
17.00	7.930	831	615.7	415.7	1031.37	200.0	0.68	5.16

Nota:

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

21-mar-13

Nombre del Proyecto:

Cliente:

Nº de muestra / Prof (m): **Muestra M-3**

Nº Informe de Lab:

Descripción / Zona: **Material procesado para relleno estructural**

Nº de Proyecto:

Solicitado por:

Fecha: **21-mar-13**

Ubicación:

Clasificación SUCS: GP - GC

Estado : Remoldeado

Asentamiento Inmediato	Inicio	Final
Altura (cm)	20.90	20.84
Diámetro (cm)	10.04	10.05
Humedad (%)	8.90	9.31
Densidad seca (g/cm ³)	1.971	1.971

Velocidad	0.050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	100	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	100	kPa

Deformación (%)	F (kN)	$\sigma_{d\text{acv}}$ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_2 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0.00	0	0	100.0	0.0	100.00	100.0	0.00	1.00
0.05	0.410	52	125.9	25.9	151.76	100.0	0.21	1.52
0.10	0.600	76	137.9	37.9	175.71	100.0	0.27	1.76
0.25	1.200	151	175.6	75.6	251.19	100.0	0.43	2.51
0.50	2.310	290	245.2	145.2	390.32	100.0	0.59	3.90
0.75	3.220	404	301.8	201.8	503.66	100.0	0.67	5.04
1.00	3.850	481	340.7	240.7	581.42	100.0	0.71	5.81
1.25	4.240	529	364.4	264.4	628.85	100.0	0.73	6.29
1.50	4.460	555	377.4	277.4	654.87	100.0	0.74	6.55
1.75	4.580	568	384.2	284.2	668.35	100.0	0.74	6.68
2.00	4.670	578	389.0	289.0	678.04	100.0	0.74	6.78
2.50	4.790	590	394.9	294.9	689.86	100.0	0.75	6.90
3.00	4.880	598	398.9	298.9	697.85	100.0	0.75	6.98
4.00	4.970	603	401.3	301.3	702.58	100.0	0.75	7.03
5.00	5.040	605	402.3	302.3	704.69	100.0	0.75	7.05
6.00	5.090	604	402.1	302.1	704.24	100.0	0.75	7.04
7.00	5.180	608	404.2	304.2	708.36	100.0	0.75	7.08
8.00	5.210	605	402.6	302.6	705.28	100.0	0.75	7.05
9.00	5.210	599	399.3	299.3	698.68	100.0	0.75	6.99
10.00	5.190	590	394.9	294.9	689.81	100.0	0.75	6.90
11.00	5.180	582	391.1	291.1	682.11	100.0	0.74	6.82
12.00	5.200	578	388.9	288.9	677.77	100.0	0.74	6.78
13.00	5.150	566	382.8	282.8	665.69	100.0	0.74	6.66
14.00	5.160	560	380.1	280.1	660.25	100.0	0.74	6.60
15.00	5.130	550	375.2	275.2	650.49	100.0	0.73	6.50
16.00	5.170	548	374.1	274.1	648.24	100.0	0.73	6.48
17.00	5.230	548	374.0	274.0	647.97	100.0	0.73	6.48
18.00	5.280	547	373.3	273.3	646.52	100.0	0.73	6.47

Nota:

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Fecha:

21-mar-13

ANEXO B

Ensayos Geofísicos

Ensayo Refracción Sísmica

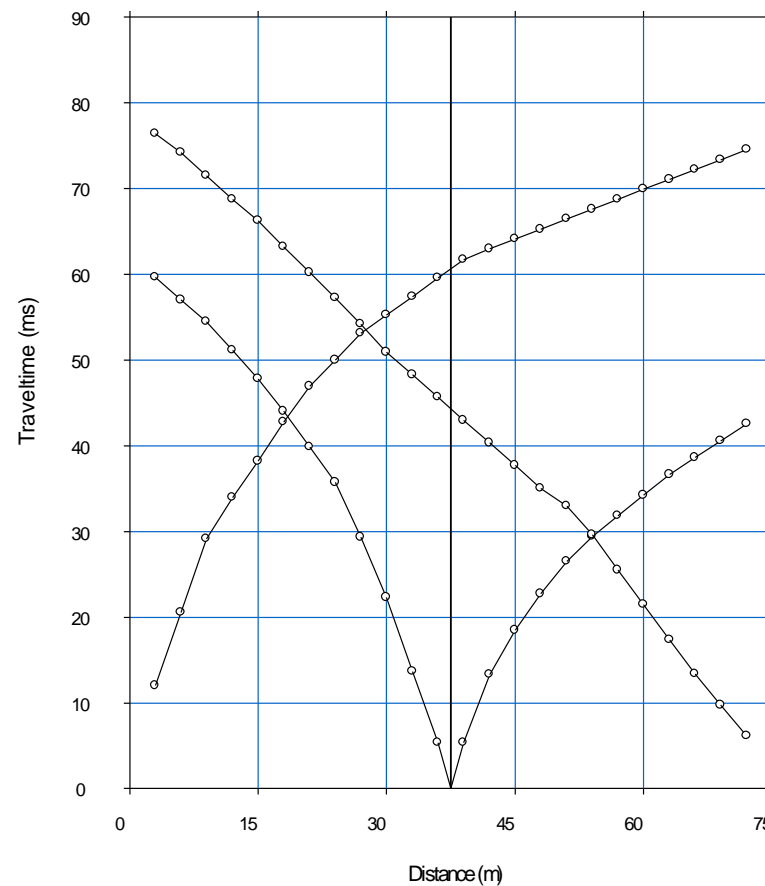
ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

