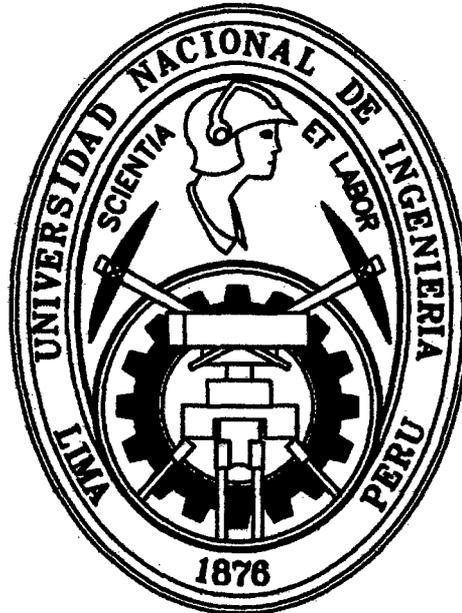


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS PARA
ESTABILIZACION DE EXCAVACIONES PROFUNDAS**

TESIS

Para optar por el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

ALFONSO ARMANDO CERNA DÍAZ

Lima- Perú

2011

Digitalizado por:

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

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Por el don de la vida, guiar mi camino y su amor.

El presente trabajo no hubiera sido posible sin la colaboración de varias personas individuales e institucionales.

El Doctor Jorge Alva Hurtado respaldó mi trabajo y proveyó desafíos intelectuales superiores. El ha sido, en muchos sentidos, mi mentor, asesor y un amigo; he aprendido enormemente de El. Deseo agradecerle también por su revisión meticulosa de mi tesis y la experiencia invaluable de haber trabajado bajo su asesoramiento.

El Doctor Teofilo Vargas Saavedra me motivó en el apasionante mundo de la investigación brindándome una cuidadosa revisión y guía a mi tesis, ofreciéndome sus sugerencias técnicas y proveyó muchas fuentes del estado del arte sobre el tema.

El Ingeniero Edward Santa María Dávila, quien con su paciencia, apoyo, dirección y entrega, fue nuestro guía y amigo. Gracias también por la confianza depositada y por su ejemplo de trabajo y dedicación.

Estoy muy agradecido por el soporte del Instituto de Investigación y de la Corporación Graña y Montero, que por intermedio del Doctor Víctor Sánchez Moya, la Sra. Elena Muñoz y el Ingeniero Luis Díaz Imiela-Gentimur permitieron el financiamiento de mi investigación.

Eternamente agradecido a mis profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, que me permitieron formarme en un ambiente altamente académico y humano, que hoy es la herramienta principal para mis futuros logros y sueños. En especial al Ing. Julio César Zedano, Dr. Hugo Scaletti, Dr. Javier Piqué y el Dr. Zenón Aguilar.

A los ingenieros Rubén Vargas, Solange Paihua, Abel Ordoñez, y Guillermo Barreda, por la oportunidad de aprender y participar en proyectos muy interesantes en Knight Piésold Consulting.

Estoy especialmente agradecido a mis amigos: Luis, Alan, Marco, Alex, Juan, Bob, William, Abraham, Mayu, Walter, Alfredo, Jonathan, Javier, Alfredo, Israel, Harold, Lukas, Cristhian, Jackeline, Hugo, Lucho Romero, Abel, Miguel y toda la gente de la FIC UNI por sus colaboraciones científicas a lo largo de estos años, y lo mas importante su amistad sincera e incondicional que durará toda la vida.

Deseo agradecer profundamente a la casualidad que la vida me otorgó al haberme puesto en un hogar maravilloso compuesto de mis queridos hermanos Raphael y Cristofer, con quienes he compartido gran parte de vida, gracias por lo momentos, los alientos y por ser mi motor y motivo. A mi sobrina Brigitte, cuñada Mónica, mis primos Luis y Natalí con todo el amor del mundo.

A la memoria de mis abuelos, Esteban, José, y Zoila, estoy seguro se hubieran alegrado al ver a su nieto el día de su sustentación, me hacen falta.

DEDICATORIA

A mis padres Zoila Elizabeth Díaz Palomino y Alfonso Cerna Vásquez, por haberme siempre enseñado en el camino de Dios y por hacer de cada día, cada hora y cada segundo mi verdadero motor para seguir, es difícil imaginar cómo sería el andar cotidiano sin recordar su comprensión, su apoyo inmenso y su amor. Esta tesis esta dedicada a ellos.

ÍNDICE

	Pág.
RESUMEN	6
LISTA DE CUADROS	7
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE FOTOGRAFÍAS	17
INTRODUCCIÓN	19
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA DE ESTUDIO Y ENFOQUE AL PROBLEMA DE ESTUDIO	
1.1 ANTECEDENTES	20
1.2 JUSTIFICACIÓN	26
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	27
1.4 OBJETIVOS Y UTILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN	28
1.4.1 Objetivo General	28
1.4.2 Objetivo Específico	28
1.5 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS	29
1.6 VARIABLES	30
1.6.1 Variables independientes	30
1.6.2 Variables dependientes	30
CAPÍTULO II: ESTABILIDAD EN EXCAVACIONES EN LIMA Y EXPERIENCIAS EN SANTIAGO DE CHILE	
2.1 INTRODUCCIÓN	31
2.2 LA GRAVA DE LIMA Y SANTIAGO DE CHILE	32
2.2.1 La Grava de Lima	32
2.2.1.1 Origen Geológico	32
2.2.1.2 Probable Mecanismo de Falla	33
2.2.1.3 Causas de Inestabilidad	34

2.2.1.4 Características geotécnicas del conglomerado	35
2.2.2 La Grava de Santiago de Chile	36
2.2.2.1 Introducción	36
2.2.2.2. Características de la Grava de Santiago de Chile	37
2.3 INESTABILIDAD Y ACCIDENTES EN EXCAVACIONES: LA VICTORIA Y MIRAFLORES	56
2.3.1 Caso La Victoria y Miraflores	56
2.4 INESTABILIDAD DE PANTALLAS ANCLADAS	59
2.4.1 Falla del mortero en el terreno	60
2.4.2 Falla del tendón	60
2.4.3 Falla del tendón al interior del mortero	61
2.4.4 Falla debida a insuficiente capacidad portante del terreno	61
2.4.5 Falla debido a la insuficiente capacidad pasiva del terreno	62
2.4.6 Falla por flexión del muro	62
2.4.7 Falla del muro antes de la colocación del primer anclaje	63
2.4.8 Falla por vuelco	63
2.4.9 Falla por bloque o deslizamiento, falla generalizada rotacional de la masa	64
2.4.10 Falla en muro tipo Berlínés anclado por volteo	65
2.4.11 Falla en muro anclado en Brasil por estabilidad global	66

CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS, CONSTRUCCION, ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS PARA UNA EXCAVACION PROFUNDA Y NUEVAS ALTERNATIVAS PARA SOSTENIMIENTO.

3.1 EL SISTEMA DE MUROS ANCLADOS	68
3.1.1 Muros anclados permanentes	68
3.1.2 Muros anclados temporales	68
3.2 PARTES PRINCIPALES DEL SISTEMA DE MUROS ANCLADOS	68
3.2.1 Longitud Libre	68
3.2.2 Longitud de bulbo	69
3.2.3 Muro estructural	69
3.2.4 Cimentación	69
3.3 VENTAJA DE LOS MUROS ANCLADOS	73
3.4 SECUENCIA CONSTRUCTIVA DE LOS MUROS ANCLADOS	73

3.4.1	Fases de construcción	74
3.5	CRITERIOS PARA LA RESISTENCIA DE LA PARTE ANCLADA	78
3.5.1	Expresión teórica de resistencia	79
3.5.2	Método de la Norma NBR 5629	80
3.5.3	Método de Ostermayer (1974)	81
3.5.4	Método de Bustamante y Doix (1985)	82
3.5.5	Método de Costa Nunes (1987)	84
3.5.6	Valores típicos de resistencia última unitaria al jalado	85
3.5.7	Hoja de cálculo de modelos de resistencia de anclajes	87
3.6	CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE ANCLAJES	87
3.6.1	De la carga transmitida al terreno	88
3.6.2	De los aspectos geométricos del anclaje	88
3.6.3	Del comportamiento mecánico de los anclajes	90
3.7	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD – MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE	93
3.7.1	Introducción al método del Equilibrio Límite	93
3.7.2	Método de los Bloques	98
3.7.3	Método Europeo – Método de Kranz	98
3.7.3.1	<i>Hoja de cálculo mediante método de Kranz</i>	101
3.7.4	Método de Bishop Simplificado con Anclajes	103
3.7.5	Método de Spencer con Anclajes	105
3.7.6	El método Pseudo estático	109
3.7.6.1	<i>Elección del coeficiente sísmico</i>	110
3.7.7	Análisis Numérico con Slope/W	113
3.7.7.1	Calculo de la longitud anclada por metro lineal	114
Ejemplos:		
A.	<i>Sótanos Banco de Crédito del Perú – Chorrillos</i>	
B.	<i>Sótanos Edificio Capital – San Isidro</i>	
3.8	ANÁLISIS MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	134
3.8.1	Introducción al método de Elementos Finitos	134
3.8.2	Modelos constitutivos	136
3.8.2.1	<i>Trayectoria de esfuerzos en una excavación</i>	138
3.8.2.2	<i>Modelo constitutivos en suelos</i>	139
3.8.2.3	<i>Interacción en el anclaje suelo tendón</i>	144
3.8.3	Cálculo del Factor de Seguridad	150

3.8.4	Simulación Numérica en excavaciones	151
3.8.4.1	<i>Procedimiento de Clough y Duncan</i>	153
3.8.5	Análisis Numérico con Sigma/W	168
	Ejemplos:	
A.	<i>Sótanos Banco de Crédito del Perú – Chorrillos</i>	168
B.	<i>Sótanos Edificio Capital – San Isidro</i>	174
3.9	EMPUJES DE TIERRA PARA EL DISEÑO DE LA PANTALLA	187
3.9.1	Introducción	187
3.9.2	Métodos semiempíricos	190
3.9.3	Métodos que utilizan una ley tensión – deformación	194
3.10	MOVIMIENTOS Y ASENTAMIENTO PERMISIBLES	199
3.10.1	Introducción	199
3.10.2	Método de Peck	200
3.10.3	Recomendaciones: Rodríguez Ortiz, 2002 - Clough y O'Rourke, 1990	201
3.11	ASPECTOS DEL MODELAJE TRIDIMENSIONAL	204
3.11.1	Simulación numérica de un sistema de anclajes en 3D mediante el código FLAC 3D	204
3.12	INTRODUCCIÓN AL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ANCLADAS	221
3.13	METODOLOGÍAS RECIENTES PARA SOSTENIMIENTO EN SÓTANOS – SOIL NAILING	229
3.13.1	Introducción	229
3.13.2	Simulación Numérica FLAC según Springer (2001).	238
3.13.3	Análisis de Equilibrio Límite y Comparación entre metodologías	246

CAPÍTULO IV: ENSAYOS ESPECIALES Y MONITOREO

4.1	ENSAYOS PARA EL SUELO	250
4.1.1	Corte Directo In-Situ	250
4.2	ENSAYOS PARA EL ANCLAJE	252
4.2.1	Ensayo de pull-out	252
4.2.2	Capacidad de arranque del anclaje en la Grava de Santiago de Chile	255
4.2.3	Ensayo de Calificación	256
4.2.4	Ensayo de Aceptación	258
4.3	MONITOREO	260

4.3.1	Inclinometría	259
	CONCLUSIONES	262
	RECOMENDACIONES	269
	BIBLIOGRAFÍA	271
	ANEXOS	
	ANEXO A	
	Manual de comparación de diseño de anclajes	
	Hoja de cálculo para comparación de diseño de anclajes	
	Hoja de cálculo del método de Kranz	

RESUMEN

En la actualidad, en el medio de la construcción se vienen realizando el sistema de Muros Anclados como sostenimientos temporales, conocidos en nuestro país como Muros Pantalla, sistema que se inició en Europa (Alemania, Italia, Francia) al final de la década del 50. En nuestra ciudad capital se iniciaron en el proyecto del Club Regatas, luego se trabajo con muros anclados en el Hotel Oro Verde que fue hecho de shotcrete con post tensado, el Hotel Marriot, Larcomar.

Como parte de este desarrollo constructivo se hace necesaria la revisión de las metodologías de diseño existentes en términos de análisis y diseño del sistema de muros anclados. Para el análisis y diseño del sistema de la presente investigación, se toma como base métodos de estabilidad de taludes basados en Equilibrio Limite, métodos numéricos con Elementos Finitos mediante leyes de esfuerzo deformación. El suelo que circunscribe el presente estudio en una primera etapa refiere a la grava de Lima, un suelo cuya clasificación es típicamente una Grava arenosa muy densa, cuyas propiedades se han estudiado localizadamente en distintos puntos de la ciudad capital, presentando por lo general parámetros de resistencia adecuados. Se detallan en la bibliografía de parámetros geotécnicos de la grava de Lima y de Santiago de Chile. Además de ver casos en suelos deformables en Chorrillos.

Se presenta además el estado del arte de las metodologías, practicas y teóricas para tomar en cuenta la interacción suelo estructura anclaje-suelo, aspecto de modelaje tridimensional, comportamiento sísmico de pantallas ancladas mediante un análisis dinámico lineal-equivalente así como una comparación desde el punto de vista del análisis con la metodología del soil nailing que también se viene usando como un método de soporte en excavaciones profundas.

Finalmente se hace un resumen de los ensayos insitu adecuadas para la determinación de los parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad de pantallas ancladas, así como su monitoreo, que en caso de realizarse permite calibrar lo parámetros de un modelo basado en el comportamiento real del sistema.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1. - Excavaciones profundas estabilizadas con muros anclados	22
Cuadro 1.2. - Ensayos de Corte Directo Insitu para la Grava de Lima	24
Cuadro 3.1. - Coeficiente Kf de suelos granulares NBR-5629	80
Cuadro 3.2. - Coeficiente de mayoración β del diámetro del bulbo por la inyección	83
Cuadro 3.3. - Valores últimos de transferencia de carga según Geotechnical Engineering Circular No. 4 - FHWA; Ground Anchors and Anchored Systems	86
Cuadro 3.4. - Valores promedio de transferencia de carga última para suelos no cohesivos según y "Recommendations for prestressed rock and soil anchors" Post Tensioning Institute (PTI)	86
Cuadro 3.5. - Esfuerzo transmitido máximo al terreno, experiencia en Lima	88
Cuadro 3.6. - Métodos de análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite	94
Cuadro 3.7. - Parámetros de Resistencia cortante drenados según perfiles	115
Cuadro 3.8. - Distribución y características geométricas de los anclajes	115
Cuadro 3.9. - Distribución de y características geométricas de los anclajes	121
Cuadro 3.10. - Variación de parámetros de suelos	126
Cuadro 3.11. - Variación de Factores de seguridad	131
Cuadro 3.12. - Fuerzas y longitudes de anclajes según niveles	133
Cuadro 3.13. - Parámetros de Resistencia cortante drenados según perfiles	165
Cuadro 3.14. - Esfuerzos calculados a partir de fuerzas nodales calculadas en la	168
Cuadro 3.15. - Distribución de y características geométricas de los anclajes	169
Cuadro 3.16. -(a) Propiedades elásticas de la Arena Limosa y (b) Arcilla Limosa	170
Cuadro 3.17. - Parámetros del suelo	175
Cuadro 3.18. - Propiedades de elementos estructurales	175
Cuadro 3.19. - Módulos de elasticidad con la profundidad	176
Cuadro 3.20. - Etapas de Modelamiento	177
Cuadro 3.21. - Tabla de profundidades de excavación	205
Cuadro 3.22. - Capas de Suelo	207
Cuadro 3.23. - Propiedades de caisson de concreto	208
Cuadro 3.24. - Propiedades de pilotes soldados	208
Cuadro 3.25. - Propiedades de las líneas de anclaje	209

Cuadro 3.26. – Geometría y parámetros adoptados en el análisis	246
Cuadro 3.27. – Parámetros de Resistencia cortante drenados según perfiles	248
Cuadro 4.1. – Resumen de resultados de ensayos de corte directo Insitu	253
Cuadro 4.2. – Capacidad de arranque por falla de suelo en la Grava de Santiago para anclajes inyectados con diámetro $D=15\text{cm}$	257

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. - Variación porcentual del crecimiento del sector construcción	20
Figura 2.1. - Distribución de suelos de la ciudad de Lima	33
Figura 2.2. - Distribución en planta de los depósitos de la Grava de Santiago de Chile	38
Figura 2.3. - Propiedades Índices de los depósitos de la Grava de Santiago	39
Figura 2.4. - Evolución de envolventes con la deformación en la 1a depositación de la Grava de Santiago	40
Figura 2.5 (a). - Ensayos triaxiales en el primer depósito del Mapocho	40
Figura 2.5 (b). - C_{max-L_m} para el primer depósito	40
Figura 2.6. - Perfil para análisis de estabilidad en sistema de lixiviación in-situ en Mina Sur Chuquicamata, obsérvese presencia de Grava arenosa densa.	41
Figura 2.7. - Evolución $c- \phi$ en Arena Gravosa cuasi saturada Mina Sur Chuquicamata	42
Figura 2.8. - Representación del ensayo corte in-situ	42
Figura 2.9. - Efecto de la tensión de confinamiento en la curva tensión deformación para una arena gravosa con cimentación baja cuasi saturada	44
Figura 2.10. - Efecto de la tensión de confinamiento en la curva tensión deformación para la 1ª depositación Mapocho de la Grava de Santiago	44
Figura 2.11. - Módulo de Elasticidad para cargas estáticas en carga	46
Figura 2.12. - Evolución de la altura crítica para un corte vertical	47
Figura 2.12. - Procedimiento para el análisis de estabilidad sísmica en el talud de una excavación.	49
Figura 2.13. - Procedimiento para el análisis de estabilidad sísmica en el talud de y superficies de falla en excavaciones practicadas en la Grava de Santiago	49
Figura 2.14. - Aceleración máxima equivalente en el talud en función de la aceleración de campo libre	49
Figura 2.15. - Modelo de interacción suelo estructura para un análisis sísmico	51
Figura 2.16. - Constante de balasto horizontal estático en la 1ª depositación de la Grava de Santiago	53
Figura 2.17. - Coeficiente de corte con la variación de la deformación para suelos Granulares	53
Figura 2.18. - Modelo simplificado para determinar la componente sísmica del empuje en estructuras subterráneas	55

Figura 2.19. - Sistema de contención con calzaduras, obsérvese la profundización de los bloques	56
Figura 2.22. - Inestabilidad en Estructuras de Retención	59
Figura 2.23. - Inestabilidad por falla del bulbo	60
Figura 2.23. - Inestabilidad por falla del bulbo	61
Figura 2.24. - Falla del tendón del anclaje	61
Figura 2.25. - Falla del tendón al interior del mortero	61
Figura 2.26. - Falla por capacidad portante	62
Figura 2.27. - Falla por insuficiente capacidad pasiva del terreno	62
Figura 2.28. - Falla por flexión del muro	63
Figura 2.29. - Falla del muro antes de la instalación del primer anclaje	63
Figura 2.30. - Falla por vuelco	64
Figura 2.31. - Falla por bloque, método alemán	64
Figura 2.32. - Falla General	64
Figura 2.33. - Diseño original del muro antes que falle con un $FS=1.5$	67
Figura 2.34. - Factor de seguridad menor a la unidad debido a la sobre excavación	67
Figura 3.1. - Vista transversal de las partes del sistema de un muro anclado	70
Figura 3.2.(a) - Vista transversal de las partes del sistema de un muro anclado	71
Figura 3.2.(b) - Detalle de refuerzo por corte en la zona de anclaje	72
Figura 3.3. - Capacidad de carga límite de anclajes en suelos granulares según Ostermayer	81
Figura 3.4. - Correlaciones empíricas para el cortante o cizallamiento por unidad de longitud en arenas y gravas (Bustamante/Doix 1985)	83
Figura 3.5. - Correlaciones empíricas para el cortante o cizallamiento por unidad de longitud en arcillas y limos (Bustamante/Doix 1985)	84
Figura 3.6. – Hoja de cálculo para evaluación de resistencia en la parte anclada de un anclaje (Cerna, 2011)	87
Figura 3.7. - Aspectos para el dimensionamiento de muros anclados (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976)	89
Figura 3.8. – Espaciamientos entre anclajes (Pinelo, 1980)	90
Figura 3.9. – Diagrama de esfuerzos Mohr-Coulomb	97
Figura 3.10. – Equilibrio de la cuña de Kranz, caso generalizado con sismo y cohesión.	99

Figura 3.11. – Hoja de cálculo para evaluación de estabilidad mediante el método de Kranz (Cerna, 2011)	101
Figura 3.12. – Empujes resultantes mediante el método de Kranz según hoja de cálculo (Cerna, 2011)	102
Figura 3.13. – Reacciones de fuerzas en apoyos y fuerzas últimas cuya relación o factor de seguridad alcanza un valor de 2.9	102
Figura 3.14. – Momentos flectores y fuerzas de corte producto de las presiones de tierra con soporte de la Hoja de cálculo de vigas del Dr. Hugo Scaletti Farina.	103
Figura 3.15. – Equilibrio de una dovela con anclajes, (Fei Cai, 2003) Ref(6)	104
Figura 3.16. – Equilibrio de una dovela según Spencer implementado con anclajes y efecto sísmico	107
Figura 3.17. – Mapa de distribución de Isoaceleraciones para 10% de excedencia en 50 años, (Alva y Castillo, 1993)	112
Figura 3.18. – Aceleración máxima para la zona de estudio	113
Figura 3.19. – Representación gráfica de la resistencia unitaria al jalado (Bond Skin Friction)	114
Figura 3.20. – Análisis de estabilidad estático y fuerzas mediante el método de Spencer	116
Figura 3.21. – Análisis de estabilidad estático mediante el método de Bishop	117
Figura 3.22. – Fuerzas en dovela obtenida por el método de Bishop	118
Figura 3.23. – Análisis de estabilidad pseudo-estático mediante el método de Spencer	118
Figura 3.24. – Distribución de esfuerzos normales. Serie 1 (Elementos Finitos). Serie 2 (Equilibrio Límite).	119
Figura 3.25. – Distribución del factor de seguridad según métodos de análisis	119
Figura 3.26. – Geometría y Límites de frontera pre-procesamiento	123
Figura 3.27. – Factor de seguridad estático	123
Figura 3.28. – Factor de seguridad con sismo	124
Figura 3.29. – Análisis de estabilidad estático Sección A-A, zona de torre grúa	127
Figura 3.30. – Análisis de estabilidad sísmico Sección A-A, zona de torre grúa	128
Figura 3.31. – Análisis de estabilidad estático Sección A-A, zona de torre grúa	128

Figura 3.32. – Análisis de estabilidad sísmico Sección A-A, zona de torre grúa	129
Figura 3.33. – Análisis de estabilidad estático Sección A-A, zona de torre grúa	130
Figura 3.34. – Análisis de estabilidad pseudo estático Sección A-A, zona de torre grúa	131
Figura 3.35. – Variación del Factor de Seguridad sísmico y estático con la cohesión	133
Figura 3.36. – Esquema básico de análisis en elementos finitos	136
Figura 3.37(a). – Puntos de análisis para la trayectoria de esfuerzos	139
Figura 3.37(b). – Trayectoria de esfuerzos del Punto A y Punto B	139
Figura 3.38. – Curva Esfuerzo Deformación elastoplástica, (Itasca, 2000)	144
Figura 3.39. – Variación de la cohesión (a) y la fricción con la deformación plástica, (Itasca, 2000)	144
Figura 3.40. – Aproximación mediante elementos lineales, (Itasca, 2000)	145
Figura 3.41. – Distribuciones de esfuerzos en un anclaje (Itasca, 2000)	146
Figura 3.42. – Distribución de Carga en un anclaje en la carga última: (a) Carga Resistida por el suelo (b) carga en el tendón, y (c) carga en la lechada	147
Figura 3.43. – Comportamiento axial del elemento cable del FLAC (Itasca, 2000)	149
Figura 3.44. – Ilustración conceptual de la parte anclada del refuerzo (Itasca 2000)	150
Figura 3.45. – comportamiento de la lechada. (Itasca, 2000). A, Criterio de resistencia cortante de la lechada. B, fuerza de corte en la lechada vs desplazamiento	150
Figura 3.46. – Esfuerzos Normales y Cortantes Insitu en el borde de la excavación antes de la excavación. (US Army Corps of Engineers, 2002)	152
Figura 3.47. – Suelo a excavar removido. Equilibrio de la masa de suelo restante con los esfuerzos insitu actuando en el borde de la excavación. (US Army Corps of Engineers, 2002)	154
Figura 3.48. – Esfuerzos aplicados para obtener una superficie libre de esfuerzos que son iguales y opuestos a los esfuerzos insitu. (US Army Corps of Engineers, 2002)	154
Figura 3.49. – Esfuerzos normales y de corte, fuerzas nodales a lo largo de las caras de excavación de un elemento. (US Army Corps of Engineers, 2002)	156