DROMOCRÓNICAS

Lugar: Mina Toquepala - Tacna

Línea: LS-03

Fecha: Abril, 2013



Scale = 1 / 709

ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

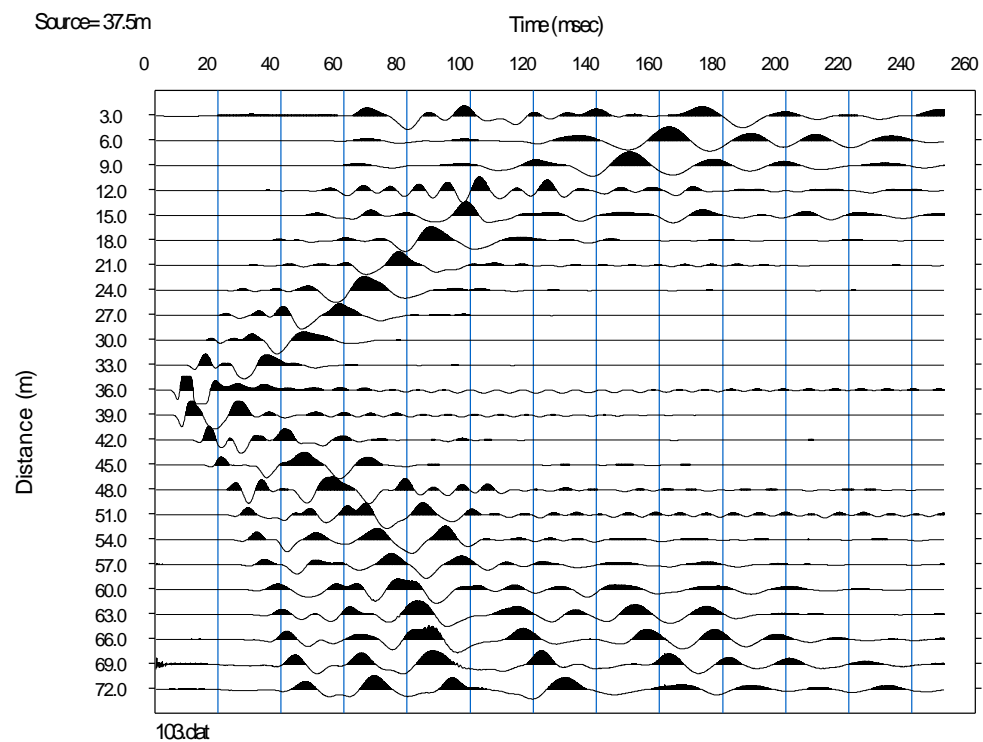
Lugar: Mina Toquepala - Tacna

Línea: LS-03

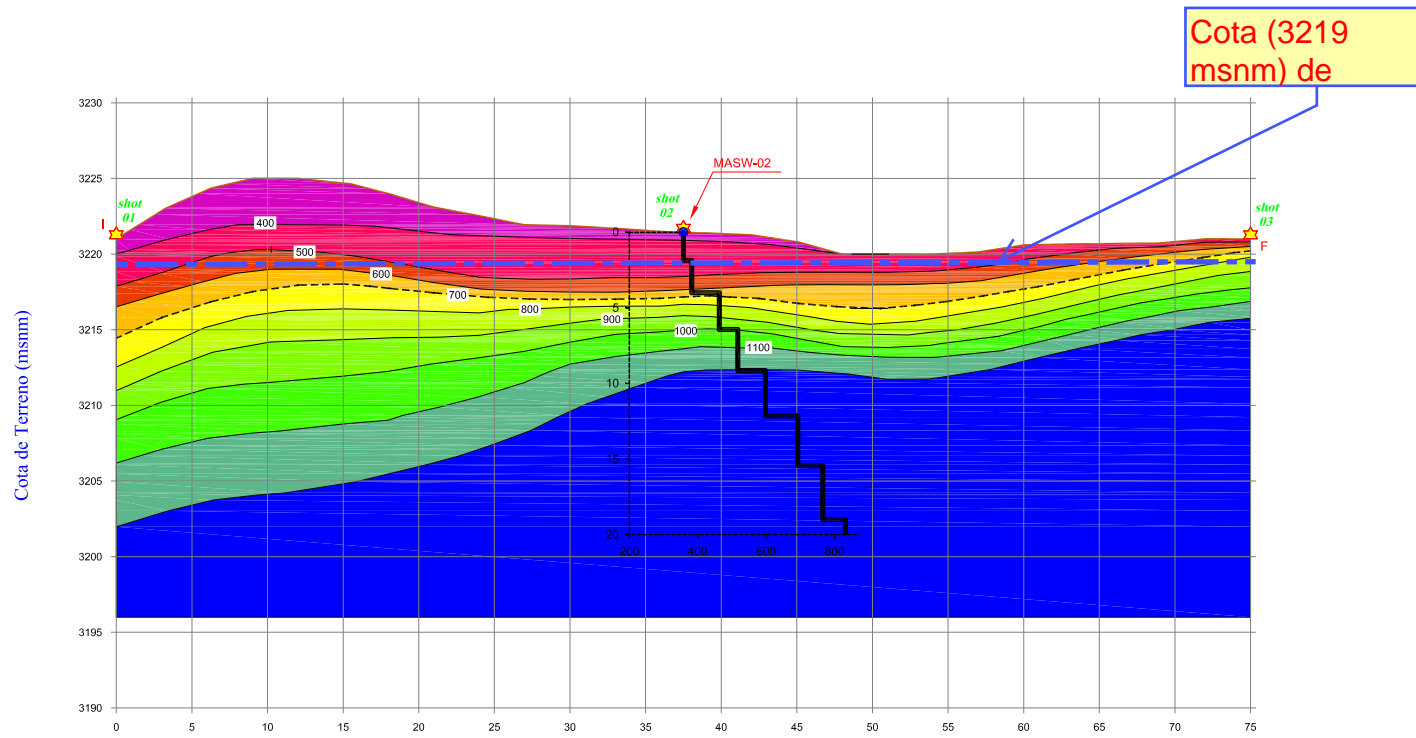
Registro: 103

Shot: 02

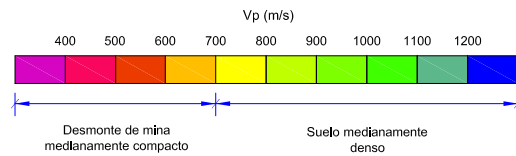
Fecha: Abril, 2013



PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-03



Distancia (m)
ESCALA: 1/500

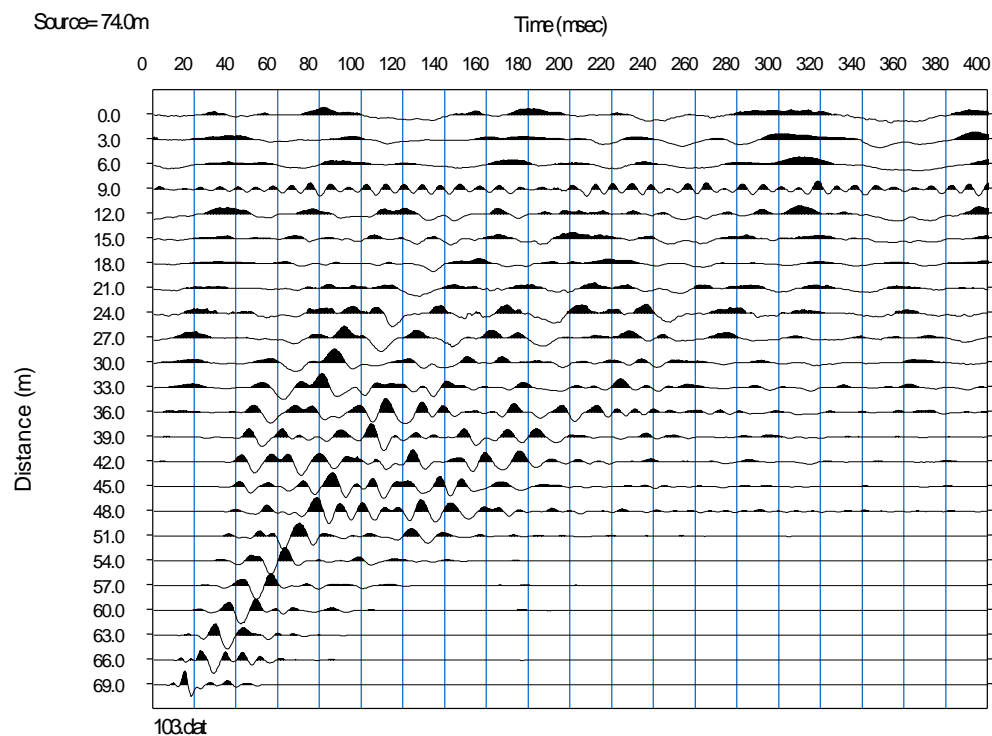


LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

Ensayo MASW

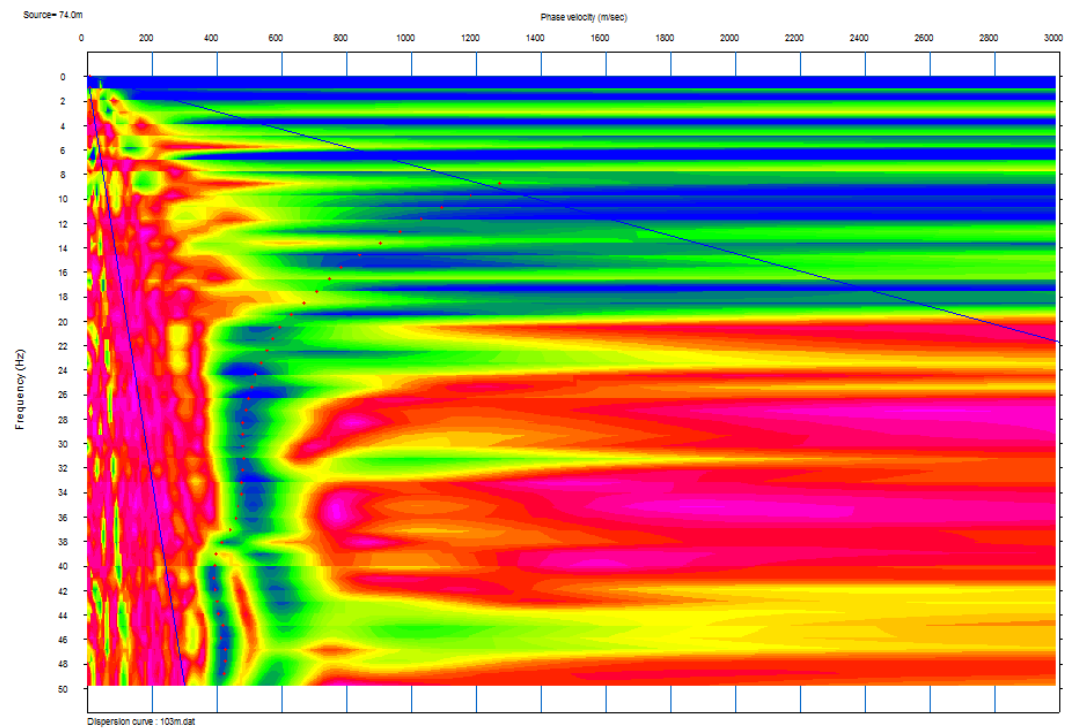
ENSAYO MASW REGISTROS SÍSMICOS

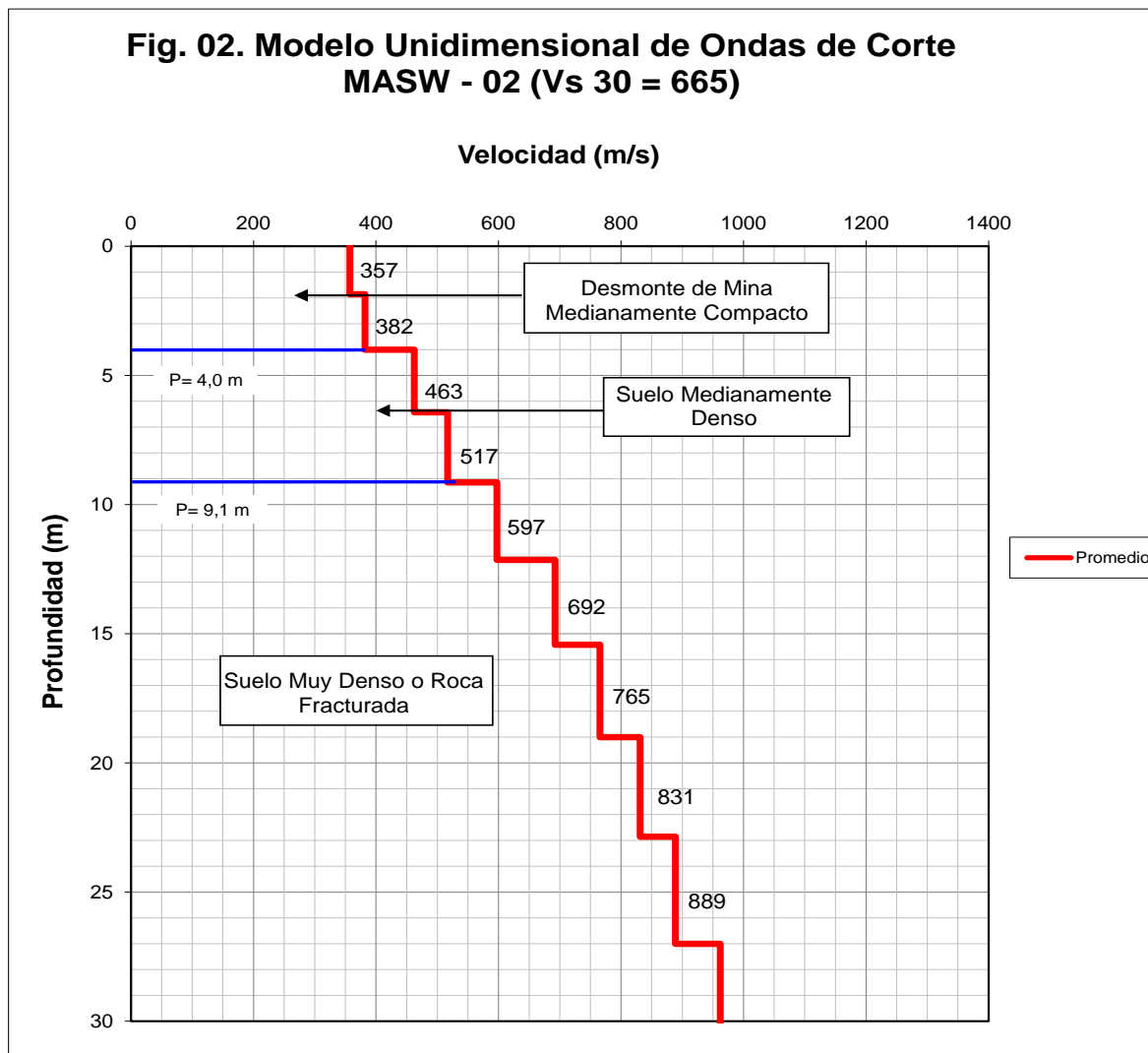
Lugar: Mina Toquepala - Tacna
Línea: MASW-02
Registro: 103
Shot: 03
Fecha: Abril, 2013