Figura 3.50. – Fuerzas nodales a partir de esfuerzos en la superficie. (US Army Corps of Engineers, 2002).	157
Figura 3.51. – Procedimiento usado para determinar los esfuerzos a lo largo de los bordes de la excavación. Para el procedimiento de Dunlop, Duncan y Seed (1968), los esfuerzos a lo largo de K-L son calculados a partir de los esfuerzos de los elementos 1 y 2, y esfuerzos a lo largo de J-K son calculados a partir de los esfuerzos en los elementos 1 y 4. Para el procedimiento de Clough y Duncan (1969), esfuerzos en los puntos nodales de J, K, y L se interpolan a partir de los esfuerzos en los centros de los elementos 1, 2, 3 y 4. Los elementos 2, 3, y 4 adyacentes a la excavación del elemento 1 son llamados elementos de interpolación. (US Army Corps of Engineers, 2002)	158
Figura 3.52. – Procedimiento usado para determinar los esfuerzos a lo largo de los bordes	160
Figura 3.53. – Esfuerzos insitu inicial para el problema	161
Figura 3.54. – Diagrama de flujo para modelar la excavación usando el procedimiento de Clough y Duncan	162
Figura 3.55. – Esfuerzos insitu debajo de la superficie del terreno	163
Figura 3.56. – Excavación de un solo elemento	164
Figura 3.57. – Cargas nodales por peso propio (Las fuerzas se muestran en kilonewtons)	165
Figura 3.58. – Distribución de esfuerzos (a) a lo largo del borde de excavación a partir de los esfuerzos nodales interpolados; (b) Fuerzas nodales opuestas equivalentes (Esfuerzos en Kpa y Fuerzas en kN)	168
Figura 3.59. – Distribución de esfuerzos insitu	172
Figura 3.60. – Primer nivel de excavación	172
Figura 3.61. – Colocación del muro	173
Figura 3.62. – Tensado del anclaje	173
Figura 3.63. – Estado final de Esfuerzos totales verticales, al final de la estabilización, obsérvese que en la última etapa se considera una cimentación de 1.2 m de profundidad	173
Figura 3.64. – Plano en planta del Edificio El Capital	175
Figura 3.65. – Modelo en Elementos Finitos, Estado Insitu	179
Figura 3.66. – Presiones laterales de tierra en reposo	179
Figura 3.67. – Excavación del primer nivel, fenómeno de descarga vertical y lateral	181

Figura 3.68. – Colocación del Muro Estructural	181
Figura 3.69. – Tensado del Anclaje	182
Figura 3.70. – Estado Final del Sistema	182
Figura 3.71. – Vectores desplazamiento al final del análisis. Obsérvese el patrón desplazamiento hacia el lado de la excavación	183
Figura 3.72. – Malla deformada al final del análisis	183
Figura 3.73. – Variación de la carga axial en el primer anclaje en etapas	184
Figura 3.74. – Variación de la fuerza máxima en anclajes según secuencias constructivas	185
Figura 3.75. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga	186
Figura 3.76. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga	186
Figura 3.77. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga	187
Figura 3.78. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga	187
Figura 3.79. – Vista en planta de las geometrías de excavaciones profundas en Lima	187
Figura 3.80. – Empujes de Tierra según Terzaghi y Peck	191
Figura 3.81. – Modelo aproximado de áreas tributarias y articulación	193
Figura 3.82. – Método Rodriguez-Liñan. Ley empuje deformación	194
Figura 3.83. – Modelación mediante resorte según Rodriguez-Liñan	196
Figura 3.84. – Ley de empuje deformación	196
Figura 3.85. – Ejemplo de Curva Empuje – deformación para distintas etapas de carga y descarga	196
Figura 3.86. – Ley de tensión – Ejemplos de trayectoria de empujes sobre pantallas para distintas hipótesis de carga y descarga	197
Figura 3.87. – Ley de empuje deformación para puntos situados bajo el nivel de excavación	198
Figura 3.88. – Curvas de Peck para la estimación de asentamientos en arcillas	201
Figura 3.89. – Recomendaciones de Peck sobre asentamientos admisibles	201
Figura 3.90. – Figura Deformadas Normalizadas (Hsieh y Ou)	202
Figura 3.91. – Recomendaciones de Peck sobre asentamientos admisibles	203

Figura 3.92. – Asentamientos en el trasdos de la pantalla	203
Figura 3.93. – Excavación con pared impermeable de Caisson de concreto que incluye pilotes soldados con anclajes postensados (vista de un cuarto de sección)	205
Figura 3.94. – Esquema básico de análisis en diferencias finitas	207
Figura 3.95. – Distribución inicial de presiones de poro	211
Figura 3.96. – Localización de los pilotes soldados (líneas verticales) y anclajes (líneas inclinadas)	211
Figura 3.97. – Índices de nodos SEL sobre los pilotes soldados y anclajes (números pequeños), e identificación de los elementos de anclaje (números grandes)	212
Figura 3.98. – Fuerzas axiales en la primera línea de anclaje después del pretensado	215
Figura 3.99. – Distribución de presión de poros después de la extracción del agua para el corte 3	215
Figura 3.100. – Distribución de presión de poros después de la extracción del agua para el corte 4	216
Figura 3.101. – Distribución de presión de poros después de la extracción del agua para el corte 5	216
Figura 3.102. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 2	217
Figura 3.103. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 3	218
Figura 3.104. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 4	218
Figura 3.105. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 5	219
Figura 3.106. – Contorno de desplazamientos después del Corte 1	219
Figura 3.107. – Contorno de desplazamientos después del Corte 2	220
Figura 3.108. – Contorno de desplazamientos después del Corte 3	220
Figura 3.109. – Contorno de desplazamientos después del Corte 4	221
Figura 3.110. – Contorno de desplazamientos después del Corte 5	221
Figura 3.111. – Historia de desplazamientos cerca de la mitad de altura de la pared donde ocurre el máximo desplazamiento	221
Figura 3.112. – Tiempo historia de aceleraciones en la base	224
Figura 3.113. – Modelo para sistema horizontal de pantallas ancladas	224
Figura 3.114. – Malla deformada al final del análisis dinámico	225
Figura 3.115 - Modelo para sistema inclinado de pantallas ancladas	225
Figura 3.116 - Malla deformada al final del análisis dinámico	226

Figura 3.117. – Presiones sísmicas en el tiempo historia	226
Figura 3.118. – Diagrama de momentos del muro anclado, sistema horizontal	227
Figura 3.119. – Presiones sísmicas en el tiempo historia	227
Figura 3.120. – Diagrama de momentos del muro anclado, sistema inclinado	228
Figura 3.121. – Efecto de la inclinación del anclaje en el muro	228
Figura 3.122 – Proceso constructivo de un muro con soil nailing	230
Figura 3.123. – Cabezales de refuerzo	232
Figura 3.124. – (a) Resistencia cortante de la inyección (b) Fuerza cizallante por desplazamiento. Figura : Modelo del comportamiento de la inyección.	239
Figura 3.125. – Figura Equilibrio de la máxima fuerza no balanceada	242
Figura 3.126. – Esquema básico de análisis en diferencias finitas con FLAC2D	245
Figura 3.127. – Desplazamientos horizontales y Esfuerzos en los refuerzos	246
Figura 3.128. – Esquema básico de análisis en equilibrio limite	248
Figura 3.129. – Esquema básico de análisis en elementos finitos	249
Figura 4.1.a – Perfil para un ensayo de Pull-out	254
Figura 4.1.b – Componentes para un ensayo de pull out	254
Figura 4.1.c – Esquema para un ensayo de pull out	255
Figura 4.2.a – Gráfico de los datos del ensayo de calificación	257
Figura 4.2.b – Gráfico de desplazamientos elásticos y residuales para el ensayo de calificación	258
Figura 4.3. – Esquema de carga vs deformación según DIN 4125	259
Figura 4.4. – Equipos de inclinometria: Casing, sonda y polea	260
Figura 4.5. – Desplazamiento del terreno con inclinómetros	260
Figura 4.6. – Grafica de desplazamiento en inclinómetros	261

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1.1. - Sistema de Muros Anclados con 6 niveles (22 metros) – Edificio Capital de San Isidro	24
Fotografía 1.2. - Esquina Convexa y Cóncava – Edificio Capital de San Isidro	27
Fotografía 2.1. - Tensado de Anclajes, Edificio Capital	32
Fotografía 2.2. - Suelo de la Grava de Lima para una excavación profunda (Torre Ábaco San Isidro)	37
Fotografía 2.3. - Derrumbe en La Victoria, miércoles 12 de diciembre 2007	58
Fotografía 2.4. - Derrumbe en La Victoria, miércoles 12 de diciembre 2007. Obsérvese la superficie de falla ligeramente curva y un ángulo promedio de 70 grados	58
Fotografía 2.5. - Derrumbe en La Victoria, miércoles 12 de diciembre 2007. Obsérvese las dimensiones invariables de la calzadura	59
Fotografía 2.6. - Derrumbe en Miraflores, miércoles 30 de Abril del 2008.	59
Fotografía 2.7. - Muro anclado berlinés en Viña del Mar, obsérvese sólo una línea de anclajes.	66
Fotografía 2.8. - Muro anclado berlinés en colapso. 24-10-2008.	67
Fotografía 2.9. - Falla de muro anclado durante su construcción.	68
Fotografía 3.1. - Primera etapa de excavación hasta -3.00m, obsérvese los contrafuertes naturales dejados en el perímetro del terreno para aprovechar la resistencia pasiva	75
Fotografía 3.2. - Perforación e instalación de los anclajes	76
Fotografía 3.3. - Perfilado del muro para colocar la armadura, obsérvese los empalmes	76
Fotografía 3.4. - Pañeteo del terreno.	77
Fotografía 3.5. - Encofrado de muro, obsérvese los bloques para aprovechar el empuje pasivo y la fricción del terreno respectivamente además todos los anclajes de la primera línea tensados.	77
Fotografía 3.6. - Tensado del Anclaje	78
Fotografía 3.7. - Seis niveles de anclajes terminados, 22m de profundidad. Edificio Capital	78
Fotografía 3.8. - Sección de Torre Grúa, con un peso de 90ton aproximadamente.	121
Fotografía 3.9. - Vista Frontal – Sección Torre Grúa	123

Fotografía 3.10. - Vista superior – Cimentación Torre Grúa	123
Fotografía 3.11. – Sección A-A, correspondiente a zona de torre grúa	126
Fotografía 3.12. – Vista en planta de las geometrías de excavaciones profundas a) Hotel Libertador, b) Edificio Capital	187
Fotografía 3.13. – Vista del terreno actual del futuro Hotel Larcomar y Arquitectura 3D	188
Fotografía 3.14. – Vista en planta edificio GyM Lince	233
Fotografía 3.15. – Excavación Masiva, obsérvese barras del sistema soil nailing	234
Fotografía 3.16. – Colocación del encofrado	234
Fotografía 3.17. – Barra de soil mailing obsérvese el bulbo desde un inicio	235
Fotografía 3.18. – Enroscado de la placa del sistema soil nailing	235
Fotografía 3.19. – Vista del primer nivel de soil nailing	236
Fotografía 3.20. – Excavación del segundo nivel de soil nailing	236
Fotografía 3.21. – Perforación para la colocación de la barra	237
Fotografía 3.22. – Entibado para colocar concreto en el muro trasero	237
Fotografía 4.1. - Realización de ensayos de arrancamiento en Chorrillos, (Terratest Peru)	253

INTRODUCCIÓN

El uso de anclajes para estabilizar excavaciones profundas o taludes naturales, ha sido aplicado exitosamente en años recientes y ha probado ser una solución eficiente, debido a que ellos pueden ser fácilmente instalados sin disturbar el equilibrio de los taludes.

La práctica de diseño actual para taludes reforzados con anclajes normalmente usa los métodos de equilibrio límite bidimensionales 2-D, donde los refuerzos solo proveen de resistencia cortante adicional. La interacción del suelo refuerzo no se considera, y es muy difícil de considerar en un método basado en equilibrio límite. La clave de los métodos de equilibrio límite es tener una correcta medición de la fuerza resistencia proveída por los refuerzos. Estas fuerzas no se obtienen fácilmente debido a que estas fuerzas dependen de los movimientos del suelo, que están afectados por la presencia de los refuerzos.

Los modelos bidimensional o tridimensionales elastoplásticos con reducción de la resistencia cortante pueden evaluar la estabilidad de los taludes reforzados con anclajes con cálculo elastoplástico en elementos finitos.

También el comportamiento sísmico por métodos de análisis dinámico lineal equivalente de estructuras han sido revisados con el objeto de tener un mejor entendimiento del efecto de una carga cíclica en términos de esfuerzos dependientes del tiempo y diferencias en el comportamiento y desempeño del sistema. Recientemente se viene utilizando el método de soil nailing para estabilizar excavaciones profundas estando el método asociado a la restricción de espacios, que en la presente investigación se compara con el método de pantallas ancladas.

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA DE ESTUDIO Y ENFOQUE AL PROBLEMA DE ESTUDIO

1.1 Antecedentes

El rubro de la construcción está experimentando un crecimiento sostenido. Según el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) la actividad constructora es uno de los sectores más dinámicos de la economía. En el mes de enero del año (2008) el rubro creció 21%, sumando cerca de 3 años de crecimiento continuo a una tasa promedio mensual de 14,4%.

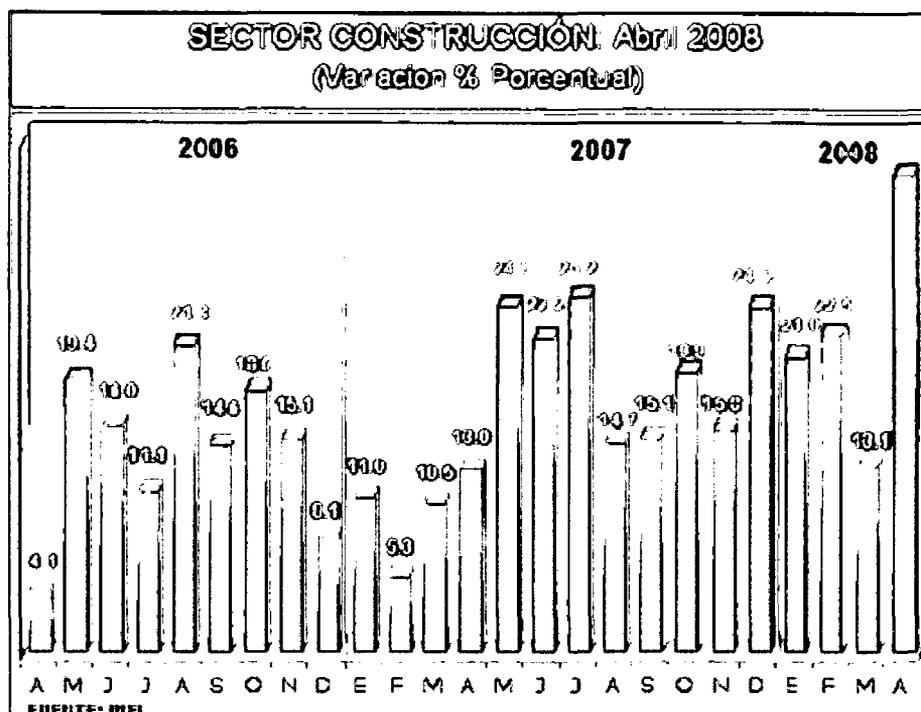


Figura 1.1. - Variación porcentual del crecimiento del sector construcción

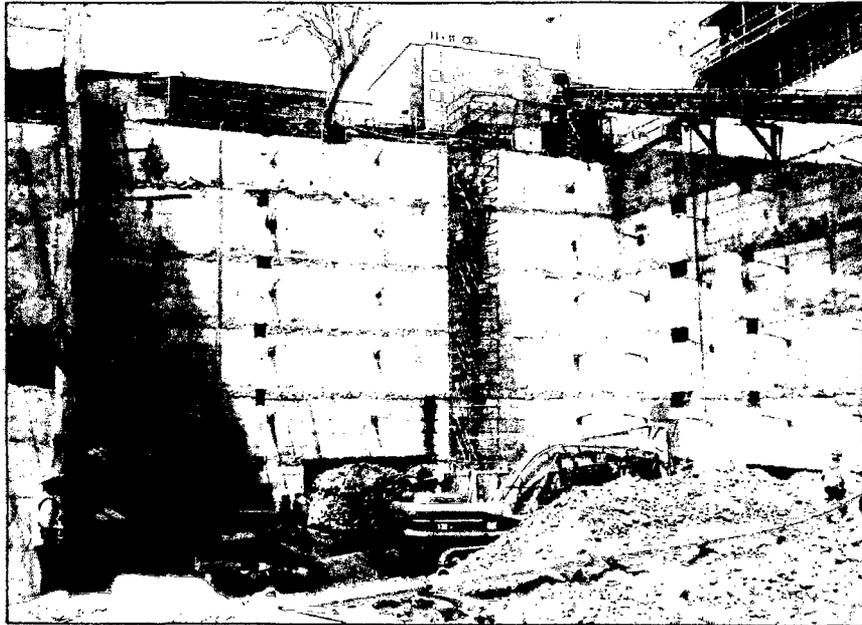
Como consecuencia del incremento del sector, la demanda de edificaciones de gran altura es mayor. Según el certificado de parámetros urbanísticos y edificatorios N 00401-06-19.1 SOPAO GACU/MSI de la Municipalidad distrital de San Isidro, vigente hasta el 16 de diciembre del 2007, el ratio de requerimientos para estacionamiento alcanza un valor de 1 vehículo cada 40m², adicionalmente establece un nivel máximo para las alturas de las edificaciones, dependiendo este último, de la ubicación del proyecto. Por tal motivo con el objetivo de maximizar la utilidad de los espacios asociados a los requerimientos urbanísticos, surge la necesidad de profundizar la construcción, lo que infiere la

necesidad de la construcción de sótanos en excavaciones profundas que deberán ser estabilizados. El procedimiento realizado típicamente para la estabilización de los sótanos es el de calzaduras, procedimiento que se torna impráctico, por lo dificultoso y problemático que se vuelve la construcción para alturas mayores a diez metros para el suelo del Conglomerado de Lima que es un suelo geológicamente consolidado sobre todo en la parte central del cono de deyección (San Isidro, Miraflores). Por tomar dos ejemplos el 12 de diciembre del año 2007, se produjo un derrumbe en el distrito de La Victoria que trajo como saldo ocho obreros sepultados, el 31 de abril del año 2008, se produjo otro derrumbe en la avenida Reducto, Miraflores, con un saldo de cuatro personas sepultadas. Los dos últimos accidentes ocurrieron debido a una inadecuada práctica ingenieril en el diseño y construcción del sistema de calzaduras, donde se pretendió en el último caso, estabilizar un talud de 20m para estabilizar 4 sótanos, objetivo que no fue cumplido dado que la pared de concreto, no cumplió los fines de retención. En la actualidad, en el medio de la construcción se vienen realizando el sistema de Muros Anclados como sostenimientos temporales, conocidos en nuestro país como Muros Pantalla, sistema que se inicio en Europa (Alemania, Italia, Francia) al final de la década del 50. En nuestra ciudad capital se iniciaron en el proyecto del Club Regatas, luego se trabajo con muros anclados en el Hotel Oro Verde que fue hecho de shotcrete con post tensado, el Hotel Marriot, Larcomar, por citar ejemplos de infraestructuras que utilizaron este sistema, cuya construcción es más segura para profundidades profundas. Esta labor la realizan empresas subcontratistas; estas empresas para el análisis y diseño del sistema, toman como base métodos de estabilidad de taludes basados en Equilibrio Limite, (Elementos Finitos) Leyes de Esfuerzo deformación, en donde se hace uso de softwares comerciales que realizan los cálculos de estabilidad, como por ejemplo: SlopeW, Plaxis2D, para posteriormente realizar el diseño del sistema de estabilización, utilizando además el control de calidad del sistemas de anclajes en base a las normas Brasileñas (NBR 5629) y Europeas (DIN 4085). Se muestra a continuación un cuadro resumen de las diferentes obras realizadas sobre el suelo de fundación de la grava de Lima, que han demandado excavaciones profundas para sótanos, habiendo sido utilizado el sistema de muros anclados para el sostenimiento, se puede observar el incremento en la profundidad promedio de la excavación.

Cuadro 1.1. - Excavaciones profundas estabilizadas con muros anclados

Fuente : Graña y Montero S.A.

<u>Descripción</u>	<u>Torre Real 10</u>	<u>Clinica Ricardo Palma</u>	<u>Edificio Capital</u>
<u>Proyecto-Año</u>	2007	2007	2008
Área del Terreno	2200 m2	1,190 m2	1270 m2
Profundidad media	13.0 m	18.5 m	22.5 m
Excavación Masiva	28,600 m3	22, 500 m3	27, 900 m3
Perforación, Muros Pantalla	110 Und.	151 unid.	220 unid.
Numero de Sótanos	5	5	6
Numero de Niveles Anclados	4	4	6
Longitud Mínima de Paño	3m	5m	3m
Tiempo de Ejecución	-----	105 días	140 días
Subcontratista de Anclajes	Geotécnica	Terratest	Geotécnica



Fotografía 1.1. - Sistema de Muros Anclados con 6 niveles (22 metros) – Edificio Capital de San Isidro

El suelo que circunscribe el presente estudio se refiere a la formación geológica de conglomerado de Lima, correspondiente al Cono Aluvional de Lima, formado en tiempos muy pretéridos, un suelo cuya clasificación es típicamente una Grava Arenosa compacta, cuyas propiedades se han estudiado localizadamente en distintos puntos de la ciudad capital, presentando por lo general parámetros de resistencia adecuados para cimentaciones. Se detalla a continuación ensayos de Corte directo Insitu realizados en la ciudad de Lima, que dieron lugar a tesis de grado, entre los citados Cañari(2001). Se observa un valor alto de la cohesión, lo que explica la estabilidad de este tipo de suelo asociado a una cohesión aparente debido a la distribución de su estructura, consolidación geológica, asociados a procesos de litificación, cementación.

Cuadro 1.2. - Ensayos de Corte Directo Insitu para la Grava de Lima

Fuente : Autores Diversos

UBICACIÓN	TIPO DE ESTUDIO	PARÁMETROS				FUENTE
		Z (m)	c (kg./cm ²)	φ (Grad.)	γ (Tn/m ³)	
HOSPITAL DEL EMPLEADO (Av. Arenales con Av. Domingo Cueto)	CIMENTACIÓN Y ZAPATA CUADRADA EN LIMA METROPOLITANA	8	0.47	25	2.2	Ing. Humala
BANCO DE VIVIENDA (Av. Emancipación-Av. Canadá)		8.6	0.42	40		
TERRENO DE LA BENEFICIENCIA PUBLICA (Av. Abancay cdra. 14)		6.2	0.6	37		
CAMPUS DE UNMSM	Intercambio Vial Av. Universitaria Av. Venezuela	4.3	0.15	34	2.3	Intercambio vial FIC-UNI - 1996
COSTA VERDE	ESTABILIDAD DE TALUDES	-	0.55	40	2.1	Cañari
		-	0.9	29	1.7	
BARRANCO	CIMENTACIÓN Y ESTABILIDAD DE TALUDES	-				Alva y Martínez 1981
	TERCIO SUPERIOR	-	0	35	2	
	TERCIO INFERIOR	-	0.4		2	
COSTA VERDE (Acantilados Punta - Chorrillos)	ESTABILIDAD DE TALUDES	-	0.6	39	2.2	García - 1984
COSTA VERDE (GP)	1. TERZAGHI - PECK (1967), Para Zapata Cuadrada	2	0.4	25 - 40	2.2	Martínez CISMID 1996
	2. VESIC(1973), ZAPATA CUADRADA					
	RECOPIACION DE DATOS SOBRE ESTABILIDAD DE	-	0.4 - 0.8	36 - 42	1.8 - 2.2	Carrillo - 1988
	HOTEL LARCOMAR	10 60	0.15	40	1.9	Alva, 2009

Zenobio, Javier (2003), Pontificia Universidad Católica de Rio de Janeiro, Brasil realizó un análisis numérico de muros anclados, basándose en el método de elementos finitos, analizados en el Software Plaxis Versión 7.2 en donde analiza el comportamiento estático de la interacción suelo estructura, acorde con las propiedades de cada elemento, observando la influencia de la variación de parámetros del sostenimiento de muros anclados, tales como número de anclajes, fuerzas en los anclajes, espesor del muro, y su influencia en el factor de seguridad del sistema.

Las distintas metodologías en el análisis de muros anclados son de utilidad para realizar un análisis en donde se pueda analizar la estabilidad del sistema de sostenimiento temporal en una excavación profunda, siendo este caso analizado un análisis bidimensional, de donde se deduce que del estado de esfuerzos, la deformación en la dirección perpendicular al modelo es nulo, teniendo longitud infinita la longitud perpendicular a esta, este modelo es de buena aproximación para taludes típicamente regulares, sin embargo debe ser utilizada con criterio por el ingeniero proyectista para que finalmente nos de una aproximación y solución más cercana al problema de estabilidad del sistema, priorizando la seguridad, calidad, tiempo y costos.

Las investigaciones en el campo de la estabilidad de los taludes afrontan retos aún por investigar, tomando como ejemplo en una excavación profunda en forma de L, la estabilidad del talud en una esquina cóncava y convexa, que estrictamente debe ser analizada e investigada asumiendo un comportamiento tridimensional, que nos da resultados menos conservadores respecto del 2-D, teniendo importancia en reflejar el comportamiento en taludes específicos como el caso de una esquina, así como optimizar el diseño.



Fotografía 1.2. - Esquina Convexa y Cóncava – Edificio Capital de San Isidro

1.2 Justificación

La investigación se justifica en el hecho de que año a año son considerables las pérdidas por causa del problema de estabilidad en excavaciones, trayendo no sólo cuantiosas pérdidas económicas consigo sino también pérdidas humanas como las suscitadas últimamente en los distritos de La Victoria y Miraflores, siendo estas por el desconocimiento de los procedimientos, especificaciones técnicas. Los tiempos de retraso generados por la suspensión de las actividades, debido a procesos legales, administrativos y daños irreparables para los usuarios de edificaciones adyacentes en caso de ocurrencia, es un problema que a pesar que existen soluciones, estas requieren un análisis mayor que incluye diseños y procedimientos constructivos, para el suelo del conglomerado de Lima, donde se carece de una normatividad propia.