SONDAJES MASW
CURVA DE DISPERSIÓN

Lugar: Mina Toquepala - Tacna
Línea: MASW-02
Registro: 103
Shot: 03
Fecha: Abril, 2013





ANEXO C

**Parámetros de modelos
constitutivos**

CALIBRACIÓN DEL MODELO HARDENING SOIL - RELLENO ESTRUCTURAL

1.- PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Ángulo de Fricción = **36.0** °
 Cohesión = **20.0** kPa

2.- PARÁMETROS DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Confin. (kPa)	q (max) (kPa)	ε (q (max))	q (50%max) (kPa)	ε (q (50%max))	E ₅₀ ^{ref} (kPa)	q _f kPa	R _f	q _a kPa
-400	955.0	0.130	477.5	0.0077321	61755	1219	0.90	1354.7
-200	642.8	0.130	321.4	0.0045106	71254	649	0.90	721.0
-100	404.0	0.140	202.0	0.0052869	38208	364	0.90	404.1

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad E_{50} = E_{50}^{ref} (K_i)^m \quad -\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}$$

$$\log(E_{50}) = \log(E_{50}^{ref}) + m \times \log(K_i)$$

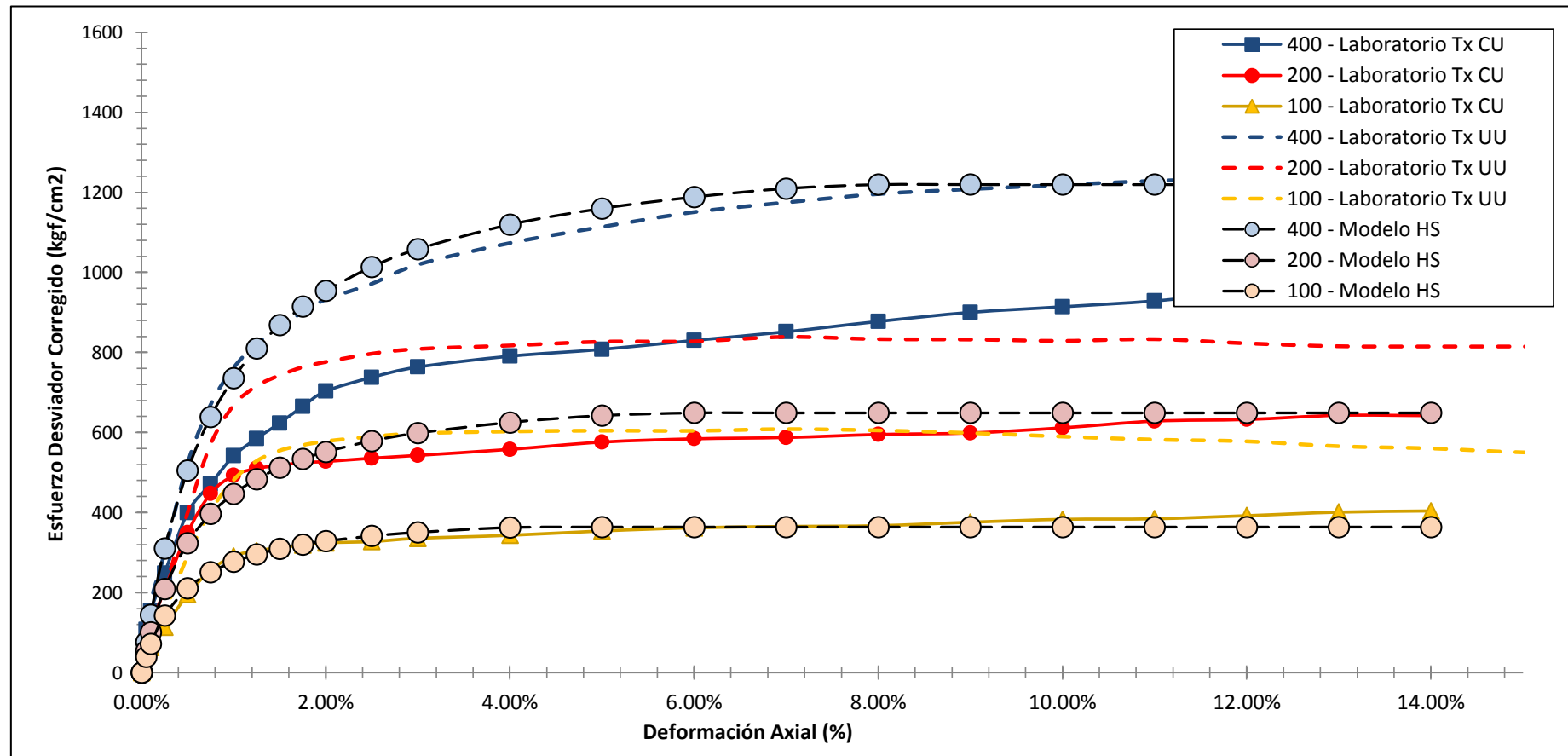
3.- ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS "m" y E₅₀^{ref}

p ref = **100** kPa

Confin. (kPa)	E ₅₀ ^{ref} (*) (kPa)	log (E ₅₀ ^{ref})	K _i	log(K _i)	E ₅₀ (calculado) (kPa)
-400	61755.2	4.79067	3.35	0.52536	80562
-200	71253.8	4.85281	1.78	0.25143	58772
-100	38207.8	4.58215	1.00	0.00000	44000

m = **0.5000** [-]
 log(E₅₀^{ref}) = **4.64150797**
 E₅₀^{ref} = **44000** kPa

CALIBRACIÓN DEL MODELO HARDENING SOIL - RELLENO ESTRUCTURAL



4.- ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE POISSON

No se cuenta con ensayos de laboratorio.

$$v = \frac{\Delta \varepsilon_a - (\Delta \varepsilon_a + 2\Delta \varepsilon_r)}{2\Delta \varepsilon_a} = -\frac{\Delta \varepsilon_r}{\Delta \varepsilon_a}$$

$$v = 0.25 \quad (\text{estimado})$$

5.- ESTIMACIÓN DEL ÁNGULO DE DILATANCIA

No se cuenta con ensayos de laboratorio.

$$\sin \psi_{max} = \left(-\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma_{13}} \right)_p = \frac{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} + 1}{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} - 1}$$

CALIBRACIÓN DEL MODELO HARDENING SOIL - RELLENO ESTRUCTURAL

Estimación del ángulo de dilatancia

$$\begin{aligned}\phi' &= 36.0^\circ \\ \psi &= 4.0^\circ\end{aligned}$$

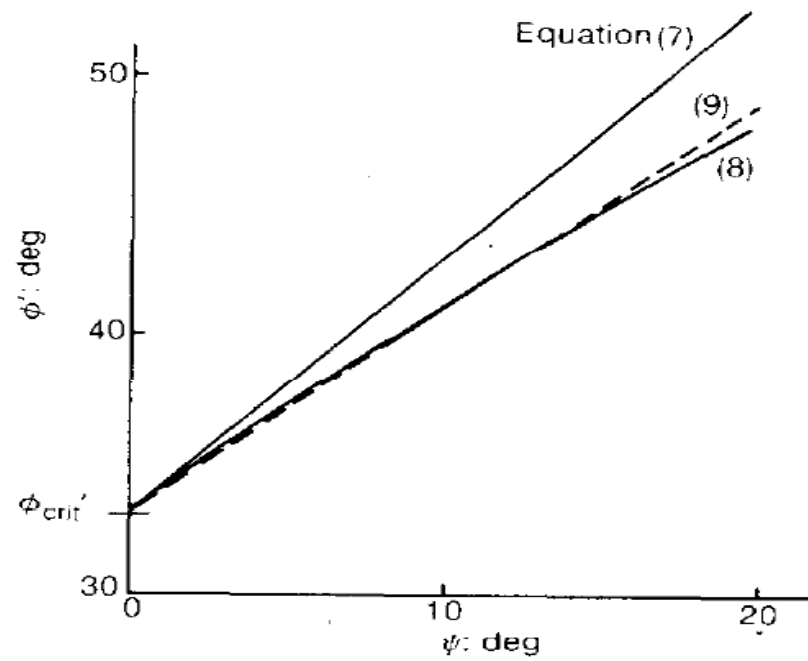


Fig. 6. Stress-dilatancy relations

Relación del ángulo de fricción y dilatancia para una arena - MD.

Bolton, M.D. (1986). Géotechnique 36, NO. 1,65-78

6.- ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ EDOMÉTRICO Y DE DESCARGA-RECARGA

No se cuenta con ensayos de laboratorio.

$$\begin{aligned}p^{\text{ref}} &= 100 \quad \text{kPa} \\ E_{\text{oad}}^{\text{ref}} &= E_{50}^{\text{ref}} \quad (\text{estimación}) \\ E_{\text{oad}}^{\text{ref}} &= 44000 \quad \text{kPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_{\text{ur}}^{\text{ref}} &= KE_{50}^{\text{ref}} \\ K &= 2 \quad (\text{estimación para suelo duro}) \\ E_{\text{ur}}^{\text{ref}} &= 88000 \quad \text{kPa}\end{aligned}$$