El artículo 33 de la Norma E-050: Suelos y Cimentaciones, del Reglamento Nacional de Edificaciones, establece que las excavaciones de más de dos metros de profundidad no deben permanecer sin sostenimiento y que la necesidad de construir obras de sostenimiento, su diseño y construcción, son responsabilidad del contratista, con este fin es necesario desarrollar y hacer explícito el estado del arte del análisis y diseño de los muros anclados como sistema de estabilización, que deberá ser finalmente verificado y abordado conjuntamente por los entes partícipes en el proceso de la construcción y concepción del proyecto.

En la construcción la importancia de optimizar el uso de los materiales con los que se dispone es vital para el manejo del proyecto, siendo muchas veces estas consideraciones no tomadas en cuenta al momento de concebir el diseño de un sistema de retención con muros anclados específicamente. Un análisis íntegro del problema con las características geométricas planteadas inicialmente nos permitirá el uso adecuado de los materiales y herramientas que se dispone para proponer una estructura segura y económica.

1.3 Planteamiento del Problema

El problema de la investigación se centra en realizar el análisis de los muros anclados, debido a la carencia del conocimiento y difusión de las metodologías que nos permita evaluar la estabilidad de este sistema en el suelo correspondiente al Conglomerado de Lima. Parte del desconocimiento de estas metodologías o su mala aplicación han devenido en situaciones indeseadas de colapsos y derrumbes. El problema de estabilidad se da principalmente debido al impacto de los movimientos del terreno por la descompresión ocurrida del talud que genera la pérdida estabilidad del suelo, sus efectos en el muro anclado, edificaciones vecinas, así como su relación con los procedimientos constructivos, ya que es complicado predecir el potencial de daño que sufrirán estos factores cuando estén sometidos a deformaciones del terreno causado por la excavación. Un buen conocimiento del suelo específico analizado en la presente investigación, desde el punto de vista del análisis, nos ayudará a realizar un diseño donde se tomen en cuenta procedimientos constructivos, materiales, consideraciones técnicas, de tal manera de optimizar el proceso garantizando su viabilidad técnica.

En nuestro país, a pesar de la existencia de los sistemas típicos de retención utilizados, que comprenden las calzaduras, muros con pilotes, muros anclados, existe una carencia de una normatividad propia donde se estudie los componentes de sostenimiento temporal para nuestras condiciones. La presente investigación pretende conformar parte de las diversas investigaciones necesarias para lograr el fin mencionado.

En la presente investigación presentaremos el “Estado del Arte” y el “Estado de la Práctica” referidos a las características geotécnicas propias del suelo de la zona de San Isidro, sus consideraciones técnicas, mostrando así un análisis de muros anclados en el suelo aluvial de San Isidro.

1.4 Objetivos y Utilidad de la Investigación

1.4.1 Objetivo General

Dar a conocer el estado del conocimiento en el campo del análisis de estabilidad de muros pantalla, para su difusión en nuestro medio que pueda servir como base para una futura normativa, en donde por supuesto se involucre aspectos de análisis y diseño,. Con este fin se analizará un talud en el suelo del conglomerado de Lima con una profundidad media de 20 m, para un área rectangular de 40mx30m (1200m²), en la construcción de una edificación en el distrito de San Isidro, con las metodologías basadas en Equilibrio Límite y Elementos Finitos, extendiendo recomendaciones.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Estudiar, evaluar y caracterizar las propiedades y comportamiento del suelo de San Isidro y establecer una clasificación del material según su desempeño, determinando así la incidencia de cada parámetro manteniendo constantes el resto, asociado a la determinación del plano de falla (global y/o local) más probable para el talud formado en el conglomerado, a causa de la excavación.
- Realizar una comparación entre las metodologías de análisis de estabilidad para el talud de una excavación, por el método esfuerzo deformación y equilibrio límite, desde el punto de vista de estabilidad, detallando sus consideraciones, aplicaciones y adecuación.
- Determinar las propiedades y comportamiento del sistema de muros anclados a realizar en la investigación, utilizando anclajes de diversas capacidades desde las mínimas y establecidas en la etapa del diseño, hasta las máximas

disponibles en el mercado, con la finalidad de determinar su viabilidad técnica, asociada a la geometría de la excavación.

- Realizar una estimación de las ventajas, desventajas relacionadas a la construcción, en plazos, materiales, etc.

1.5 Formulación de la Hipótesis

1. ¿Se puede optimizar el proceso de muros anclados, desde el punto de vista del análisis diseño, tanto constructivamente como geotécnicamente, planteando un diseño óptimo y seguro conociendo las propiedades del suelo de San Isidro, asociado a la importancia del conocimiento del Estado del Arte en excavaciones profundas.?
2. ¿Es posible llegar a entender el problema de muros anclados como un problema interacción suelo estructura tomando en consideración sólo una de las metodologías de análisis de estabilidad del talud con anclajes?
3. ¿Existen parámetros con mayor sensibilidad que otros dentro del análisis de sostenimiento temporal que puedan establecer una condición de estabilidad?
4. ¿Se podría generar un documento o normatividad y/o difusión en base al estado del arte y de la práctica de muros anclados, generalizado para el suelo del conglomerado de Lima y otros suelos de Lima, tomando de lado relaciones empíricas y racionales?

1.6 Variables

1.6.1 Variables Independientes

- Cohesión, Angulo de Fricción. Resistencia Cortante Del Suelo
- Modelo Constitutivo del Suelo (Módulo de Elasticidad, Relación de Poisson, etc).
- Modelo Constitutivo del Anclaje e Interfaces.
- Solicitaciones Externas
- Área del Terreno
- Profundidad Media

1.6.2 Variables Dependientes

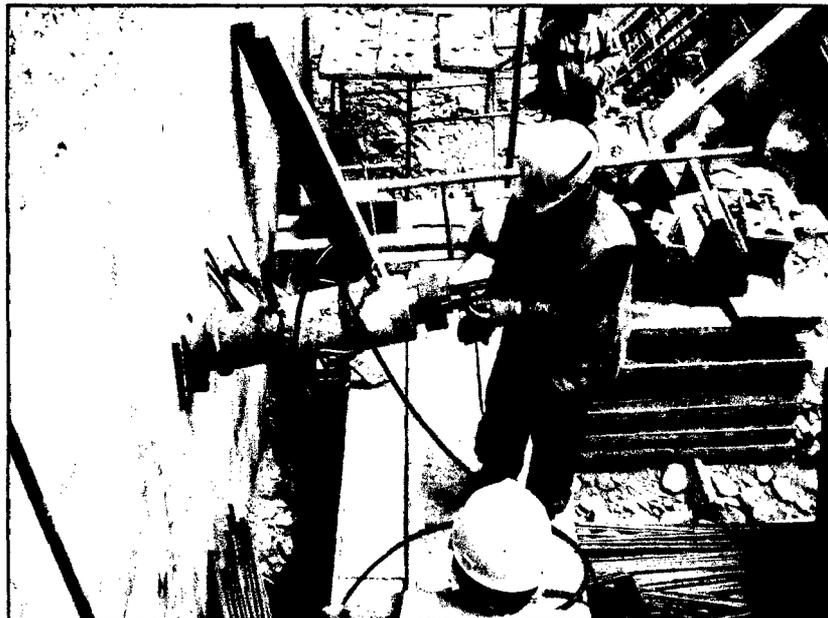
- Número de Paños
- Número de Niveles Anclados
- Espaciamiento entre Anclajes
- Factores de Seguridad
- Superficie de Falla
- Carga de Diseño, Fuerza Última
- Comportamiento Deformacional del Suelo
- Costos de Implementación, Tiempo

CAPITULO II: ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES EN LIMA Y EXPERIENCIAS EN SANTIAGO DE CHILE

2.1 Introducción

Los sistemas de anclaje, tanto permanentes como temporales, han sido utilizados extensamente para dar soporte lateral a taludes naturales y aquellos creados por la ingeniería en diversas construcciones. El tipo de anclaje utilizado es aquel donde los tendones son cubiertos con lechada de cemento debajo de la superficie potencial de falla, siendo usados para estabilizar taludes propensos a la falla, resultando en menores tiempos por su relativa rapidez en su construcción, así como la seguridad del sistema, debido en gran medida a la hiperestaticidad del mismo.

El concepto básico de diseño es transferir la carga de tensión generada en los anclajes hacia el suelo mediante la fricción existente en la interfase (bulbo-suelo). Las cargas son desarrolladas por los tendones que están dentro de la masa de suelo cuando se tensionan desde la superficie de la pared, o pilotes. Algunas aplicaciones realizadas con éxito en nuestra ciudad capital Lima, son el caso de la estabilización de 6 sótanos en el Edificio Capital (San Isidro), y 5 sótanos del Edificio Libertador (San Isidro).



Fotografía 2.1. - Tensado de Anclajes, Edificio Capital. Fuente: GyM S.A.

Dentro de las metodologías de análisis básicamente se aborda el método de equilibrio límite (MEL), así como el método de los elementos finitos (MEF). El método de equilibrio límite ha sido de utilizado para el diseño de grandes obras como represas, taludes, que se han desempeñado en forma segura, confiable y adecuada, presentando versatilidad para la práctica ingenieril, con la limitación de no abordar el tema de deformaciones dado que se asume el comportamiento de un cuerpo perfectamente rígido, mientras que el método de elementos finitos es usado para analizar el comportamiento de los sistemas estructurales asociados al sistema de anclajes, tales como: la pantalla de concreto, los anclajes, el bulbo, asociando a cada uno de ellos un modelo, para estudiar su comportamiento, asimismo para simular el proceso de excavación de los muros anclados. Estos análisis tienen en cuenta diferentes ecuaciones constitutivas tanto para el suelo como sus interfaces para diferentes materiales, generadas para modelar la interacción suelo-muro o suelo-anclaje. Dado el nivel de conocimiento actual y el dominio de la práctica, el enfoque del presente estudio es de generar una metodología para regular los análisis de equilibrio límite, dado que incluimos el tema de deformaciones, lo que nos permite tener entendimientos adicionales del comportamiento del sistema, presentando primeramente experiencias trágicas en nuestro país en el tema de excavaciones, y fallas típicas en el sistema de retención con anclajes.

2.2 La Grava de Lima y Santiago de Chile

2.2.1 La Grava de Lima

2.2.1.1 Origen Geológico

Fisiográficamente el conglomerado de Lima pertenece al gran cono de deyección del río Rímac, formado por material acarreado por dicho río en un tiempo geológico muy largo durante el Cuaternario. Desde el punto de vista petrográfico es un suelo sedimentario, de aspecto uniforme que puede clasificarse como conglomerado de cantos rodados, gravas y arenas íntimamente mezclado: los agregados que forman este conglomerado son en su totalidad ígneos. El suelo estudiado hasta el periodo geológico correspondiente al Cretácico Superior estuvo debajo del mar, en el Cretáceo Superior emergió sobre el nivel del mar, con una erosión profunda y un relleno del material actual por el río Rímac en el Cuaternario formando la faja costera sometida a erosión marina que ha formado

los actuales acantilados del sector litoral de la ciudad, como un corte abrupto del contacto mar-tierra que forma la planicie fluvio-aluvial donde se apoyan la mayor cantidad de estructuras ingenieriles construidas en la ciudad de Lima, y donde se están y se proyectarán las futuras edificaciones que demanda la ciudad

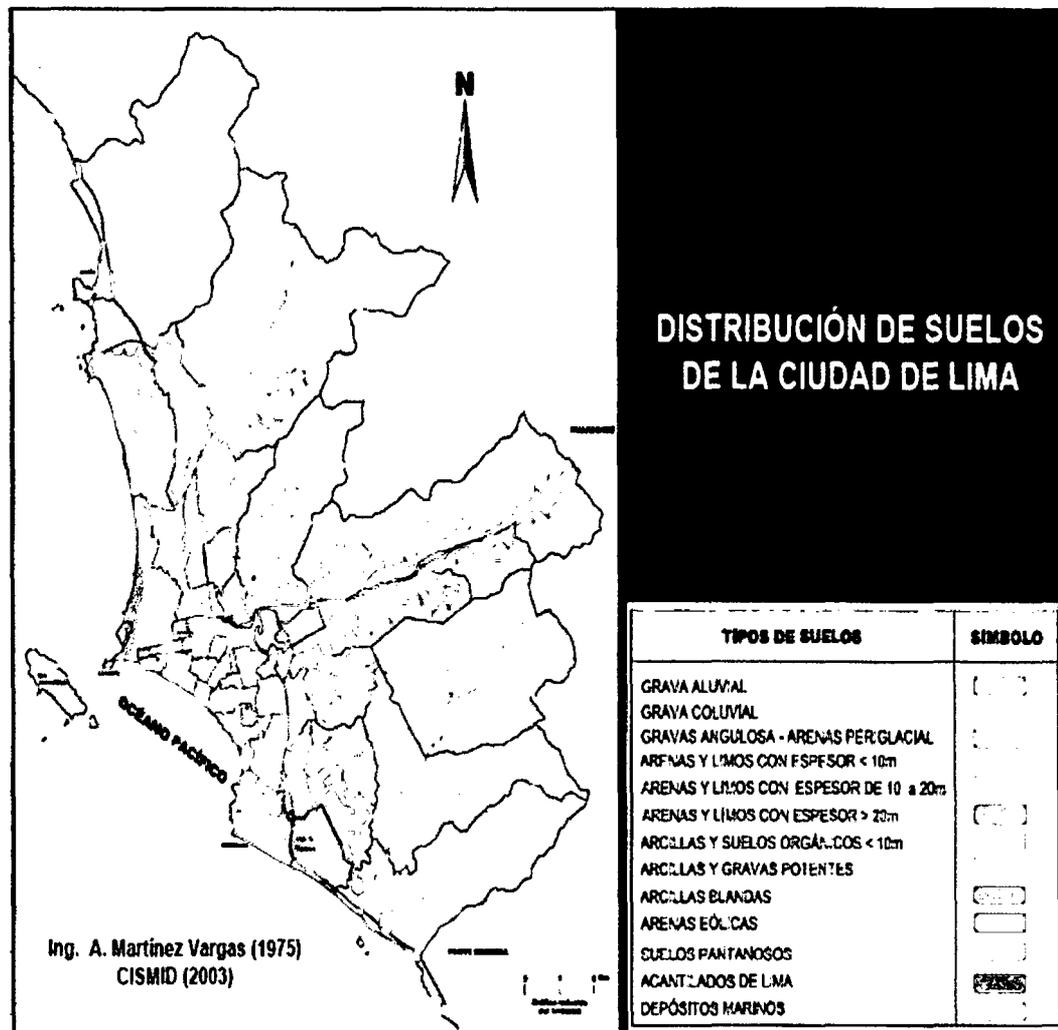


Figura 2.1. - Distribución de suelos de la ciudad de Lima. Fuente: CISMID 2003.

2.2.1.2 Probable Mecanismo de Falla

Asumiendo que el conglomerado de Lima debe comportarse como un continuo elástico es posible adoptar técnicas de análisis que van desde la aplicación desde la fotoelasticidad al método de los elementos finitos. Sin embargo, a pesar de haberse encontrado resultados muy interesantes con estos sistemas en

términos de ingeniería práctica, el diseño ingenieril debe guiarse principalmente por el mecanismo de falla típico, siendo los modelos una aproximación de estos.

El mecanismo observado en los derrumbes registrados, que básicamente fue un colapso por humedecimiento asociado a la disminución de los parámetros de resistencia, principalmente la cohesión, como los casos de Miraflores y San Isidro, muestra una masa deslizándose hacia abajo en una curva que tiende a ser circular, esto último por la cohesión aparente que presenta, producto al entrapamiento entre partículas gruesas y las finas, dicha masa se desprende por la presencia de una discontinuidad geológica o por la generación de grietas de tensión. Adicionalmente, los movimientos sísmicos actúan como cargas adicionales sobre la masa analizada, así como la presencia de sobrecargas de edificaciones típicas adyacentes a los taludes conformados por el conglomerado, principalmente en el caso del estudio de la estabilidad de excavaciones donde los esfuerzos confinantes serán reducidos a medida que los esfuerzos de corte se incrementan, tanto para muros anclados, calzaduras, construcción de sótanos y otras estructuras similares.

2.2.1.3 Causas de Inestabilidad

La estabilidad de los taludes en el Conglomerado de Lima como queda establecido, ha sido estudiada bajo la consideración de estimar una probable falla que tiende a ser circular, por deslizamiento originado por varias causas, entre las que se pueden mencionar las siguientes:

- El estado de compacidad y la humedad del Suelo, dado que un bajo contenido de humedad puede generar el fenómeno de succión, debido a las presiones negativas originadas, generando un efecto adicional de cohesión aparente, que por causas de variaciones de cambios en la temperatura puede perderse, trayendo consigo la inestabilidad.

- El flujo de agua a través del medio poroso, debido a filtraciones de las partes altas, rotura de los sistemas de agua y desagüe, parques aledaños, u otras fuentes que originan flujo incontrolado de agua, todo esto originando fuerzas de infiltración causantes de inestabilidad.

- La presencia de materiales finos o sueltos en forma e lentes intercalados en el conglomerado, mayormente cementados y susceptibles de perder resistencia por humedecimiento y por la pérdida de la cementación.
- La presencia de conos de escombros y rellenos en la coronación de taludes o formando parte de ellos.
- Los efectos de vibración del suelo debido al tránsito de vehículos, cargas repetidas o sismos severos.
- Las labores de excavación de sótanos profundos con efectos de sobrecarga de las edificaciones vecinas, etc.
- Así como la inestabilidad intrínseca a un fenómeno de excavación, cuya trayectoria de esfuerzos se encuentra en descarga, este problema es un tema sin solución en la mecánica de suelos tradicional y que se está investigando en la actualidad mediante otro enfoque, la trayectoria de esfuerzos que experimenta un suelo en una excavación se explica con detalle en el Capítulo III, subcapítulo de elementos finitos.

2.2.1.4 Características Geotécnicas del Conglomerado

La potencia del conglomerado en la parte central del cono de deyección sobrepasa los 400 metros de profundidad, dado que perforaciones ejecutadas con fines de captación de agua practicados en diferentes puntos de la ciudad han llegado hasta más allá de los 200 metros de profundidad no habiéndose llegado al basamento rocoso. Este conglomerado sedimentario, está conformado por cantos rodados y piedras grandes empacadas en arenas y en algunos casos con presencia de bolsonadas de arenas limosas, materiales finos, costras calcáreas, gravas y gravillas en estado generalmente compactado y seco. En consecuencia es posible establece los siguientes parámetros físicos y mecánicos para el conglomerado de Lima:

Peso unitario seco (γ) de 1.80 a 2.20 Tn/m³

Densidad Relativa comprendida entre 70% a 95%

Diámetro efectivo (D_{10}) de 0.15 a 0.45

Coefficiente de uniformidad (C) de 10 a 130

Cohesión promedio (c) comprendida entre 0.20 kg/cm² a 0.80kg/cm², que es un valor mayormente alto para un suelo tipo grava, valor sustentado sólo por su antigüedad geológica, es decir un suelo atípico en nuestro país.

Angulo de fricción (ϕ) interna variable entre 36° a 42°



Fotografía 2.2. - Suelo de la Grava de Lima para una excavación profunda. Torre Ábaco San Isidro .Fuente : GyM S.A.

2.2.2 La Grava de Santiago de Chile

2.2.2.1 Introducción

En el presente subcapítulo se presentan aspectos de la práctica geotécnica chilena utilizada para tratar excavaciones en la Grava de Santiago, la cual se ha desarrollado ante la necesidad de construir estacionamientos subterráneos de hasta 6 niveles, y en gran medida por las obras desarrolladas en el Metro de Santiago.

I. Kort, describió los ensayos de terreno y laboratorio para definir las propiedades mecánicas de la Grava de Santiago, así como las características de los sistemas de excavación con talud, de entibaciones y de socalzados utilizados en diversas obras. Se detallará ahora aspectos de diseño y su validación mediante instrumentaciones de terreno efectuadas en la Grava de Santiago de Chile efectuadas por los investigadores I. Kort y Pedro Ortigosa, este último profesor de la Universidad de Chile.

Dado que la estabilidad de las excavaciones es sólo una parte del problema, se ha considerado de interés exponer también la metodología empleada para determinar los empujes sísmicos del suelo sobre la estructura que posteriormente se aloja en la excavación.

2.2.2.2 Características de la Grava de Santiago de Chile

A. Propiedades Índice

La Grava de Santiago conforma un sedimento con una profundidad promedio de 300m que rellena la depresión del Valle Central de Chile, en un ancho promedio de 90km que se extiende entre la Cordillera de los Andes por el oriente y la Cordillera de la costa por el occidente. En la zona norte de la ciudad de Santiago el cimientado de la grava está conformado por lo que se denomina Depositación Mapocho, mientras que en la zona sur por lo que se denomina Depositación Maipo, de acuerdo al nombre del río que les dio origen.

En la depositación Mapocho se distinguen dos subdepositaciones. La más superficial es de origen fluvial, se le conoce como 2ª Depositación y se extiende hasta una profundidad que varía según el sector entre 4.5 y 6.5m; bajo la 2ª Depositación subyace la llamada 1ª Depositación, de origen fluvioglacial, que presenta una gradación similar a la 2ª Depositación, pero que exhibe finos plásticos y una mayor compacidad y trabazón mecánica entre partículas. El nivel freático o acuífero principal se ubica a 60m de profundidad, detectándose napas colgadas en fajas paralelas al río Mapocho con un ancho del orden de 300m a cada lado del río. Estos acuíferos colgados percolan a través de capas de 10 a 20cm de espesor, constituidas por gravas sin arena, que se detectan a partir de 10 a 17m de profundidad a medida que aumenta la distancia al río.

La Depositación Maipo, ubicada en el sector sur de Santiago, es de origen fluvial, presentando propiedades índices y mecánicas similares a la de la 2ª Depositación del Mapocho, por lo que para los efectos prácticos se las considera como una misma unidad geotécnica.

En la Figura 2.2 se muestra la distribución en planta de los depósitos de gravas y en la Figura 2.3 sus propiedades índices, haciendo notar que la compacidad de estos depósitos es alta a muy alta y sus clastos son sanos y subredondeados. Exhiben cohesión como producto de una fuerte trabazón mecánica, trabazón que se asocia a una alta compacidad, a una buena gradación y al tamaño de los clastos. Adicionalmente existe un porcentaje bajo de cementantes como producto del contenido de sales presentes en el agua.

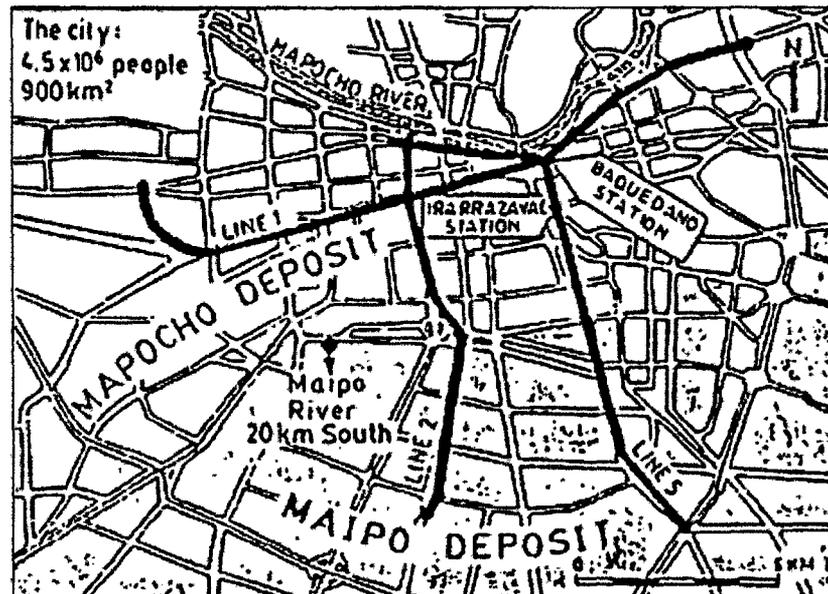


Figura 2.2. - Distribución en planta de los depósitos de la Grava de Santiago de Chile.
Fuente: Profesor Pedro Ortigosa*. Cortesía: Profesor Lenart González* (*Universidad de Chile)

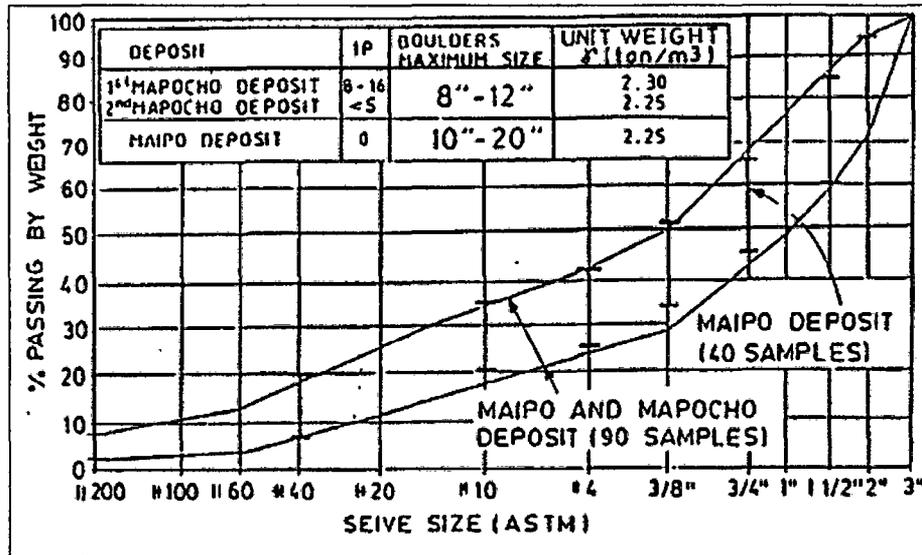


Figura 2.3. - Propiedades Índices de los depósitos de la Grava de Santiago

B. Resistencia al corte

B.1. Desacoplamiento $c-\phi$ con la deformación

El conocimiento de la movilización de la resistencia al corte representa por la cohesión, c , y el ángulo de fricción, ϕ , en función de la deformación, ϵ , del suelo es de gran importancia en el análisis de la estabilidad de taludes en una excavación y en el diseño de elementos de contención-socalzado, especialmente para el caso de gravas con baja cohesión. Para la Grava de Santiago, a partir de ensayos triaxiales con carga controlada en probetas talladas in situ, se desacopló la evolución de la cohesión, c , y del ángulo de fricción, ϕ , en función de la deformación axial, ϵ , de las probetas ensayadas (Kort et al, 1979). Ello se efectuó a través de un diagrama $p-q$, definiéndose la familia de envolventes para diferentes deformaciones experimentadas por la probeta según se ilustra en la Figura 2.4.