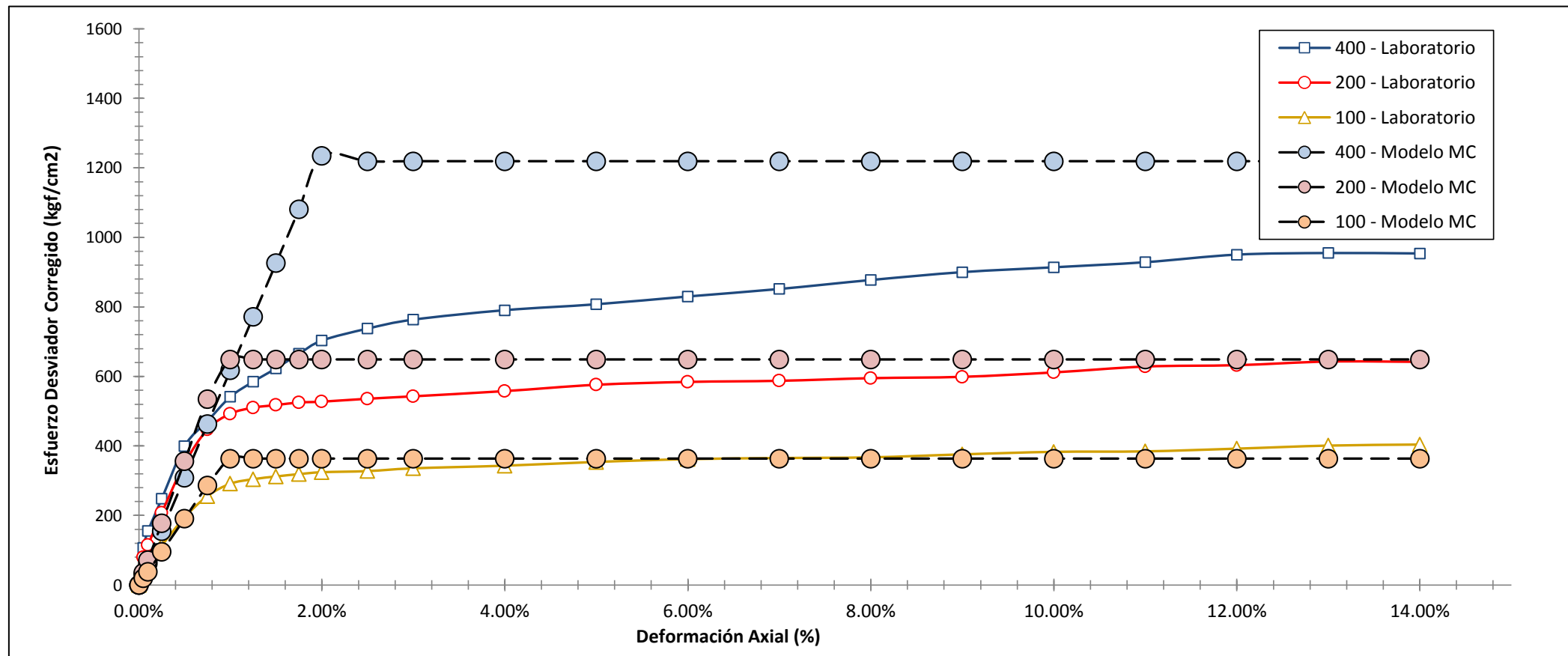
CALIBRACIÓN DEL MODELO MOHR COULOMB - RELLENO ESTRUCTURAL

1.- PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Ángulo de fricción = **36.0** °
 Cohesión = **20.0** kPa

2.- PARÁMETROS DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Confin. (kPa)	q (max) (kPa)	ε (q (max))	q (50%max) (kPa)	ε (q (50%max))	E ₅₀ ^{ref} (kPa)	q _f kPa	p _f kPa
-400	955.0	0.130	477.5	0.0077321	61755	1219	2019
-200	642.8	0.130	321.4	0.0045106	71254	649	1049
-100	404.0	0.140	202.0	0.0052869	38208	364	564



CALIBRACIÓN DEL MODELO MOHR COULOMB - RELLENO ESTRUCTURAL

4.- ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE POISSON

No se cuenta con ensayos de laboratorio.

$$v = \frac{\Delta\varepsilon_a - (\Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r)}{2\Delta\varepsilon_a} = -\frac{\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_a}$$

$$v = 0.25 \quad (\text{estimado})$$

5.- ESTIMACIÓN DEL ÁNGULO DE DILATANCIA

No se cuenta con ensayos de laboratorio.

$$\sin \psi_{max} = \left(-\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma_{13}} \right)_p = \frac{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} + 1}{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} - 1}$$