En la Figura 2.5 se presenta la evolución $c-\phi-\epsilon$ obtenida, mientras que en la Figura 2.6 se muestran las envolventes de falla para la 1^a Depositación Mapocho cuando se alcanza la combinación $C_{max}-\phi_m$, en que C_{max} es la cohesión máxima movilizada por la grava, y ϕ_m el correspondiente ángulo de fricción movilizado cuando la cohesión alcanza su valor máximo.

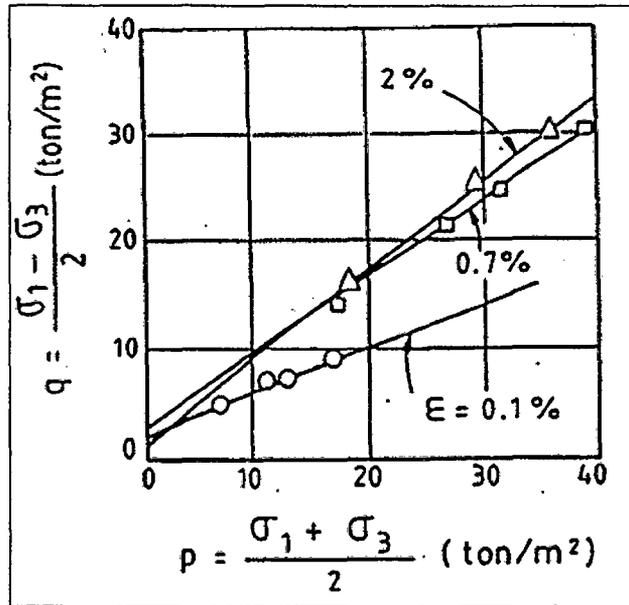


Figura 2.4. - Evolución de envolventes con la deformación en la 1a deposición de la Grava de Santiago

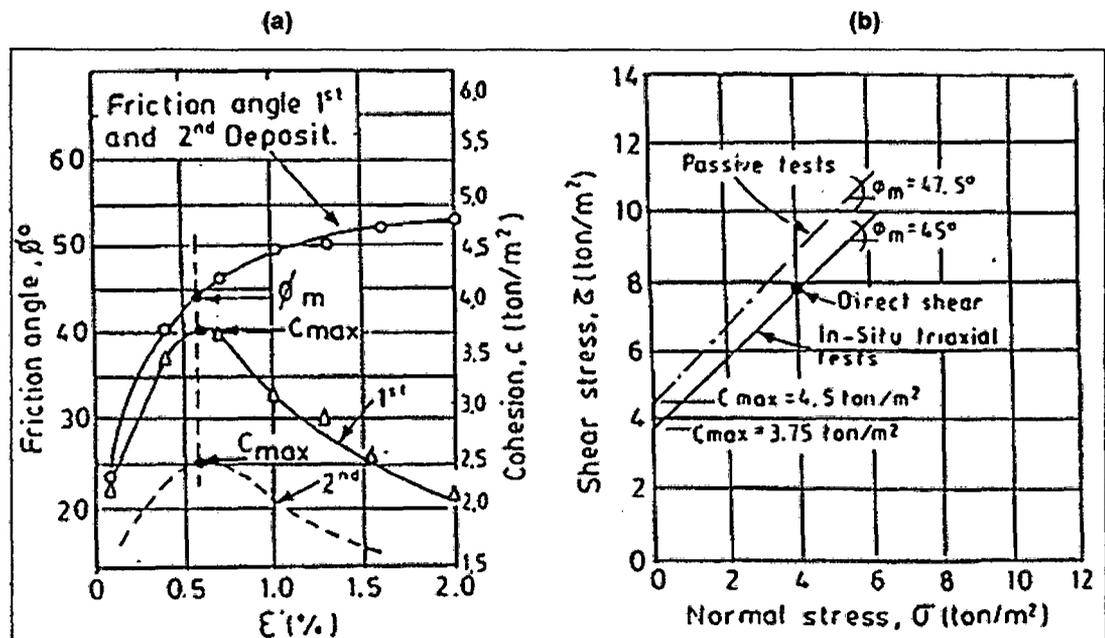


Figura 2.5 (a). - Ensayos triaxiales en el primer depósito del Mapocho

Figura 2.5 (b). - C_{max} - ϕ_m para el primer depósito

B.2. Efecto de la tensión de confinamiento

El desacoplamiento del par c - ϕ es de utilidad para interpretar ensayos destinados a definir la resistencia al corte de gravas. Ello se ejemplifica a través del caso ilustrado en la Figura 2.6, específicamente a través de la caracterización de los parámetros c - ϕ de la arena gravosa con cementación

baja. Las propiedades índices de esta arena gravosa se presentan en la Tabla I a través de su contenido de humedad, ω , su índice de plasticidad, I_p , su peso unitario seco, γ_d , su compactidad y su granulometría.

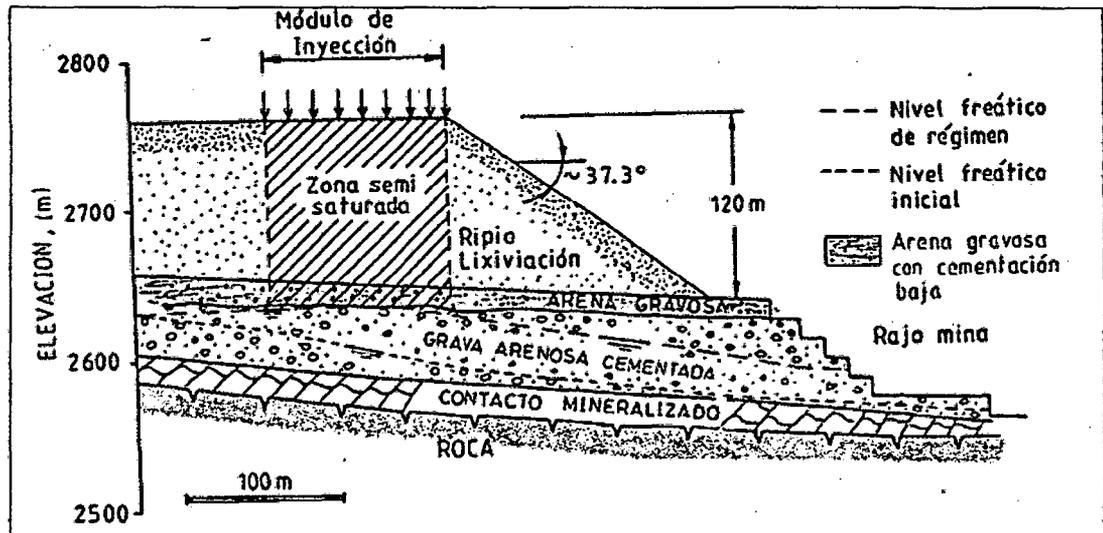


Figura 2.6. - Perfil para análisis de estabilidad en sistema de lixiviación in-situ en Mina Sur Chuquicamata, obsérvese presencia de Grava arenosa densa.

Propiedades Índices	Malla o Criba ASTM	% en peso que pasa
$\omega = 1.4\%$	2½"	100
$I_p = 0$	1½"	90 - 100
$\gamma_d = 1.98 \text{ ton/m}^3$	¾"	81 - 97
Compacidad = 92% Proctor Modificado.	3/8"	70 - 90
	4	57 - 78
	20	33 - 53
Castos subangulares sanos con cementación baja.	60	19 - 30
	200	7 - 18

Tabla I - Características de la arena gravosa Chuquicamata en estado natural -sector mina sur.

B.3 Ensayos triaxiales con deformación controlada.

Se efectuaron en laboratorio, en probetas cuasi saturadas para representar la condición más desfavorable introducida por el proceso de lixiviación ilustrado en la Figura 2.6, obteniéndose el desacoplamiento $c-\phi-\epsilon$ expuesto en la Figura 2.7.

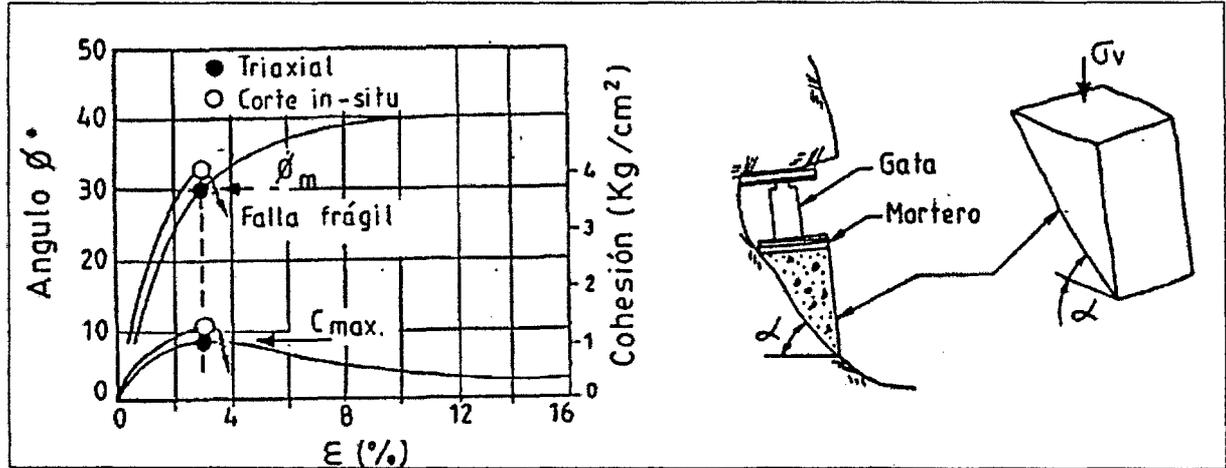


Figura 2.7. - Evolución c-φ en Arena Gravosa casi saturada Mina Sur Chuquicamata.

Figura 2.8. - Representación del ensayo corte in-situ

B.4 Ensayos de corte directo in situ con carga controlada.

En la Figura 2.8 se representa el esquema de las probetas talladas in situ en la arena gravosa, las que se ensayaron con una inundación del suelo previa al tallado. En este tipo de ensayo el plano de falla está impuesto y queda definido por el ángulo α , de tal modo que en cualquier etapa del ensayo se verifica:

$$\sigma_n = \sigma_v \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$\tau = \sigma_v \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (\text{Ec. 2.2})$$

En que σ_v = tensión aplicada a la probeta de suelo ensayada; σ_n =tensión normal al plano de falla asociada a la tensión σ_v y τ = tensión de corte en el plano de falla asociada a la tensión σ_v . De este modo, ejecutando ensayos con diferentes ángulos, α , se obtienen diferentes pares σ_n , τ que permiten definir la envolvente movilizada, es decir el par c-φ movilizado, cuya evolución con la deformación se representa en la Figura 2.7

La gran diferencia entre la evolución c-φ-ε obtenida con los triaxiales y la obtenida con los ensayos de corte in situ está en el tipo de falla, ya que para los triaxiales se obtiene una falla de tipo plástico cuanto mayor sea la tensión de confinamiento, mientras que en los ensayos in situ la falla es frágil. La razón de

ello obedece al efecto de las tensiones de confinamiento presentes en los triaxiales, a diferencia de los ensayos de corte in situ en los que dicha tensión es nula. Cuantitativamente, la influencia de la tensión de confinamiento σ_c , queda expresada a través de las ecuaciones siguientes, en las que $c-\phi$ representa el par movilizado en función de la deformación del suelo:

$$\text{Triaxial: } \sigma_v = K_p \sigma_c + 2C^2 \sqrt{K_p} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

$$\text{Corte in situ: } \sigma_v = \frac{c}{\text{sen}\alpha \cdot \cos\alpha - \cos^2\alpha \cdot \text{tg}\phi} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

En la Figura 2.9 se grafican las curvas σ_v vs. ϵ obtenidas con las Ecuaciones 2.3 y 2.4 para los ensayos triaxiales utilizando la correspondiente movilización $c-\phi-\epsilon$ expuesta en la Figura 2.5. La Figura 2.9 incluye la curva σ_v vs. ϵ obtenida con Ecuación 2.5 para los ensayos de corte in-situ utilizando la correspondiente movilización $c-\phi-\epsilon$ expuesta en la Figura 2.7. Se desprende que para tensiones de confinamiento bajas a nulas, como es el caso de los ensayos de corte in situ, la falla se genera prácticamente cuando la cohesión movilizada alcanza su valor máximo. Por el contrario, a medida que aumenta la tensión de confinamiento la componente de resistencia por fricción cobra mayor importancia, siendo menos relevante la cohesión en el control de mecanismo de falla. La tensión desviadora máxima se alcanza a deformaciones que crecen con la tensión de confinamiento, generándose fallas de tipo plástico debido al aumento monótonico del ángulo de fricción con la deformación. Lo anterior queda ratificado por las curvas de tensión deformación para la 1ª Depositación Mapocho de la Grava de Santiago expuestas en la Figura 2.10, dichas curvas se generan con las Ecuaciones 2.3 y 2.4 en las que se utilizó la correspondiente evolución $c-\phi-\epsilon$ expuesta en la Figura 2.5.

De los casos analizados, que corresponden a gravas con cohesión o cementación baja a muy baja, se concluye:

- Para tensiones de confinamiento, σ_c , por sobre 1.5 a 2kg/cm² la falla es de tipo plástico y para valores inferiores de tipo frágil.
- A medida que aumenta la tensión de confinamiento mayor es la deformación de la grava ϵ_f , para alcanzar la tensión desviadora máxima.
- Teniendo en cuenta que en la estabilidad de taludes de excavaciones las tensiones de confinamiento sobre el plano potencial de falla son generalmente muy inferiores a 1.5kg/cm², la falla será de tipo frágil. Por lo tanto, el par $c-\phi$ de diseño deberá elegirse para una deformación que no sobrepase la deformación ϵ_f .

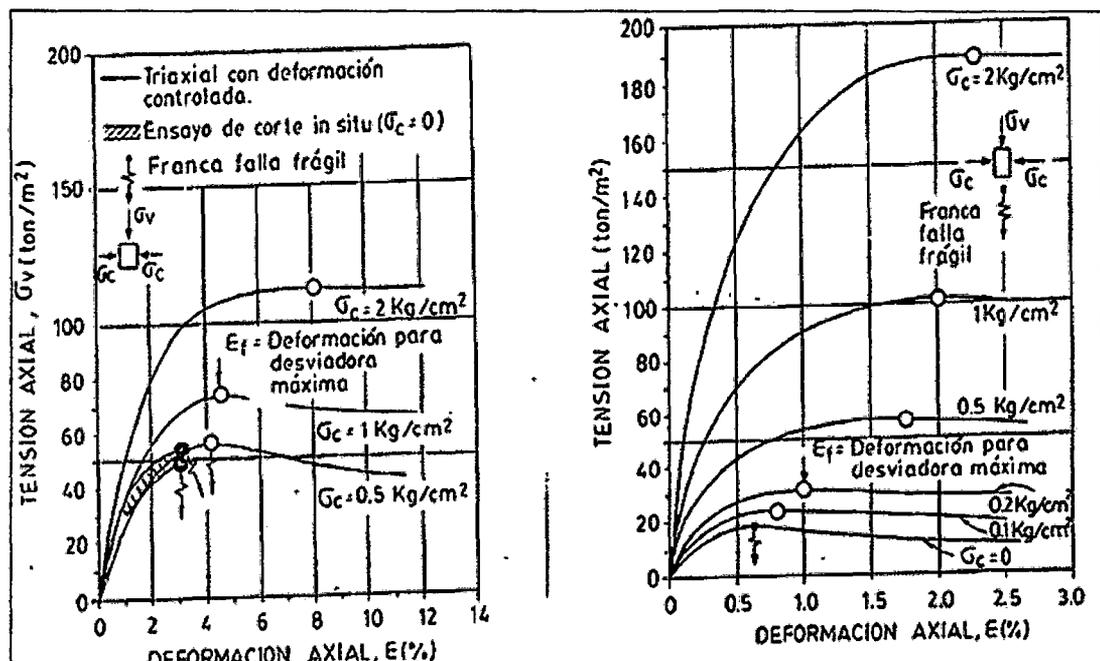


Figura 2.9. - Efecto de la tensión de confinamiento en la curva tensión deformación para una arena gravosa con cementación baja casi saturada

Figura 2.10. - Efecto de la tensión de confinamiento en la curva tensión deformación para la 1ª depositación Mapocho de la Grava de Santiago

B.5 Módulos de elasticidad

Para una arena gravosa con una compactación 95% del Proctor Modificado se ha determinado que el valor del módulo de elasticidad es igual al valor de diseño

de 700 kg/cm² de un relleno compactado. Para el depósito natural de la grava de Santiago se ha establecido la siguiente relación de diseño confiable (Kort et al, 1979)

$$\bar{E}_e = 2 \times 10^5 C \left[\frac{\sigma_0}{\sigma_a} \right]^{0.508} \text{ KPa} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde:

- σ_0 : es la presión de confinamiento determinada a partir de un coeficiente de reposo $k_0=0.25$ y un peso unitario de 2.3 Tn./m³
- σ_a : Presión atmosférica
- $C=1$ Considerado así debido a que la grava de Santiago demuestra fuerte grado de compactación y además contiene finos plásticos que mejoran las propiedades plásticas del material.

Para zonas con finos de baja plasticidad se tiene un suelo con menor rigidez por lo que lleva a usar un valor de $C = 0.7$

En la siguiente figura se muestra la variación del módulo de elasticidad con la profundidad determinado a partir de los ensayos de placa de carga, el ensayo triaxial y mediciones de asentamientos en construcciones, y a pesar de determinarse valores del módulo de elasticidad con diferentes ensayos muestra una tendencia definida con una moderada dispersión.

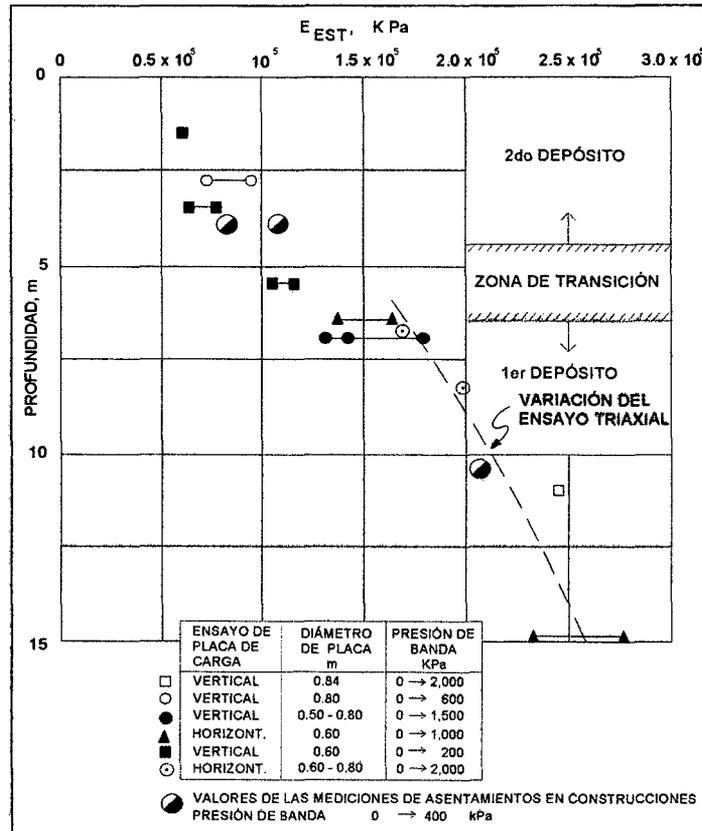


Figura 2.11. - Módulo de Elasticidad para cargas estáticas en carga. Fuente: Mechanical Properties of the Gravel of Santiago, P. Ortigosa et al. (1985)

Además del comportamiento con tendencia definida del módulo de elasticidad estático se observó también una gran variación, originada principalmente por los diferentes grados de cementación de la sal en la masa de suelo, las cuales van de leve a medio. De La Figura 2.11 se puede describir dos comportamientos para el módulo de elasticidad para la segunda depositación desde los 7m, según La Ecuación 2.7, y el comportamiento del módulo de elasticidad para la primera depositación hasta los 7m, según La Ecuación 2.8.

$$E = 4200 \cdot Z^{0.55} \quad (\text{T/m}^2) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$E = 5500 \cdot Z^{0.53} \quad (\text{T/m}^2) \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Por último, otra observación importante fue que los resultados de los ensayos de placa vertical y horizontal dieron valores similares a una misma profundidad.

C. Aplicaciones de la relación $c-\phi-\epsilon$

C.1 Estabilidad de un corte vertical

La relación entre la altura, H, de un corte vertical en función del par $c-\phi$ movilizado se expresa a través de la relación siguiente:

$$H = \frac{3.5C}{\gamma \sqrt{\frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}}} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Utilizando la evolución $c-\phi-\varepsilon$ para la 1ª Depositación Mapocho de Grava de Santiago expuesta en la Figura 2.5, mediante la Ecuación 2.7 se generó la relación H vs. ε . Dicha relación se ilustra en la Figura 2.12 en la que se observa que la altura crítica, Hcrit, que pueda sustentar el corte vertical es del orden de 14m, la que en términos prácticos se alcanza cuando se moviliza la cohesión máxima. Para alturas $H > 14\text{m}$ se produce falla frágil, conocida como "aplanchamiento", como ha quedado demostrado en fallas de este tipo ocurridas en el pasado.

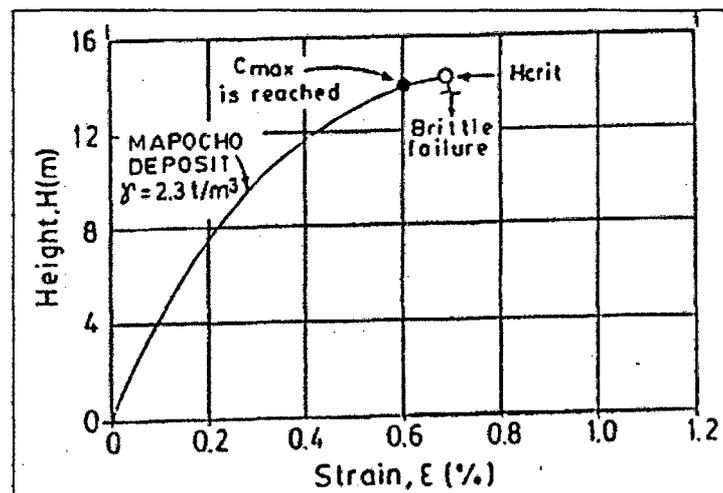


Figura 2.12. - Evolución de la altura crítica para un corte vertical

En la normatividad chilena se utilizan valores de $c-\phi$ de diseño, que se muestra en la Tabla II, la tabla entrega además el par $c-\phi$ de diseño para situaciones especiales en las que no existan restricciones de deformación en el suelo circundante a la entibación. Finalmente, en la última columna de la tabla se incluye, a modo de referencia, el valor de la cohesión máxima C_{max} , que puede movilizar la Grava de Santiago.

Depositación	Diseño con $\epsilon = 0.3\%$ Según mediciones en entibaciones y socializados.		Diseño tradicional (entrega resultados similares a los obtenidos con $\epsilon = 0.3\%$)		Para sistemas de entibaciones flexibles sin estructuras vecinas ($\epsilon \approx 0.6\%$)		Cohesión máxima medida que se alcanza para $\epsilon = 0.6\%$
	c (t/m ²)	ϕ	C (t/m ²)	ϕ	c (t/m ²)	ϕ	Cmax (t/m ²)
1ª Mapocho	3.1	38°	2.5	45°	3.5	45°	3.75+4.5 Ensayos in situ
2ª Mapocho y Maipo	2.0	38°	1.5	45°	2.3	45°	> 2+2.9 Análisis retrospectivos en taludes cercanos a la falla.

Tabla II - Cohesión y ángulo de fricción en la Grava de Santiago

D. Consideraciones sísmicas

D.1 Talud en excavaciones

En la práctica chilena el análisis de estabilidad sísmica de los taludes de excavaciones utiliza el coeficiente sísmico de fluencia C_y (también denominado aceleración sísmica de fluencia a_y) expresado como fracción de la aceleración de gravedad. El coeficiente sísmico de fluencia es el necesario para el factor de seguridad sísmico de talud, FSS, sea igual a 1.0.