$$\psi = 0.0^\circ \quad (\text{estimado})$$

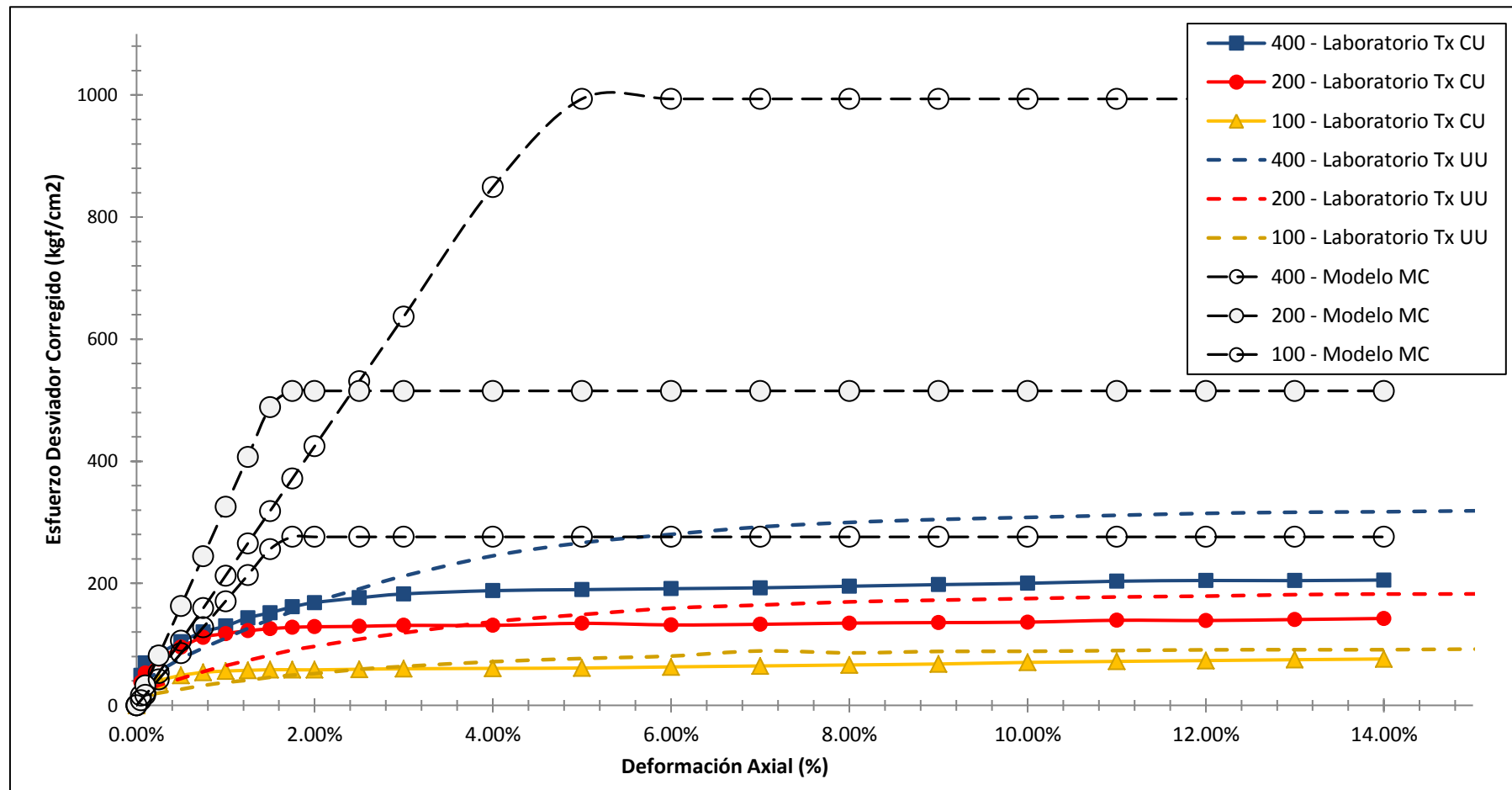
CALIBRACIÓN DEL MODELO MOHR COULOMB - SUELO DE CIMENTACIÓN

1.- PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Ángulo de fricción = **33.0** °
 Cohesión = **10.0** kPa

2.- PARÁMETROS DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Confin. (kPa)	q (max) (kPa)	ε (q (max))	q (50%max) (kPa)	ε (q (50%max))	E ₅₀ ^{ref} (kPa)	q _f kPa	p _f kPa
-400	205.4	0.140	102.7	0.0048375	21230	994	1794
-200	142.4	0.140	71.2	0.002187	32557	515	915
-100	76.0	0.140	38.0	0.0022273	17061	276	476



4.- ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE POISSON

No se cuenta con ensayos de laboratorio.

$$v = \frac{\Delta\varepsilon_a - (\Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r)}{2\Delta\varepsilon_a} = -\frac{\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_a}$$

$$v = 0.25 \quad (\text{estimado})$$

5.- ESTIMACIÓN DEL ÁNGULO DE DILATANCIA

No se cuenta con ensayos de laboratorio.

$$\sin \psi_{max} = \left(-\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma_{13}} \right)_p = \frac{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} + 1}{(d\varepsilon_1/d\varepsilon_3)_{max} - 1}$$

$$\psi = 0.0^\circ \quad (\text{estimado})$$

ANEXO D



**Registro de sondajes
geotécnicos**

Estudio :
Solicitado :
Proyecto :

Profundidad : 4.3 m
Nivel freático : N.E.
Cota : ---

Ubicación :
Fecha : Marzo, 2013

Técnico : R.R.A.
Responsable : JJC

Lado norte del falso túnel - Área 2100							
Identificación de la muestra			Ensayos de Laboratorio		Ensayos de Campo		DESCRIPCIÓN DEL ESTRATO
Prof. (m.)	Espesor (m.)	Nombre	Clasif. SUCS	Símbolo Gráfico	H.N. %	D.N. g/cm ³	
1	1.5	S/M	R		---	---	Material de desmonte (con cables, fierros, madera, etc). Presenta gravas angulosas de TM 30". Presenta gravas en 70% de volumen, con humedad baja, no posee plasticidad.
2	3.0	M-1	GC		12.0	1.74	Grava Limo arenoso de color beige, con manchas rojizas, de humedad media, poco plástico, de compacidad suelta. Las gravas se encuentran muy meteorizadas. Su granulometría presenta: Grava=49.9%, Arena=32.6% y Finos=17.5%
3							
4							

NOTA: El logueo de calicata, fue realizado por JJC Contratistas Generales S.A.

Observación: El material predominante es desmonte de mina.