El procedimiento de análisis de estabilidad sísmica del talud de una excavación se esquematiza en la Figura 2.13, detallándose como sigue:

Se define al par $c-\phi$ de diseño utilizando los valores expuestos en la Tabla II para $\epsilon = 0.6\%$, los cuales son ligeramente inferiores al par $C_{max}-\phi_m$, a fin de asegurar que no se produzca incursión en la rama descendente de la relación C vs. ϵ que, de lo contrario, generaría una falla frágil. Ello lleva implícito el considerar que las tensiones normales al plano potencial de falla, σ_n , son bajas, lo que se deduce de la Fig.17 según la cual los valores de σ_n caen en el rango 0.10 a 0.20kg/cm².

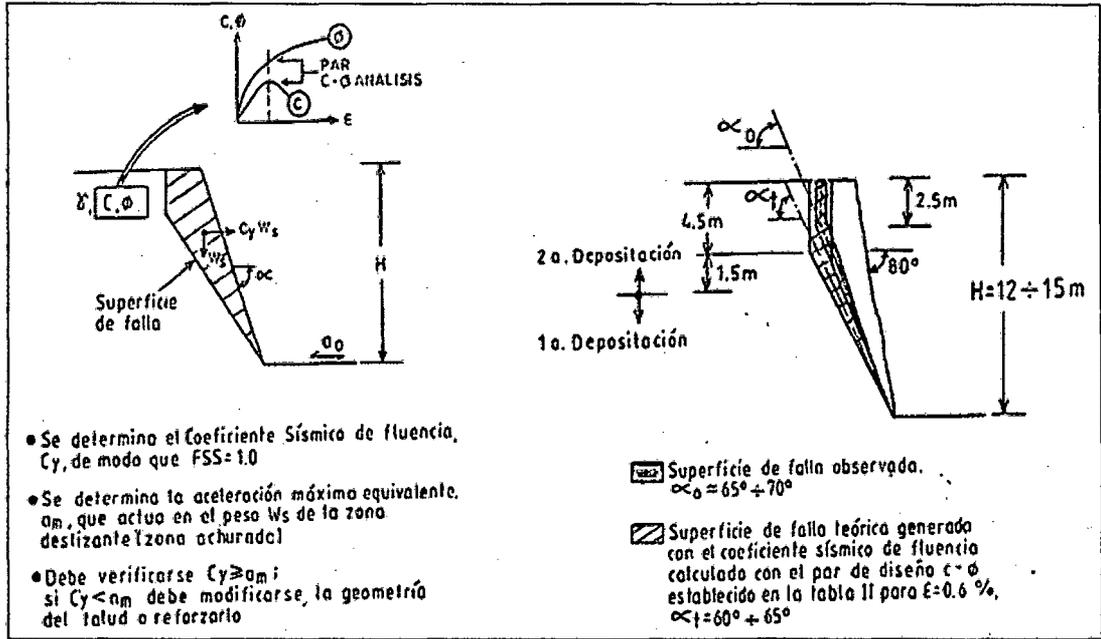


Figura 2.13. - Procedimiento para el análisis de estabilidad sísmica en el talud de y superficies de falla en excavaciones practicadas en la Grava de Santiago

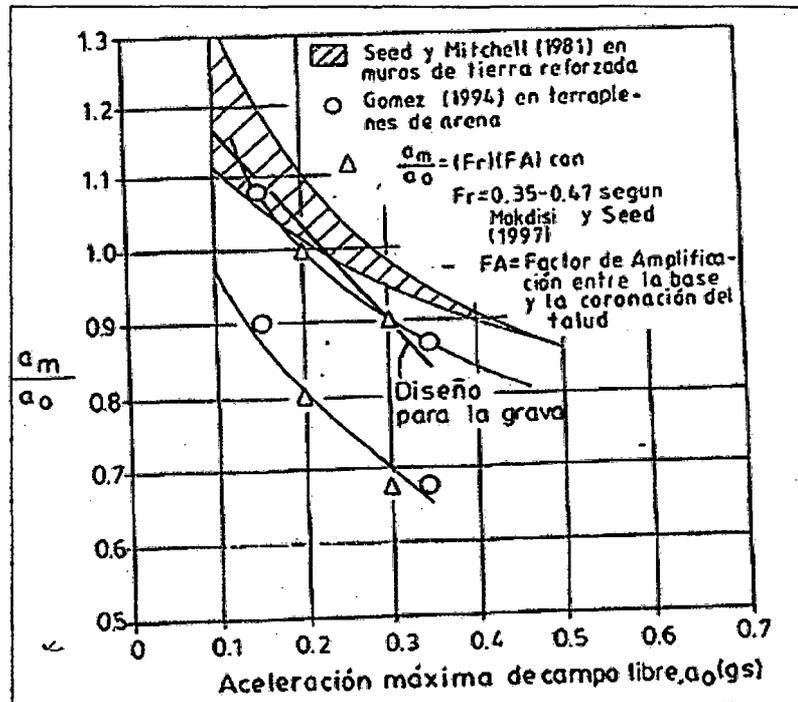


Figura 2.14. - Aceleración máxima equivalente en el talud en función de la aceleración de campo libre

Para evitar la falla frágil de talud, el coeficiente sísmico de fluencia debe verificar la relación $C_y \geq a_m$, en que a_m es la aceleración máxima equivalente, expresada

como fracción de la aceleración de gravedad, que actúa simultáneamente en toda la masa potencialmente deslizable.

El valor de C_y se obtiene aplicando algún método de estabilidad de taludes, como por ejemplo el de Janbu, de modo que se verifique $FSS = 1.0$.

El valor de a_m se expresa a través de la razón a_m/a_o , en que a_o representa la aceleración máxima de diseño en la base del talud, normalmente considerada como la aceleración máxima de campo libre. En la Figura 2.14 se presenta un resumen con la variación de la razón a_m/a_o en función de a_o .

La aceleración máxima de campo libre utilizada hasta antes del 2010 para la Grava de Santiago, a emplear en la verificación sísmica del talud de la excavación, depende de la naturaleza de la obra. Para el caso de la taludes permanentes se adopta $a_o = 0.30g$, y para el caso de taludes temporales $a_o = 0.15g$, aun cuando los registros de los terremotos de 1965, 1971 y 1985 exhiben aceleraciones máximas que no superan $0.20g$. Actualmente, las normativas se vienen actualizando para considerar las acciones producidas en sismos de magnitudes considerables como el 2010 ($M_w=8.8$),

En base a lo expuesto, en la Tabla III se resumen los valores de la aceleración máxima equivalente a utilizar en el diseño.

Naturaleza del talud	Aceleración máxima probable de campo libre, a_o	Aceleración máxima equivalente inducida en el talud, a_m
Temporal	0.15g	0.17g
Permanente	0.30g	0.27g

Tabla III. Aceleración máxima equivalente para analizar la estabilidad sísmica de taludes de excavaciones en la grava de santiago.

Sin duda se requiere desarrollar una investigación sistemática para precisar la relación entre a_m/a_o vs. a_o para distintas geometrías de talud e incorporando los acelerogramas registrados en depósitos de gravas en el terremoto ocurrido en la zona central de Chile en marzo de 1985 y 2010.

D.2 Empujes sísmicos en entibaciones- socialzados

Este aspecto se trata en otro trabajo presentado por el profesor el Pedro Ortigosa en un Seminario Internacional, y que fue gentilmente proporcionado al autor de la tesis en Santiago de Chile

D.2.1 Componente sísmica del empuje

D.2.1.1 Modelación para estructuras subterráneas

Corresponden a estructuras que se desarrollan por debajo de la superficie del terreno, sin prolongación aérea por sobre dicho nivel, como por ejemplo los túneles y estaciones de una línea del Metro de Santiago. Así entonces, en los inicios de la construcción del Metro de Santiago a comienzos de la década del 70, la determinación de los empujes sísmicos utilizó el modelo cinemático propuesto por Kuessel (1969) para el Metro de la ciudad de San Francisco en California. El método fue perfeccionado con posterioridad por Ortigosa y Musante (1991) y por Ortigosa (1998). Básicamente consiste en aplicar los desplazamientos sísmicos horizontales del suelo en campo libre, en la base de los resortes de interacción horizontal entre la estructura y el suelo.

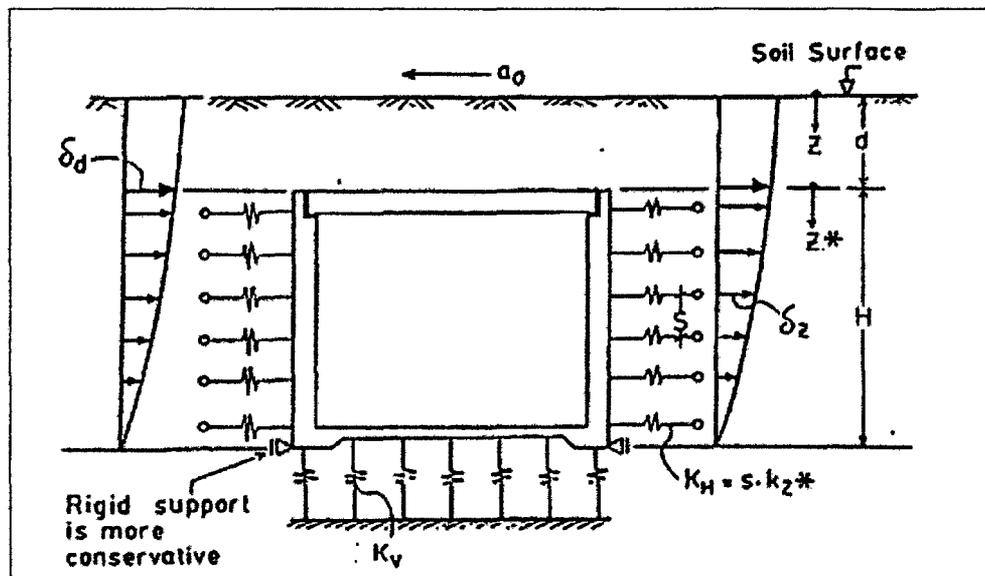


Figura 2.15. - Modelo de interacción suelo estructura para un análisis sísmico

En la Figura 2.15 se ilustra el modelo de análisis en el que, por tratarse de un modelo cinemático, no considera las fuerzas de inercia de la estructura subterránea, Los términos presentes en el modelo se describen como sigue:

a_0 = Aceleración máxima esperada en campo libre.

δ_z = Desplazamiento sísmico horizontal del suelo en campo libre relativo a la base de la estructura, que se puede determinar con la respuesta dinámica del depósito de suelo, o bien empleando métodos simplificados como el establecido por Ortigosa y Musante (1991).

K_v = Resorte de interacción vertical en la base de la estructura para solicitaciones cíclicas (sísmicas).

S = Paso de discretización para definir los resortes de interacción sísmica horizontales.

k_{z^*} = Constante de balasto de interacción sísmica horizontal definida con la expresión formulada por Ortigosa y Gonzales (1977).

$$K_{z^*} = \frac{E(z)}{1-\nu^2} \frac{1}{\sqrt{H^2 - z^{*2}}} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

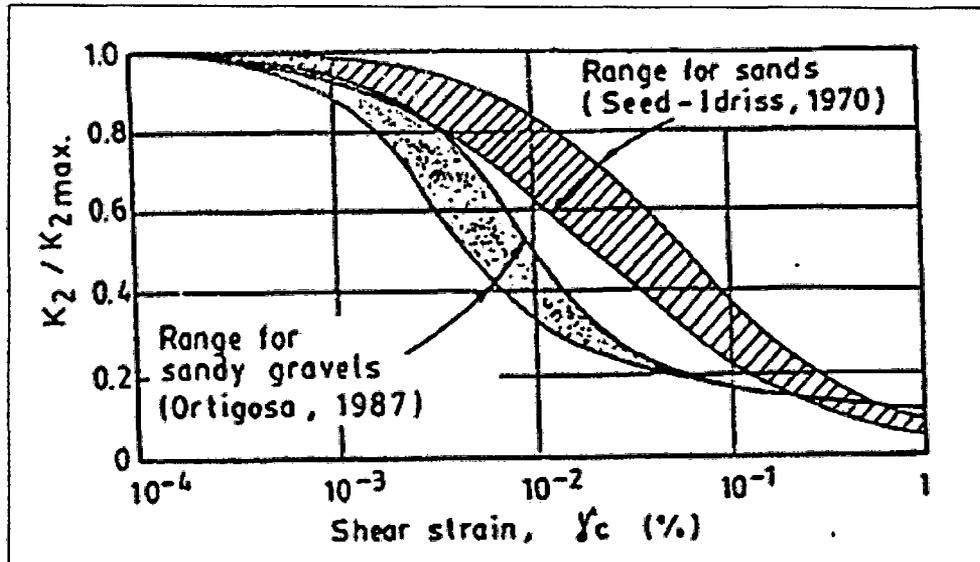
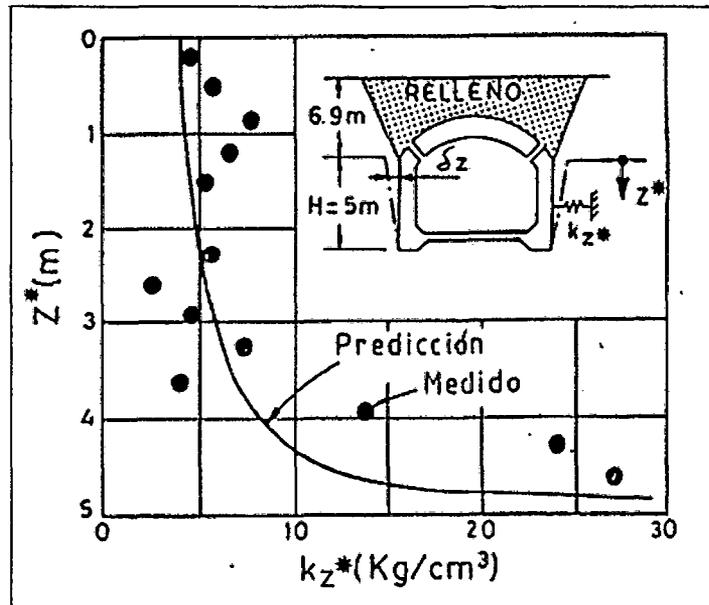
La cual ha sido validada mediante mediciones en los túneles del Metro de Santiago según se ilustra en la Figura 2.16.

ν = Módulo de Poisson.

H = Altura del muro enterrado en contacto con el suelo.

$E(z) = G(z) [2 (1+ \nu)]$ es el módulo de deformación del suelo para solicitación cíclica a una profundidad z , es que se determina como $G(z) = 70k_2 \sqrt{\sigma_c}$, siendo k_2 el coeficiente de corte que varía con la deformación de corte sísmica en campo libre, γ_c , y σ_c la tensión de confinamiento media a la profundidad z (G_c se expresa en t/m^2 si σ_c se expresa en t/m^2). En la Figura 2.17 se expone la variación con γ_c del coeficiente k_2 para la Grava de Santiago a través de la relación normalizada k_2/k_{2max} vs. γ_c , en que k_{2max} es el coeficiente de corte para $\gamma_c \leq 10-4\%$. Los valores de k_{2max} se determinaron mediante sísmica de refracción obteniéndose valores en el rango 300 – 380, mientras que los valores

de K_2 para $\gamma_c > 10^{-3}\%$ se determinaron con ensayos de placa cíclicos (Ortigosa, 1987).



De acuerdo a la Figura 2.16 la deformación de corte sísmica del suelo en campo libre se puede expresar como $\gamma_c \approx \delta d/H$, siendo δd el desplazamiento sísmico del suelo en el campo libre a nivel del techo de la estructura subterránea. Para la Grava de Santiago se obtienen valores de γ_c en el rango 2×10^{-4} a 2.5×10^{-4}

Teniendo en cuenta que la formulación cinemática utiliza la aceleración máxima de campo libre, las solicitaciones que se obtienen al resolver el sistema de la Figura 2.15 corresponden al valor máximo maximorum que actúa en un instante muy pequeño de tiempo. En consecuencia, para un dimensionamiento en base a tensiones admisibles se debe multiplicar por 0.60 la componente sísmica de los empujes obtenidos.

Como alternativa al método planteado se suele emplear una aproximación más simplificada como indicada en la Figura 2.18. En dicha aproximación se definen dos límites para la componente sísmica del empuje:

Un límite inferior, $(\sigma_s)_{M-0}$, correspondiente a la componente sísmica del empuje obtenida con la formulación del Mononobe y Okabe (M-0).

Un límite superior $(\sigma_s)_{max} = (kz^*) (\delta z)$ que equivale en el modelo de la Figura 2.15 a considerar $K_v = \infty$ y que la estructura subterránea es infinitamente rígida.

La componente sísmica del empuje se aplica a la estructura según se ilustra en la Figura 2.18, definiéndose el empuje según el criterio establecido en dicha figura.

Los modelos cinemáticos planteados han sido aplicados en el diseño sísmico de los túneles y estaciones del Metro de Santiago, obras en las que se observó un excelente comportamiento estructural en el sismo de julio de 1971 ($M = 7.5$ Richter y distancia hipocentral $R = 130\text{km}$) y en el de marzo de 1985 ($M = 7.8$ Richter y $R = 117\text{km}$).

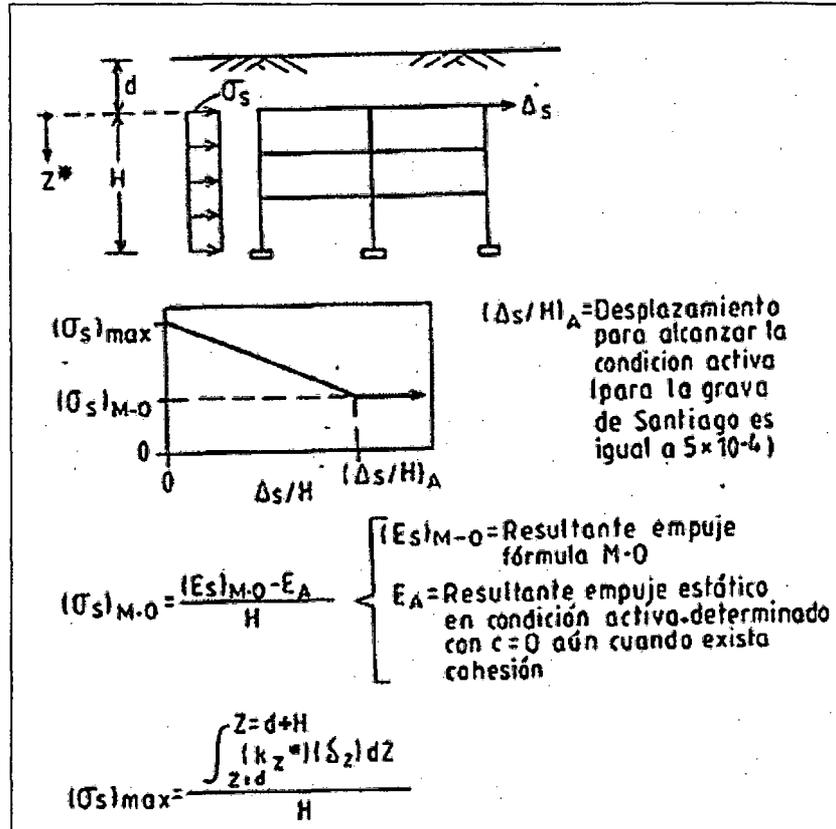


Figura 2.18. - Modelo simplificado para determinar la componente sísmica del empuje en estructuras subterráneas

2.3 Inestabilidad y Accidentes en Excavaciones

2.3.1 Caso La Victoria y Miraflores

En la ciudad de Lima, se dieron dos casos graves de accidentes en excavaciones, tanto en los distritos de La Victoria como en Miraflores, los días 12 de diciembre del 2007 y 30 de abril del 2008, respectivamente con un saldo total de 13 personas sepultadas. Estos accidentes debieron principalmente a que la concepción del sistema de retención fue inadecuada. En principio en los dos casos se plantearon calzaduras que actúan como muros de gravedad para contener las presiones laterales de tierra producto de la excavación tal y como se muestra en la Figura 2.19

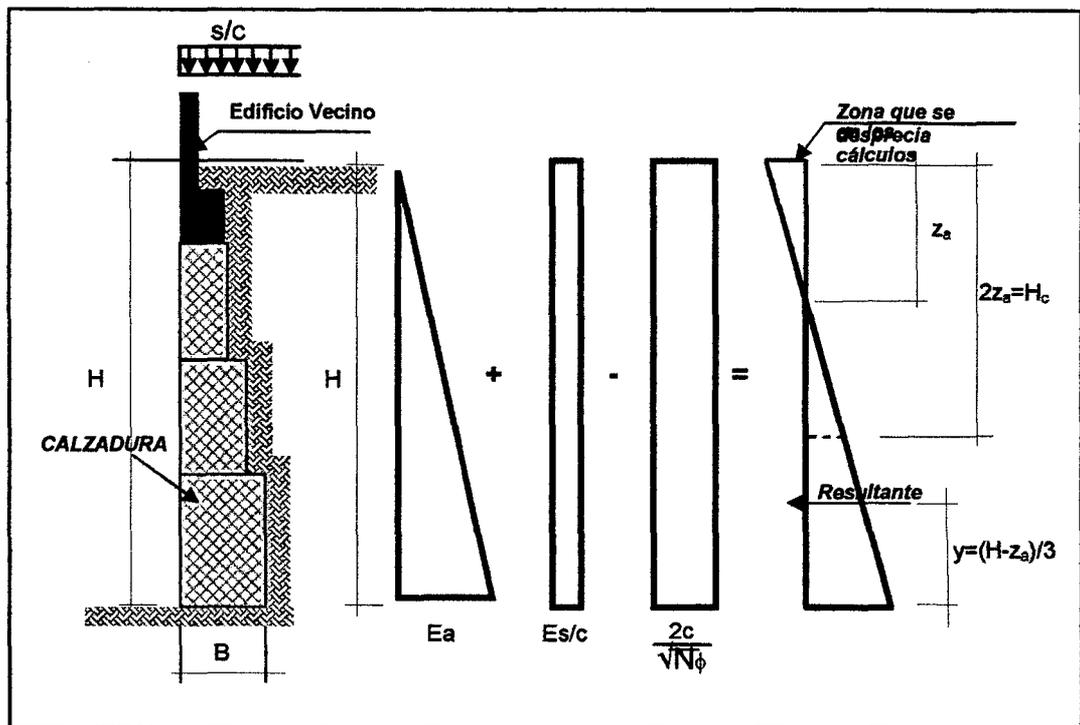
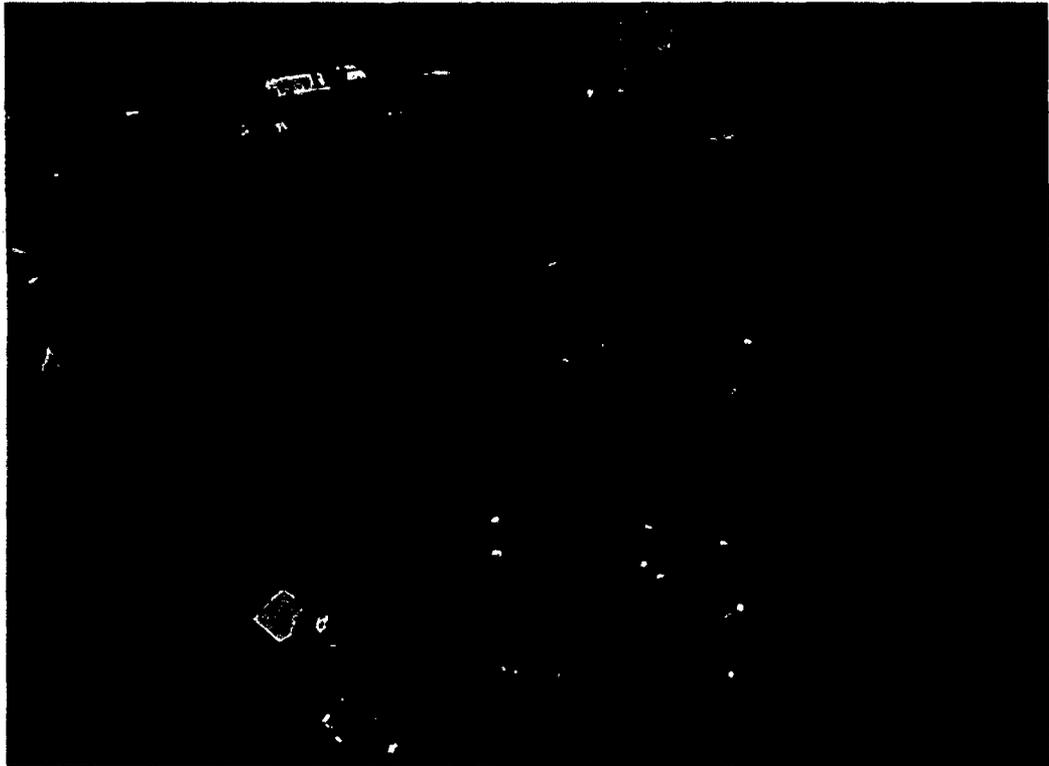
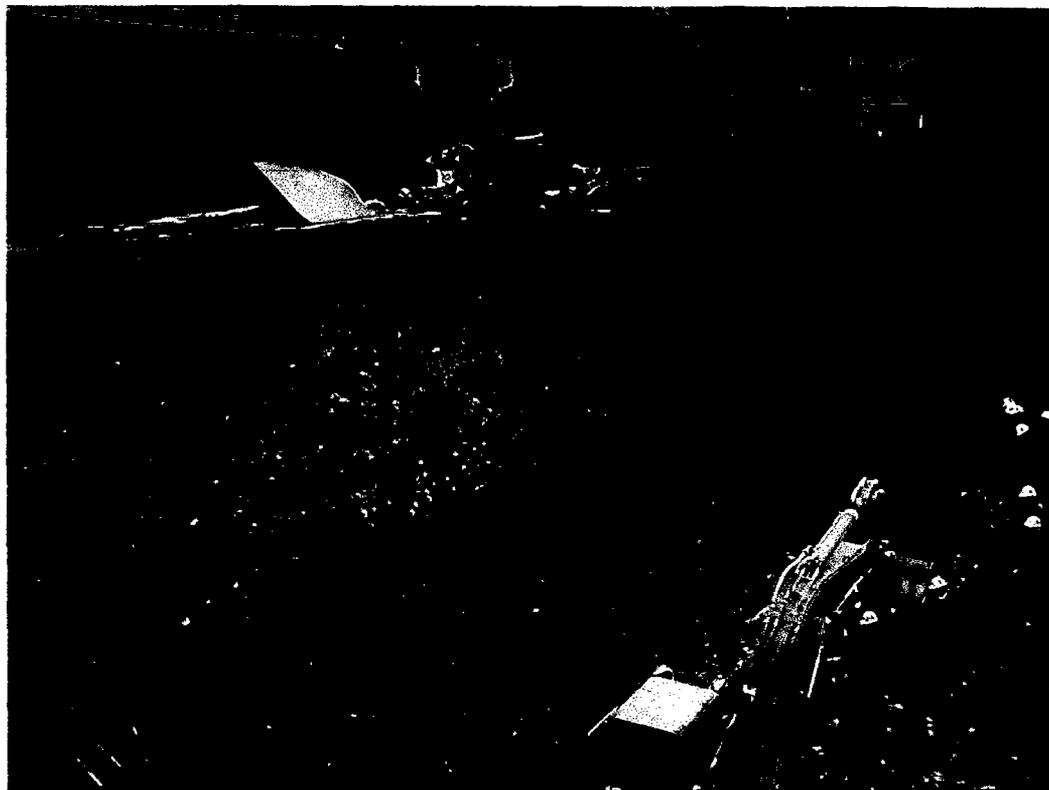


Figura 2.19. - Sistema de contención con calzaduras, obsérvese la profundización de los bloques

De la Figura 2.19 se observa una profundización del ancho del muro, debido a que se busca aumentar el momento resistente al volteo, situación que no ocurre en los casos de las Fotografías 2.3, 2.4, 2.5, y 2.6 en donde se observa que los muros tienen un espesor similar en toda su longitud, no teniendo efecto de contención, trayendo consigo una deformación excesiva a la cual la cohesión se pierde y la resistencia cortante cae abruptamente, produciéndose el colapso del sistema, como se observa en las Fotografías 2.3 ,2.4 , 2.5 y 2.6.



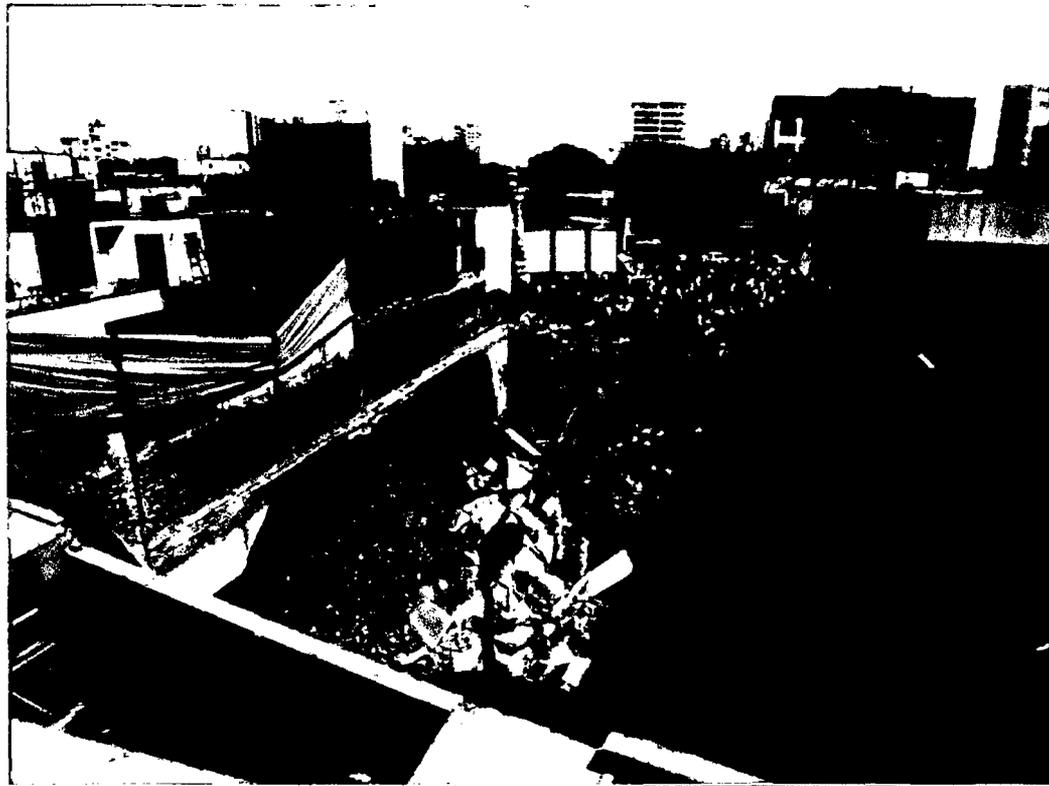
Fotografía 2.3. - Derrumbe en La Victoria, miércoles 12 de diciembre 2007



Fotografía 2.4. - Derrumbe en La Victoria, miércoles 12 de diciembre 2007. Obsérvese la superficie de falla ligeramente curva y un ángulo promedio de 70 grados.



Fotografía 2.5. - Derrumbe en La Victoria, miércoles 12 de diciembre 2007. Obsérvese las dimensiones invariables de la calzada



Fotografía 2.6. - Derrumbe en Miraflores, miércoles 30 de Abril del 2008.

2.4 Inestabilidad de Pantallas Ancladas

En el análisis de estabilidad y deformaciones de Muros Anclados debe tenerse en cuenta los mecanismos de fallas comunes y típicas que suscitan a este tipo de obras de retención. Con los objetivos finales que se involucra desde análisis, diseño y construcción, de tal modo de evitar un comportamiento inestable del sistema de retención (Figura 2.22). Entre los objetivos principales tenemos:

- Brindar Seguridad durante la construcción y garantizar la estabilidad estructural de la edificación a construir.
- Desplazamientos de terreno tolerables durante y después de la construcción.
- Selección apropiada de la Técnica de Construcción.
- Examinar la condición de temporalidad de los elementos de sostenimiento.
- Tomar conocimiento de las condiciones del terreno y la influencia del agua.
- Ubicación del lugar, proximidad a edificaciones, a vías urbanas, líneas vitales de comunicaciones, energía.
- Garantizar los límites de plazo, costo y calidad del proyecto.

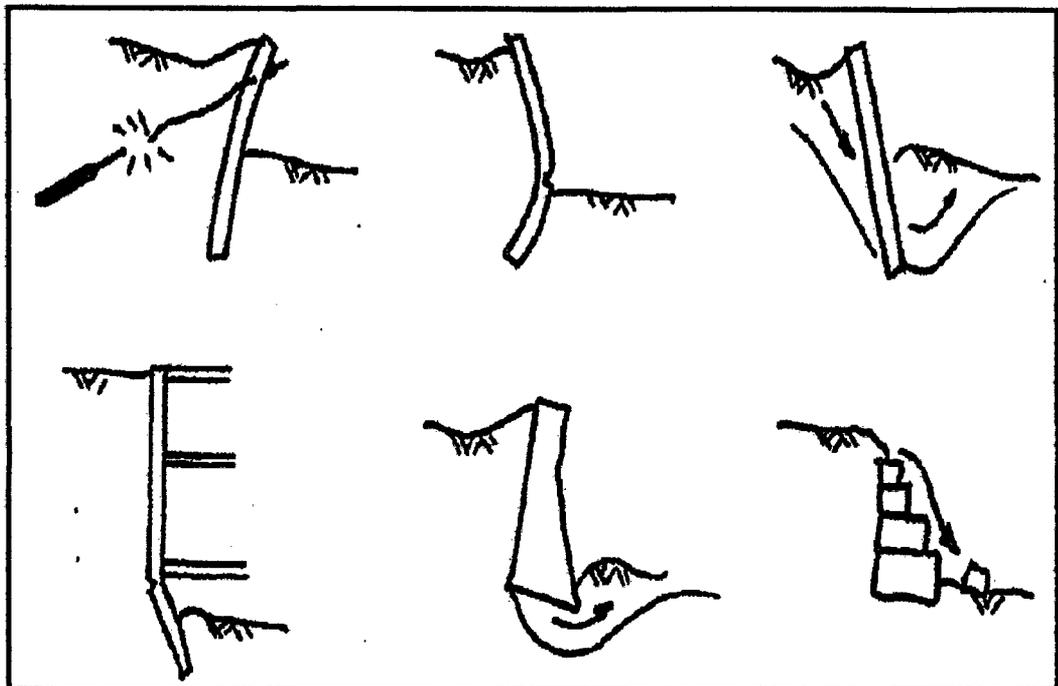


Figura 2.22. - Inestabilidad en Estructuras de Retención. *Imperial College London, 2004.*
Ref(5)

La USACE, 2002 Ref(10), establece ciertos mecanismos de falla a ser considerados en el diseño de muros anclados, entre los cuales se pueden encontrar:

2.4.1 Falla del Mortero en el Terreno Esta falla puede ocurrir si la longitud del bulbo es insuficiente para transmitir la carga de trabajo, debido a ello se genera un exceso de esfuerzo transmitido en el terreno, superando este el valor de resistencia cortante al jalado. Soluciones para este caso, es realizar un ensayo de pull-out insitu para determinar la longitud de bulbo necesaria asociado a un factor de seguridad y-o realizar sucesivas reinyecciones de lechada de cemento para densificar mas la zona del bulbo y lograr una mayor capacidad.

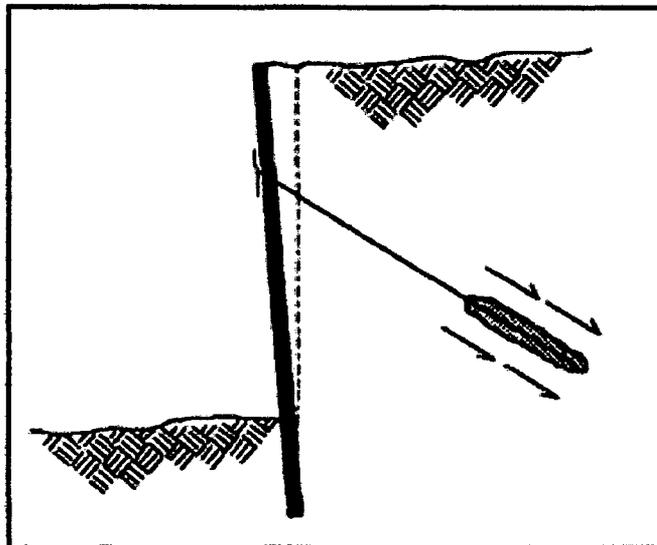


Figura 2.23. - Inestabilidad por falla del bulbo.

2.4.2 Falla del Tendón Esta falla puede ocurrir si los cables o torones son insuficientes para transmitir la carga de trabajo, debido a ello se genera la rotura intempestiva del acero, dado que presente alto fragilidad por su alta contenido de carbono, dado que es fabricado para alcanzar resistencias grandes. Esto se puede evitar calculando el número de torones necesarios para transmitir la carga de trabajo, así como verificar la integridad y alineación en la colocación de los torones con su respectivo separador, así como asociarlos a un factor de seguridad adecuado.

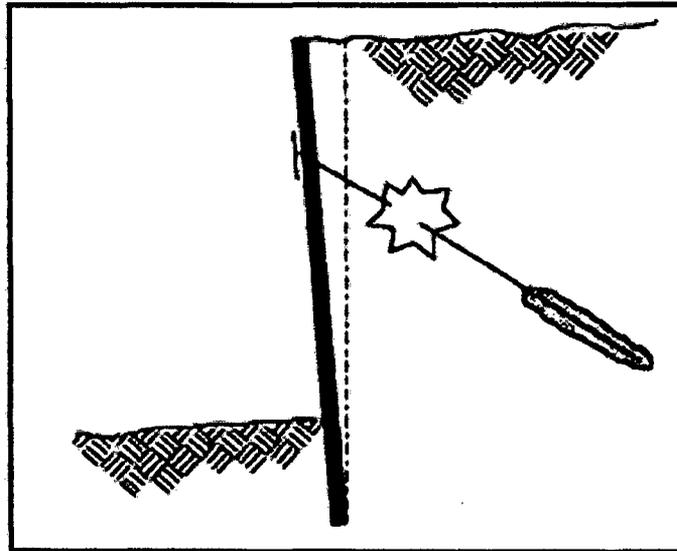


Figura 2.24. - Falla del tendón del anclaje

2.4.3 Falla del Tendón al Interior del Mortero Esta falla puede ocurrir si la longitud de los cables al interior de la lechada son insuficientes, debido a ello se origina el corrimiento de estos generando desplazamientos considerables, esto también se puede deber al tensado del anclaje sin haber alcanzado la resistencia mínima requerida para la lechada.

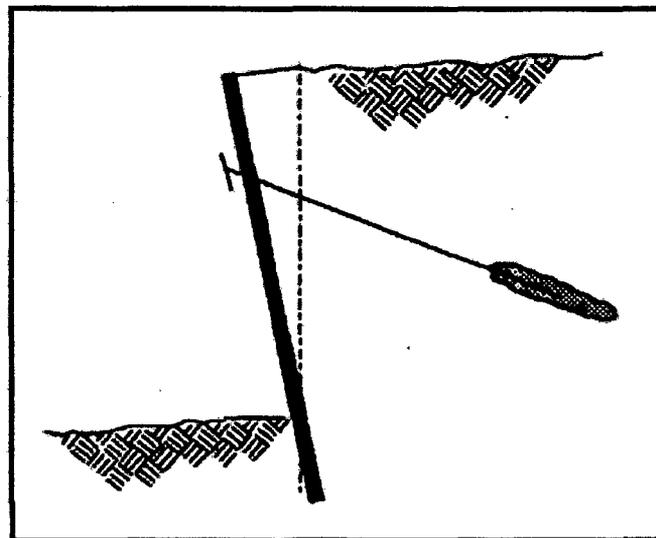


Figura 2.25. - Falla del tendón al interior del mortero

2.4.4 Falla debida a la insuficiente capacidad portante del terreno Esta falla puede ocurrir si el suelo detrás del pie del muro tiene baja capacidad portante y fluye bajo el peso de éste. Una baja capacidad portante del suelo se considera

para valores de N de SPT menores a 10. Para evitar este mecanismo de falla se plantea el uso de micropilotes para retener el peso de la pantalla o el uso de zapata en la parte inferior del muro.

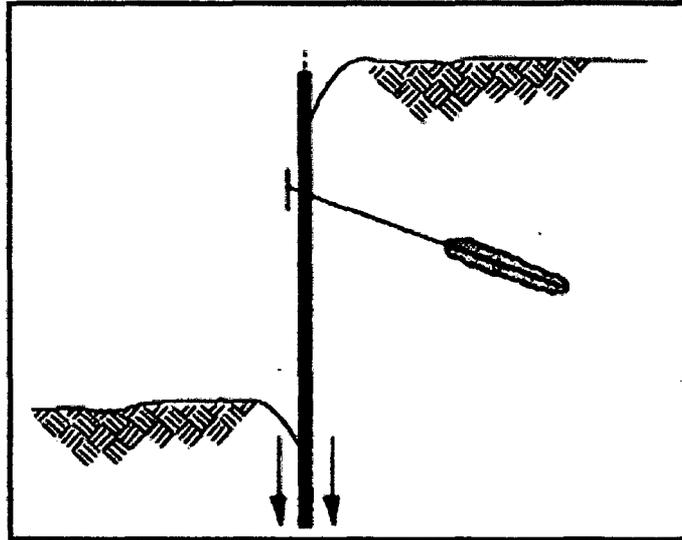


Figura 2.26. - Falla por capacidad portante

2.4.5 Falla debida a la Insuficiente Capacidad Pasiva del Terreno Esto sucede debido a la presencia de suelos blandos en la base inferior de la excavación. Esto raramente ocurre en suelos como la grava de lima, o suelos coluviales, en donde la resistencia cortante se incrementa con la profundidad

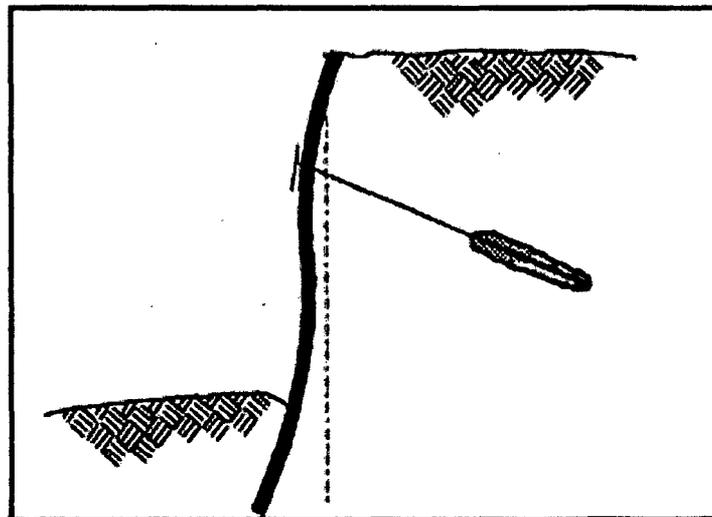


Figura 2.27. - Falla por insuficiente capacidad pasiva del terreno

2.4.6 Falla por Flexión del Muro Puede ocurrir por el insuficiente refuerzo del muro estructural, lo que origina una flexión, predominante en las uniones entre pantallas, se hace necesario estimar las sollicitaciones de presión de tierra y el

refuerzo requerido. También puede ser debido al no refuerzo de la zona de la cabeza del anclaje, denominada falla por punzonamiento por el cortante presente en esta parte.

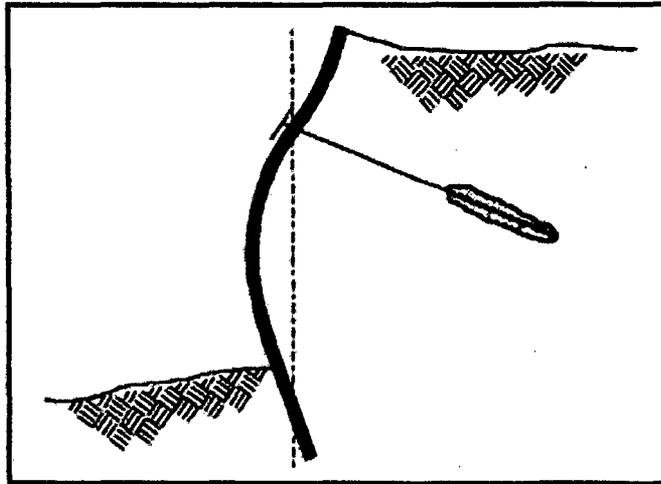


Figura 2.28. - Falla por flexión del muro

2.4.7 Fallas del Muro antes de la Colocación del Primer Anclaje

Generalmente este tipo de falla se presente debido a que el primer estrato suele ser el menos competente, con lo cual ocurren desprendimiento por la excavación sin sostenimiento en una primera etapa, esta falla se puede solucionar proponiendo banquetas de mayores dimensiones para el primer nivel, así como la rapidez en su construcción.

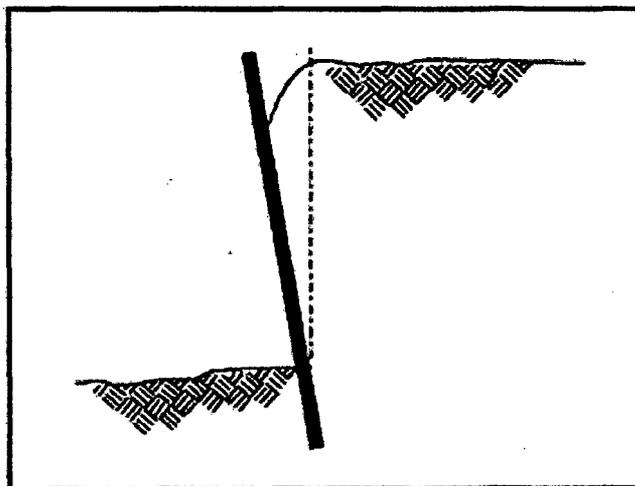


Figura 2.29. - Falla del muro antes de la instalación del primer anclaje

2.4.8 Fallas por Vuelco Este tipo de falla se presente debido a que el momento de volteo resistente es menor al momento actuante, con lo cual la condición de

estabilidad al vuelco se ve afectada. Es una condición estructural a ser analizada.

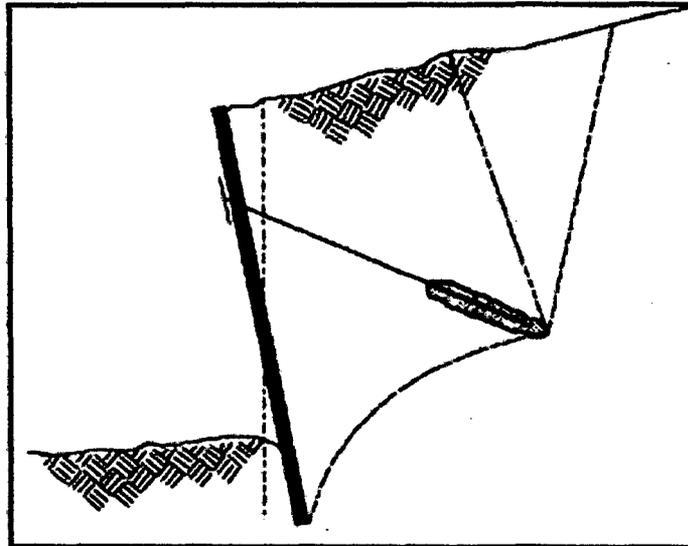


Figura 2.30. - Falla por vuelco

2.4.9 Falla por Bloque o Deslizamiento, Falla Generalizada Rotacional de la Masa Estas fallas involucran el deslizamiento del suelo por resistencia cortante o una falla general rotacional. Estas fallas se analizan por el método de los bloques, especificados por el método alemán (Kranz Generalizado) y el método brasilero (Costa Nunes), así como el método de equilibrio límite empleando superficies de falla circulares y poligonales. Es muy importante tener en cuenta que la estabilidad tiene que ser asegurada durante todas las etapas de construcción, especialmente en aquellos procesos en los cuales los anclajes no han sido tensados. Para incrementar la estabilidad de la excavación se utiliza banquetas de seguridad.

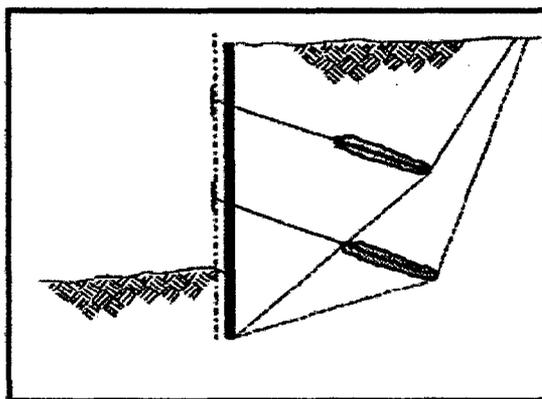


Figura 2.31. - Falla por bloque, método alemán

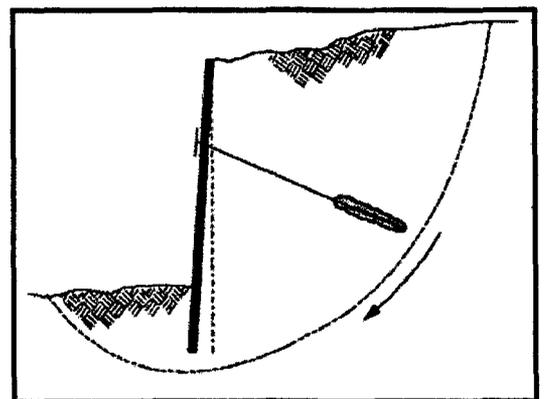
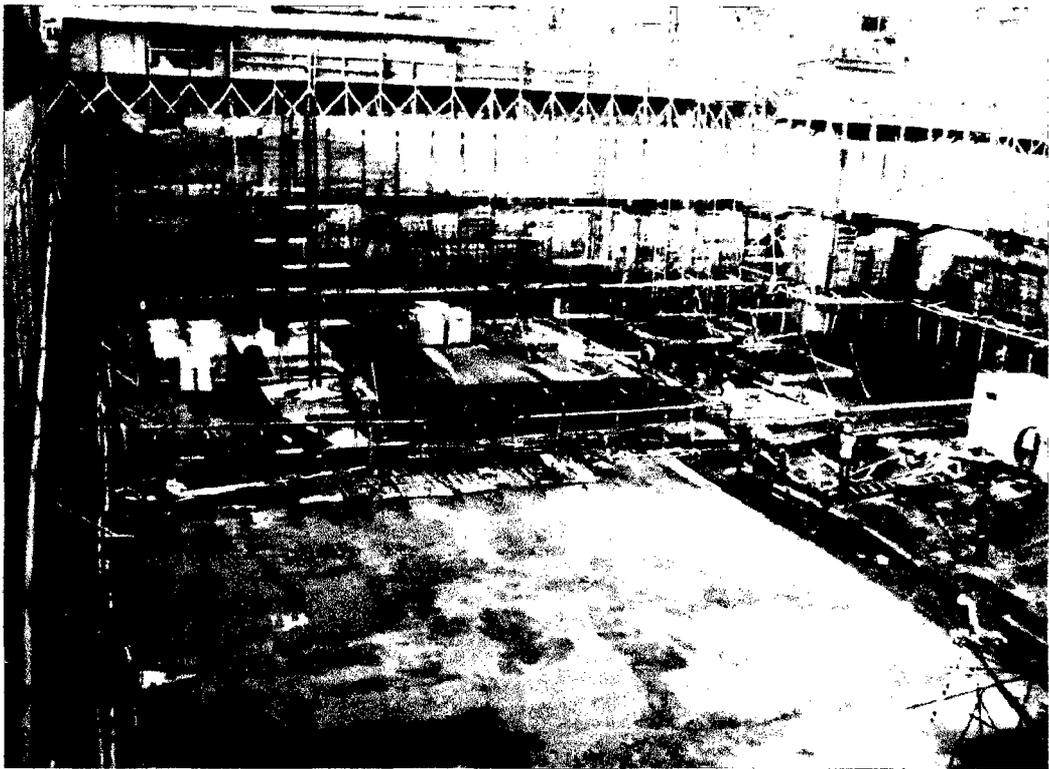


Figura 2.32. - Falla General

2.4.10 Falla en Muro tipo Berlínés Anclado por Volteo Se puede apreciar la falla del sistema de muro Berlínés que se presentó en la estabilización en una obra en Viña del Mar, Chile. El tipo de falla que se presentó fue principalmente el de volteo, debido a que el momento de volteo resistente fué menor al momento actuante, con lo cual la condición de estabilidad al vuelco se vió afectada. Esto se debió principalmente al no elegir un último nivel necesario, sobre todo en tipo de suelos blandos, donde la restricción de deformaciones se hace más importante que en suelos rígidos como la Grava de Lima.



Fotografía 2.7. - Muro anclado berlinés en Viña del Mar, obsérvese sólo una línea de anclajes.



Fotografía 2.8. - Muro anclado berlinés en colapso. 24-10-2008.

2.4.11 Falla en Muro Anclado en Brasil por Estabilidad Global

La Fotografía 2.9 muestra una sección de 8m de un muro anclado de cuatro líneas de anclajes, el cual falló durante su construcción. El suelo conforma un Gneiss saprolítico presentando valores de N por arriba de 25 golpes, no había presencia de nivel de agua. La Figura 2.33 muestra el diseño original que contemplaba un factor de seguridad de 1.5, sin embargo se observó que durante la construcción este factor de seguridad bajo hasta el estado límite debido a una excavación excesiva, con sólo dos líneas superiores de anclajes que fueron tensados, como se observa en La Figura 2.34. Esta falla puede ocurrir antes del tensado de los anclajes del último nivel si es que se excava mas de lo contemplado en el nivel de diseño.

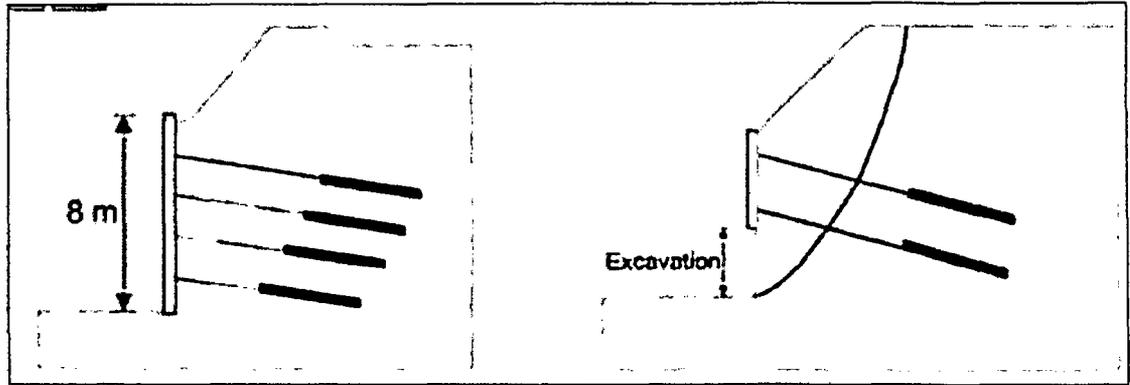


Figura 2.33. - Diseño original del muro antes que falle con un FS=1.5.

Figura 2.34. - Factor de seguridad menor a la unidad debido a la sobre excavación.



Fotografía 2.9. - Falla de muro anclado durante su construcción. Fuente : Handbook of slope stabilisation J. A. R. Ortigão, Alberto S. F. J. Sayao. Ref(10)

CAPITULO III: CARACTERÍSTICAS, CONSTRUCCIÓN, ANALISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS PARA EXCAVACIONES PROFUNDAS

3.1 El Sistema de Muros Anclados

En el proceso de estabilización de masas de tierra en excavaciones, la utilización de los muros anclados, conocidos en nuestro país como muros pantalla, es una herramienta que viene siendo utilizada en el rubro de la construcción en nuestro país desde los años 90. De acuerdo a su permanencia en el tiempo, existen dos tipos de muros anclados:

3.1.1 Muros Anclados Permanentes, utilizados para estabilización de taludes, con el objetivo de proteger estructuras en diferentes obras, en donde el problema de estabilidad sea permanente, dando sólo los anclajes a través del tiempo la estabilidad al suelo, estos deberán ser monitoreados a lo largo de su vida útil.

3.1.2 Muros Anclados Temporales, utilizados para estabilización de taludes, con el objetivo de limitar el área de la excavación, asegurando la estabilidad del talud, por un periodo corto de tiempo, son utilizados en los procesos de excavaciones para sótanos en edificaciones, retirándolos en cuando la estructura sea armada y soporte las presiones laterales del suelo.

3.2 Partes Principales del Sistema de Muros Anclados

A continuación se muestra la descripción y esquema en la Figura 3.1 y 3.2 que representa una sección típica de un muro anclado, describiendo sus principales partes:

3.2.1 Longitud Libre: Tendones que transmiten la carga de trabajo a la zona del bulbo para desarrollar las fuerzas que permitirán estabilizar la excavación y o talud, esta parte no deberá ser rellenada con lechada.

3.2.2 Longitud del Bulbo: Tendones cubiertos con lechada de cemento con una cierta longitud de diseño necesaria para transmitir la carga de trabajo, típicamente se usan reinyecciones para alcanzar la resistencia al jalado necesaria de estos elementos.

3.2.3 Muro Estructural o Muro Pantalla: Muro de concreto armado diseñado según las condiciones de carga impuestas por el terreno, ya sea estáticas (reposeo y activas), sísmicas, que para el caso de sótanos de edificaciones sirven como el muro final de la construcción. Estos muros típicamente experimentan flexión en los dos sentidos, debiendo verificarse esto en las dos direcciones. Es importante recalcar que en la zona de la colocación del anclaje, se debe verificar la inclusión de un refuerzo por corte o punzonamiento, dado que esta pequeña área estará expuesta a fuerzas de corte de magnitudes iguales a las cargas de diseño del anclaje: 60, 70, 80, 90 toneladas, según diseño.

3.2.4 Cimentación: La cimentación requerida deberá soportar las cargas de gravedad del edificio y-o estructura, luego de haberse destensado los anclajes temporales, de ser necesario se debe incluir un cimiento corrido para transmitir el bulbo de esfuerzos a una zona de mayor profundidad.

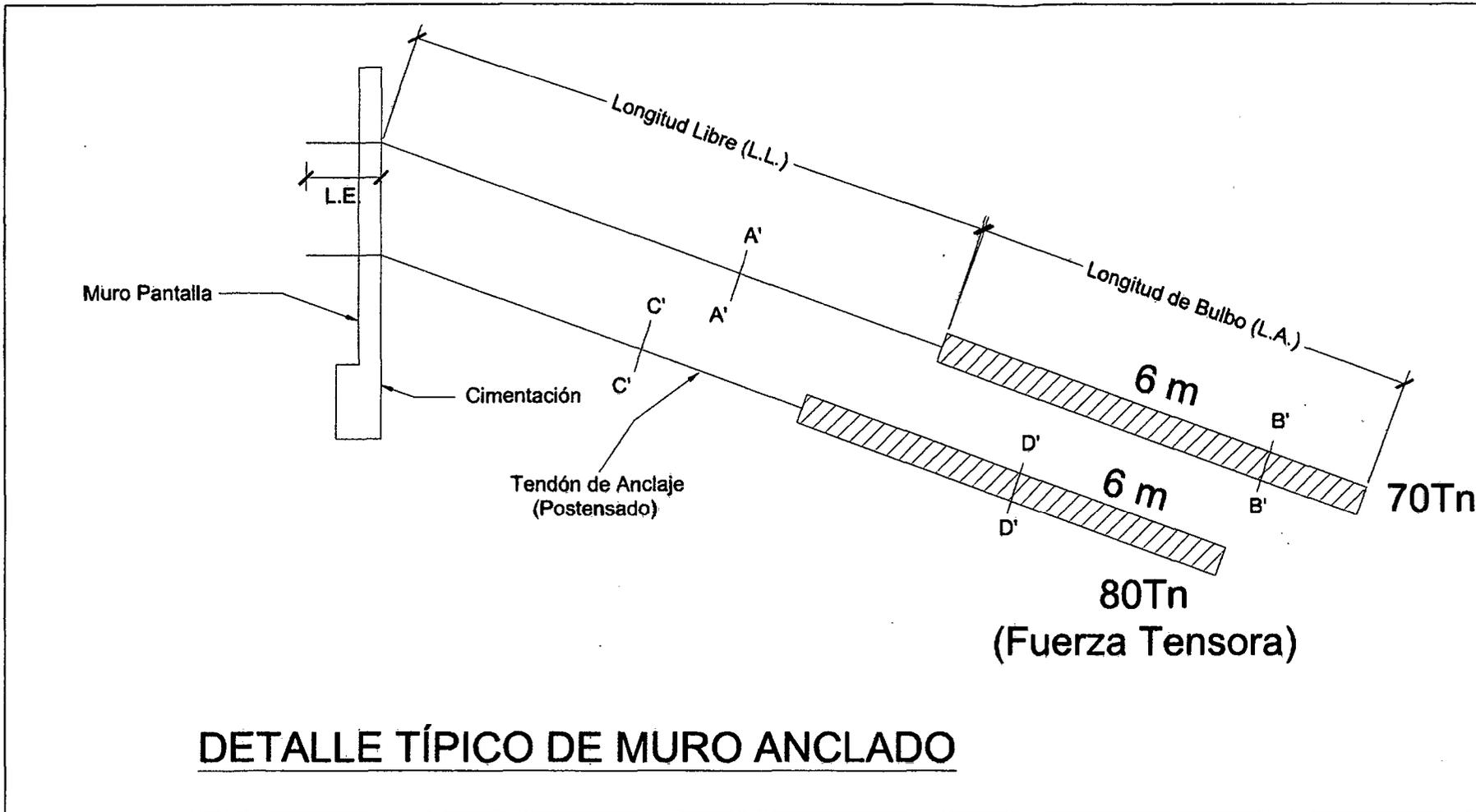


Figura 3.1. - Vista transversal de las partes del sistema de un muro anclado

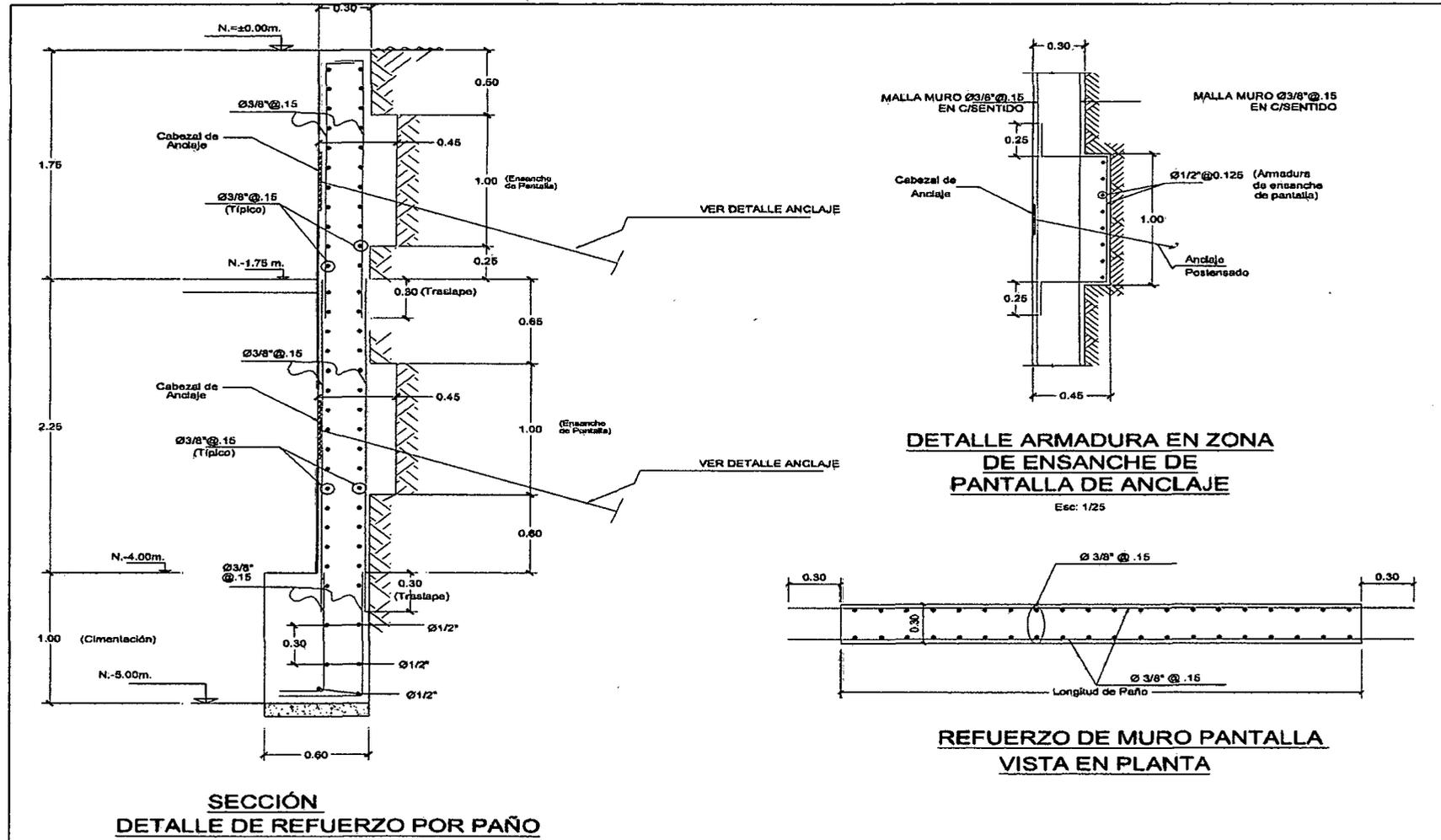


Figura 3.2.(a) - Vista transversal de las partes del sistema de un muro anclado

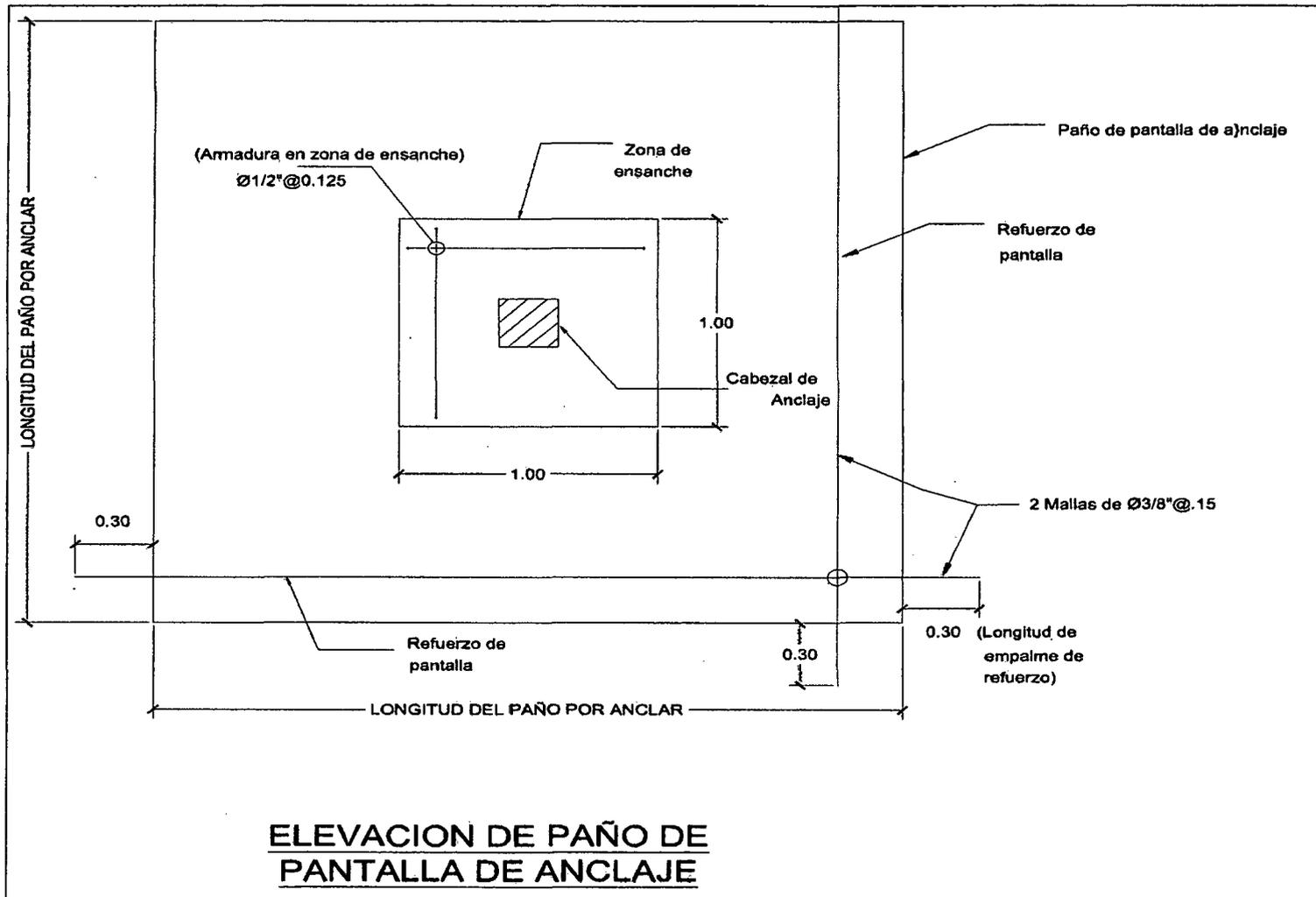


Figura 3.2.(b) - Detalle de refuerzo por corte en la zona de anclaje

3.3 Ventajas de los Muros Anclados

- Son ejecutados rigurosamente en el límite del terreno y no avanza en el terreno vecino.
- No necesitan de sobre excavación en el terreno vecino y una vez concluido forma parte de la estructura de la edificación principal.
- Disminuyen considerablemente los plazos de ejecución de los sótanos.
- Son técnicamente más adecuados a comparación de las calzaduras, para alturas mayores a 15m.
- No tienen limitación de profundidad. En la ciudad de Lima fueron construidos muros de hasta 23 metros de profundidad un ejemplo es el Edificio “El Capital”, ubicado en el distrito de San isidro, obra construida por GyM.
- Disminuye la probabilidad de accidentes e inclusive disminuye el costo de los proyectos.
- A diferencia de los muros tradicionales, que se sustentan en su cimentación para soportar las presiones de tierra, son soportados por el propio suelo que trata de empujarlos a través de la incorporación de anclajes apropiados.
- Tienen la capacidad para resistir grandes presiones horizontales, grandes alturas de tierra y sobrecargas, sin incrementar significativamente el espesor de su sección.

3.4 Secuencia Constructiva de los Muros Anclados

El presente estudio describe las etapas a seguir durante la construcción de los muros anclados, sin embargo es necesario indicar que durante la construcción pueden existir variaciones según las necesidades de la obra o factores imprevistos que puedan presentarse que cambiaría el diseño.

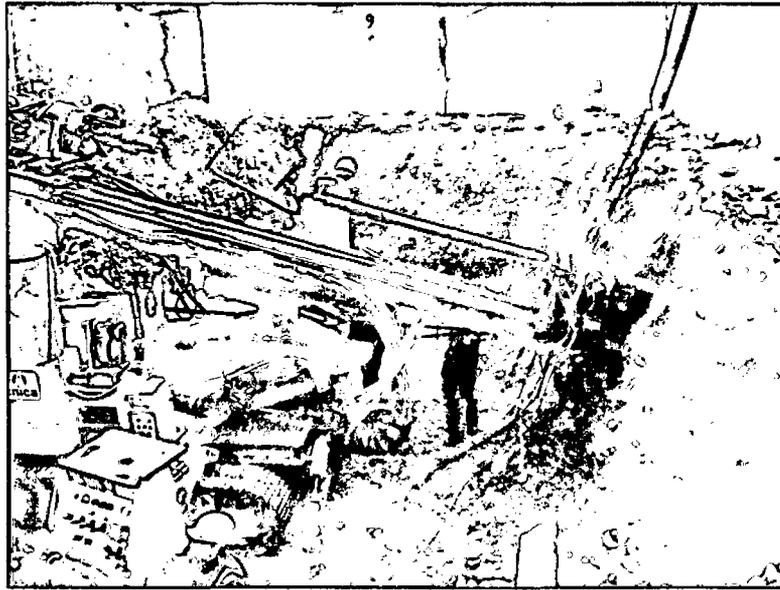
En forma general, los muros serán ejecutados por etapas en forma descendente; es decir, conforme la excavación progresa, el muro se ejecuta en franjas horizontales. Cada franja o nivel horizontal se ejecuta por paños intercalados hasta completar la misma franja. La excavación debe ser realizada con mucho cuidado para evitar demasiada alteración del sub-suelo. A continuación se describe la secuencia constructiva:

3.4.1 Fases de Construcción

La excavación se realiza desde el nivel de superficie de terreno (+0.00 m) hasta el nivel -3.00 m (por ejemplo, según diseño) dejando un contrafuerte de terreno natural de aproximadamente 1.00 m en la superficie y 1.50 m en el nivel -3.00 m según se muestra en la Fotografía 3.1. Cabe señalar que la excavación debe ser ejecutada conservando en lo posible la horizontalidad del terreno y que por ningún motivo debe descalzarse el talud en forma vertical. Una vez terminado el nivel de perforación, se procede a la ubicación de los puntos de perforación con equipo topográfico y según planos; luego se ejecuta la perforación e instalación de los anclajes. Instalados los anclajes se procede a la inyección de los bulbos de anclaje, empleando una bomba de inyección de mortero como se observa en la Fotografía 3.2.

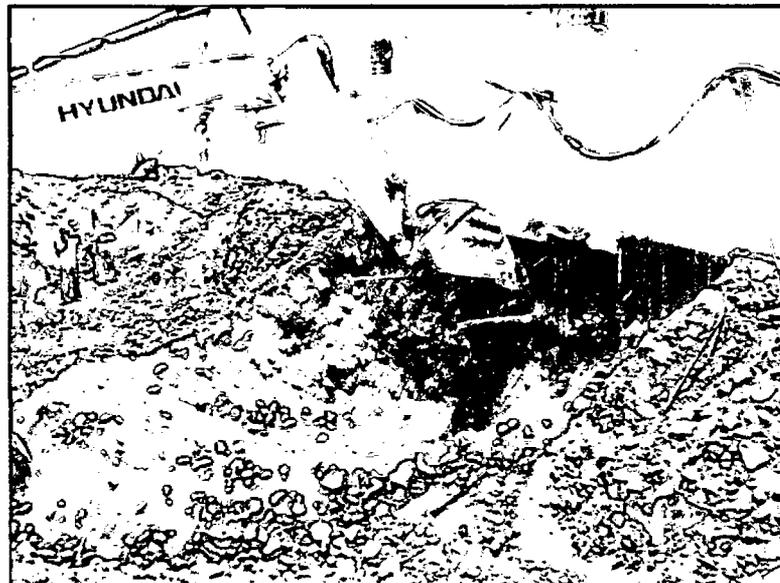


Fotografía 3.1. - Primera etapa de excavación hasta -3.00m, obsérvese los contrafuertes naturales dejados en el perímetro del terreno para aprovechar la resistencia pasiva



Fotografía 3.2. - Perforación e instalación de los anclajes

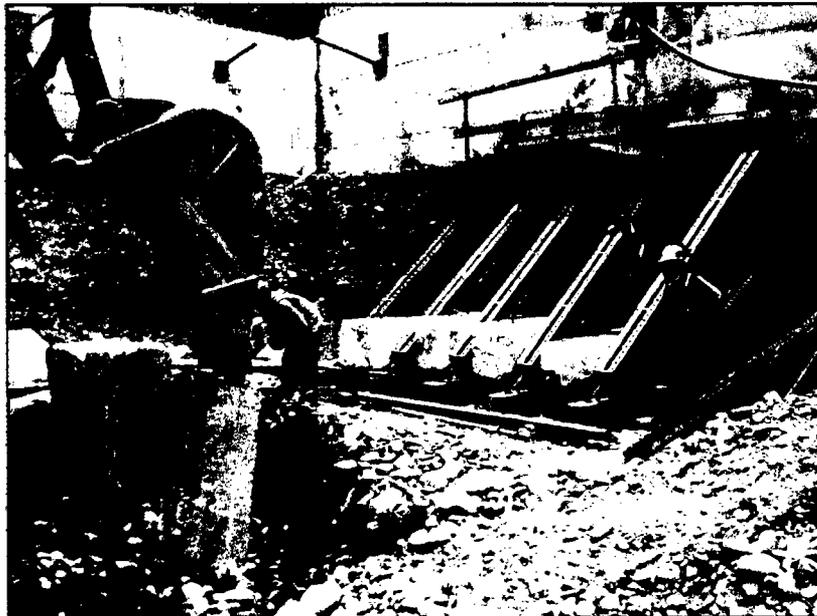
Instalados e inyectados los anclajes se procede a la construcción del muro pantalla en forma alternada, ejecutando primero los paños intercalados y una vez tensados, se procede a la construcción de los paños restantes. Se debe tener en cuenta que la cuña de seguridad (perfilado) sólo debe ser removida antes de la construcción del muro. Asimismo se debe tener especial cuidado en dejar los aceros de espera necesarios para la armadura del muro.



Fotografía 3.3. - Perfilado del muro para colocar la armadura, obsérvese los empalmes.



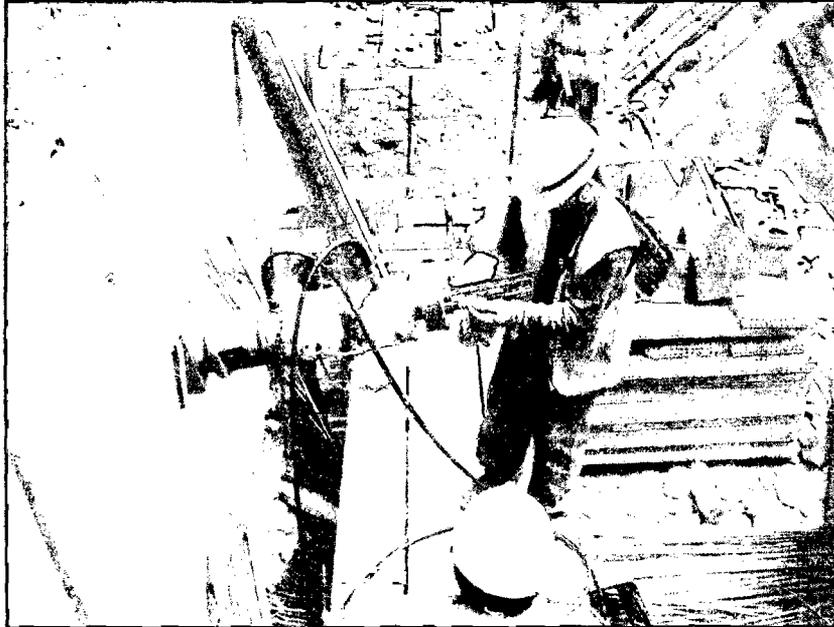
Fotografía 3.4. - Pañeteo del terreno.



Fotografía 3.5. - Encofrado de muro, obsérvese lo bloques para aprovechar el empuje pasivo y la fricción del terreno respectivamente además todos los anclajes de la primera línea tensados.

Una vez colocado el muro según la Fotografía 3.5., se procede a tensar el anclaje hasta la carga de diseño como se observa en la Fotografía 3.6. Para iniciar la excavación de

la 2º plataforma de trabajo deben estar necesariamente tensados todos los anclajes de la 1º línea. Recién después del tensado de los paños, se procederá con la segunda y demás etapas de excavación que se hará en forma similar a las anteriores, hasta llegar a la profundidad indicada como se muestra en la Fotografía 3.7.



Fotografía 3.6. - Tensado del Anclaje



Fotografía 3.7. - Seis niveles de anclajes terminados, 22m de profundidad. Edificio Capital

Para iniciar la excavación de la última etapa donde ya no hay anclajes deben estar necesariamente tensados todos los anclajes de la última línea. Recién después del tensado de todos los paños, se procederá con la última etapa de excavación que corresponde sólo al volumen mínimo necesario para construir la cimentación de los muros estructurales, como se muestra en la Figura 3.2(a). La construcción del muro de esta última etapa se hace también en forma alternada. Se debe tener en cuenta que la cuña de seguridad sólo debe ser removida antes de la construcción de los elementos estructurales (tramo de muro y cimentación), e inmediatamente concluida la ejecución de los mismos, el terreno excavado deberá ser restituido y compactado, para proporcionar confinamiento lateral. Todas estas etapas como se ha descrito son repetitivas, variando sólo los niveles de excavación.

3.5 Criterios para determinar la resistencia de la Parte Anclada

La interacción del proceso análisis-diseño de un sistema de sostenimiento temporal de muros anclados, comprende determinar las fuerzas de diseño para cada línea de anclaje, asociándose estas a longitudes de anclaje, tanto de una parte libre como de una parte anclada, esta última más conocida como bulbo. La resistencia máxima o capacidad última que puede soportar la interacción suelo-anclaje está dada principalmente por el tipo de suelo y las características geométricas de la parte inyectada con la lechada de cemento (bulbo) y sólo podrán ser conocidas cuando se realice una prueba de jalonamiento, "pull-out" test. En primer termino se hace referencia al principio y suposiciones básicas que gobiernan las resistencias al jalado del bulbo del anclaje, seguidamente se presenta metodologías que tratan en buena manera de hallar la tensión máxima que puede soportar un anclaje, involucrando las características mencionadas anteriormente, basadas en cuantiosas pruebas de campo abordadas por diferentes fuentes, todas ellas conservando el concepto de resistencia dadas por el bulbo y el suelo presente en una excavación. Estas metodologías que no necesariamente representan con precisión el problema, se basan en un modelo simple, lejos de simular el problema real pero que han sido calibradas con las numerosas pruebas experimentales realizadas in situ, para diversas condiciones, así se tiene una metodología confiable de diseño, pero asociada a un factor de seguridad relativamente alto comparado con otros problemas de la mecánica de suelos, por las consideraciones

ya explicadas, y dado que los resultados experimentales son relativamente muy dispersos cuando son comparados con el modelo teórico.

3.5.1 Una Expresión Teórica General para la Longitud Anclada

Para anclajes de sección anclada recta, el esfuerzo cortante promedio a través del bulbo puede ser relacionado con la carga aplicada mediante la siguiente relación.

$$T = \pi.D.L.\tau$$

Ec(3.1)

Donde: D, es el diámetro promedio y L, la longitud anclada y τ es la resistencia unitaria cortante al jalado. Esta simplificación es aceptada por diversos códigos e investigadores: (DIN, NBR, PTI, Fargeot, 1972; Mascardi, 1973; White, 1973), siendo válidos para las siguientes suposiciones:

- La transferencia de carga del bulbo hacia el suelo ocurre uniformemente sobre la longitud anclada
- El agujero realizado conserva sus dimensiones
- El criterio de diseño es ubicar la parte anclada fuera de la superficie potencial de falla, de tal modo que la transferencia de carga sea en toda la longitud.
- Los anclajes son lo suficientemente largos y profundos, falla "dúctil"
- Para anclajes de forma cilíndrica se asume que la resistencia cortante es movilizadas a través de la interfase del agujero libre y uniformemente distribuida a lo largo de la longitud anclada.
- La carga total será resistida en este tramo, no teniendo participación la longitud libre.
- Bajo estas condiciones, la resistencia cortante total desarrollada en la interfase es una función de las dimensiones de la longitud anclada y las cargas aplicadas.
- Sin embargo, trabajos experimentales y teóricos han mostrado que la resistencia cortante entre el suelo y la parte anclada es más compleja que la idealización anterior como se mostrará en el Capítulo 3.8.2.2. de modelos constitutivos de la interacción anclaje-suelo, esta complejidad da un alcance de una distribución no uniforme de resistencia.

- La resistencia de la parte anclada es también conocida por depender de las propiedades del suelo
- Un incremento en la densidad relativa de las arenas y gravas incrementa el ángulo de fricción interna, que hace incrementar la resistencia friccionante en la interfase.
- Las condiciones de operación en campo también inciden en la resistencia.

3.5.2 Método de la Norma NBR-5629

La norma brasilera NBR-5629 recomienda para un valor estimativo preliminar de la capacidad de carga límite del anclaje, el uso de las siguientes expresiones:

Para suelos granulares:

$$T_{\max} = \sigma_z' \cdot U \cdot L_b \cdot K_f \quad \text{Ec(3.2)}$$

Para suelos cohesivos:

$$T_{\max} = \alpha_o \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad \text{Ec(3.3)}$$

Donde:

T_{\max} = Capacidad de carga límite o última

σ_z' = Esfuerzo vertical efectivo en el punto medio del anclaje

U = Perímetro promedio de la sección transversal del bulbo del anclaje

L_b = Longitud del bulbo del anclaje

K_f = coeficiente de anclaje dado en el Cuadro 3.1

α_o = coeficiente reductor de resistencia por cizalla no drenada (S_u)

Cuadro 3.1. - Coeficiente K_f de suelos granulares NBR-5629

Suelo	Compacidad		
	Suelta	compacta	Muy compacta
Limo	0.1	0.4	1.0
Arena Fina	0.2	0.6	1.5
Arena Media	0.5	1.2	2.0
Arena gruesa y pedregones	1.0	2.0	3.0

Este método no toma en cuenta la presión de inyección y otras variables, tomando coeficientes empíricos que calibran el modelo. La norma NBR 5629 admite que para la inyección del bulbo del anclaje, la inyección del bulbo de cemento, puede ser del tipo simple con flujo ascendente en fase única, o a través de válvulas en fases sucesivas, a criterio de la empresa ejecutora, si son garantizados la terminación del agujero abierto en el suelo y la capacidad de carga prevista para el anclaje.

3.5.3 Métodos de Ostermayer (1974)

Ostermayer (1974) Ref(21), realizó ábacos que relacionan la longitud del bulbo del anclaje con las capacidades de carga última del anclaje en base al análisis de aproximadamente 300 ensayos realizados en Alemania, en anclajes con diámetro de perforación entre 10 y 20 cm, y con cobertura de suelo superior de 4m. La Figura 3.3 presenta correlaciones hechas por Ostermayer para suelos granulares sin indicar los procedimientos de inyección ni los valores de presión de inyección.

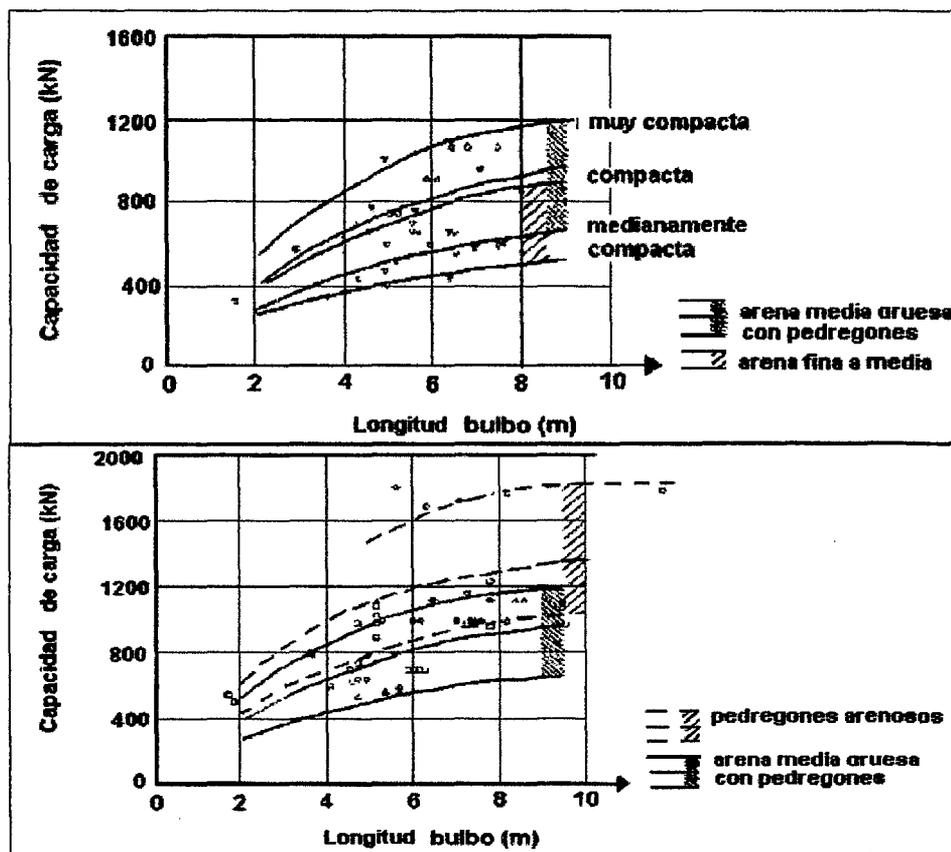


Figura 3.3. - Capacidad de carga límite de anclajes en suelos granulares según Ostermayer

Ostermayer también realizó ensayos similares para suelos cohesivos, medianamente a altamente plásticos.

3.5.4 Métodos de Bustamante y Doix (1985)

El método esta basado en mas de 120 pruebas realizadas en Francia, donde sugieren un método para el dimensionamiento de los anclajes, en el cual se consideran efectos tales como la presión de inyección y el volumen de cemento inyectado.

La capacidad máxima del anclaje viene dada por:

$$T_{\max} = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s \quad \text{Ec(3.4)}$$

$$D_e = \beta \cdot D_p \quad \text{Ec(3.5)}$$

Donde:

D_e = Diámetro medio para el tramo anclado

D_p = Diámetro perforado para el tramo anclado

L_b = Longitud del tramo anclado

β = Coeficiente de aumento del diámetro del bulbo debido a la inyección

q_s = Resistencia al cizallamiento o Cortante.

El Cuadro 3.2 muestra valores para el coeficiente β , según el tipo de suelo, y la técnica de inyección, de tal manera que el volumen inyectado sea por lo menos 1.5 veces el volumen perforado, para tomar los valores del Cuadro. Como se esperaba mayores valores de β son posibles para anclajes reinyectados.

Bustamante y Doix (1985), Fujita (1977), Ostermayer y Scheele(1977), Ostermaryer(1974), Koreck (1978) y Jones (1980,1984), Ref(3) en cientos de pruebas empíricas realizadas para arenas y gravas, muestran valores para q_s , mostrados en la Figura 3.4 y Figura 3.5 donde P_1 representa el valor de presión limite con el ensayo presiométrico y N el numero de golpes con el ensayo SPT, presentándose dos líneas, la superior asociada a niveles de resistencia con técnicas de reinyección y la inferior sin dichas técnicas..

Cuadro 3.2. - Coeficiente de mayoración β del diámetro del bulbo por la inyección

Tipo de Suelo	Coeficiente β	
	Con reinyección	Sin reinyección
Grava	1.8	1.3 – 1.4
Grava arenosa	1.6 – 1.8	1.2 – 1.4
Arena con Grava	1.5 – 1.6	1.2 – 1.3
Arena gruesa	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Arena media	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Arena fina	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Arena Limosa	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Limo	1.4 – 1.6	1.1 – 1.2
Arcilla	1.8 – 2.0	1.2

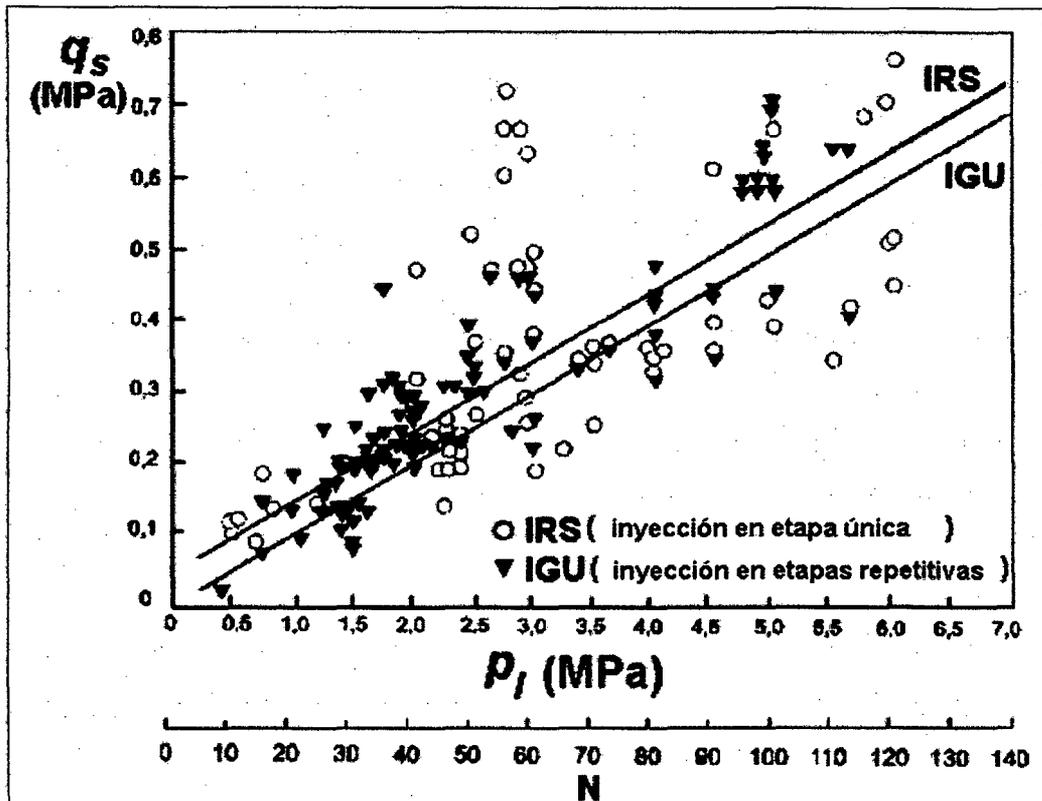


Figura 3.4. - Correlaciones empíricas para el cortante o cizallamiento por unidad de longitud en arenas y gravas (Bustamante/Doix 1985)

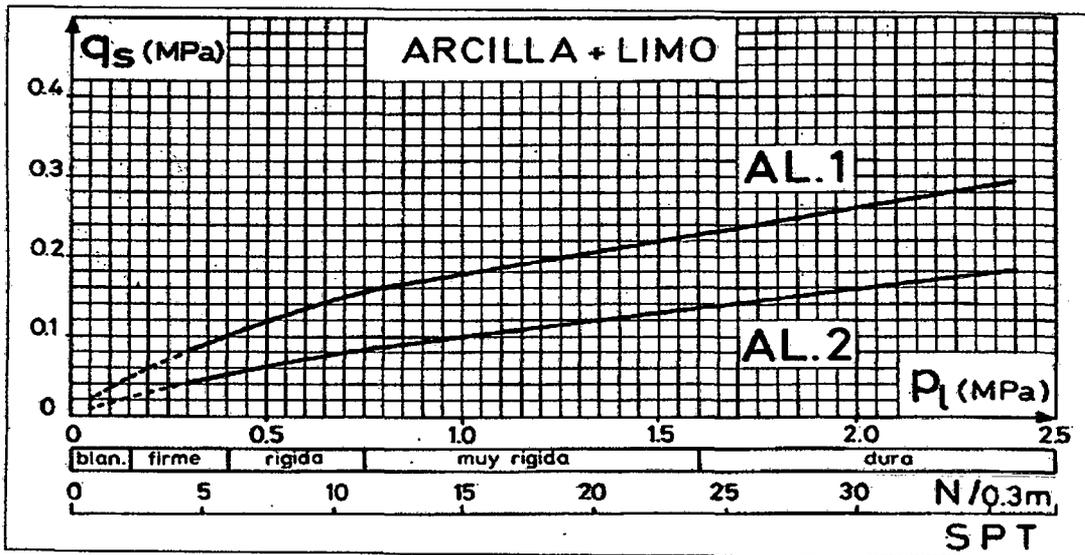


Figura 3.5. - Correlaciones empíricas para el cortante o cizallamiento por unidad de longitud en arcillas y limos (Bustamante/Doix 1985)

3.5.5 Método de Costa Nunes (1987)

Un procedimiento semejante al de Bustamante y Doix (1985), Ref(20), puede ser considerado, con la diferencia que en este método se considera la influencia del reinyectado de una forma cuantitativa.

$$T_{\max} = \pi \cdot D_e \cdot n_d \cdot L_b \cdot n_l \cdot \tau \quad \text{Ec(3.6)}$$

Donde:

D_e = Diámetro medio del bulbo

n_d = Coeficiente de aumento de diámetro debido a la presión de inyección

L_b = Longitud del bulbo

n_l = Coeficiente de reducción de longitud por la presión no uniforme sobre el mismo, considerar $n_l=1$ para longitudes hasta 8m.

τ = Resistencia al cizallamiento en la interfase bulbo suelo.

Para la estimación de la resistencia cortante, Costa Nunes (1987), considero el modelo de ruptura Mohr-Coulomb, considerando una presión residual según las Ecuaciones 3.7 y 3.8.

$$\tau_f = c + (\sigma' + \sigma_r') \operatorname{tg} \phi \quad \text{Ec(3.7)}$$

$$\tau_f = c + (\gamma_c h n_h + \sigma_r) \tan \phi$$

Ec(3.8)

Donde:

c = cohesión del suelo

γ_c = Peso Específico del suelo a una profundidad al centro del bulbo

h = profundidad al centro del bulbo.

n_h = factor de corrección cuando esta a una superior a 9m

ϕ = ángulo de fricción interna

De acuerdo a Costa Nunes, en la mayoría de los casos se puede tomar

$n_h = n_b = n_d = 1$.

Es importante recalcar que los valores hallados para las fuerzas máximas de tensión para los anclajes, nos sirven para evaluar un diseño desde el punto de vista de resistencia, dado que las fuerzas de diseño especificadas en los planos de sostenimiento temporal deberán ser menores a las calculadas por estos métodos, tomándose en cuenta un factor de seguridad que varía desde 1.5 a 2, tanto para anclajes temporales como permanentes, respectivamente.

3.5.6 Valores típicos de resistencia última unitaria al jalado

De los métodos anteriormente descritos una de las más grandes incógnitas para el predimensionamiento es el cálculo del valor de la resistencia cortante al jalado, denominado en ingles "*unit skin friction*". En la literatura estudiada se tienen valores típicos de acuerdo al tipo de suelos dados por el "Geotechnical Engineering Circular No. 4; Ground Anchors and Anchored Systems", y "Recommendations for prestressed rock and soil anchors" del Post Tensioning Institute (PTI). Dichos valores se resumen en los Cuadros 3.3. y 3.4. respectivamente.

Cuadro 3.3. – Valores últimos de transferencia de carga según Geotechnical Engineering Circular No. 4 - FHWA; Ground Anchors and Anchored Systems. Ref(1)

Table 6. Presumptive ultimate values of load transfer for preliminary design of small diameter straight shaft gravity-grouted ground anchors in soil.

Soil type	Relative density/Consistency (SPT range) ⁽¹⁾	Estimated ultimate transfer load (kN/m)
Sand and Gravel	Loose (4-10)	145
	Medium dense (11-30)	220
	Dense (31-50)	290
Sand	Loose (4-10)	100
	Medium dense (11-30)	145
	Dense (31-50)	190
Sand and Silt	Loose (4-10)	70
	Medium dense (11-30)	100
	Dense (31-50)	130
Silt-clay mixture with low plasticity or fine micaceous sand or silt mixtures	Stiff (10-20)	30
	Hard (21-40)	60

Note: (1) SPT values are corrected for overburden pressure.

Cuadro 3.4. – Valores promedio de transferencia de carga última para suelos no cohesivos según y "Recommendations for prestressed rock and soil anchors" Post Tensioning Institute (PTI) Ref(22)

ANCHOR TYPE	AVERAGE ULTIMATE BOND STRESS-SOIL/GROUT	
	MPa	PSI
• Gravity Grouted Anchors (Straight Shaft)	0.07 - 0.14	10 - 20
• Pressure Grouted Anchors (Straight Shaft)		
- Fine-Med. Sand, Med. Dense-Dense	0.08 - 0.38	12 - 55
- Med.-Coarse Sand (w/gravel), Med. Dense	0.11 - 0.66	16 - 95
- Med.-Coarse Sand (w/gravel), Dense - Very Dense	0.25 - 0.97	35 - 140
- Silty Sands	0.17 - 0.41	25 - 60
- Dense Glacial Till	0.30 - 0.52	43 - 75
- Sandy Gravel, Med. Dense-Dense	0.21 - 1.38	31 - 200
- Sandy Gravel, Dense-Very Dense	0.28 - 1.38	40 - 200

3.5.7 Hoja de cálculo de modelos de resistencia de anclajes

En el Anexo A se detalla el manual de usuario de una hoja de cálculo elaborada por el autor en base a los modelos de resistencia descritos anteriormente, explicando la entrada de datos y una tabla resumen de las fuerzas de anclajes calculadas por las distintas metodologías presentadas, asociados a un factor de seguridad.

CUADRO RESUMEN		
	Fuerza Máxima TON	
Método	FS - 1.5	FS - 2
NBR 5629	24.80	18.60
BUSTAMANTE Y DOIX	97.99	73.50
COSTA NUNES	7.47	5.60
Promedio	43.42	32.57
Elaborado por:		
Alfonso Armando Cerna Díaz		
Miembro del Convenio UNI - GyM		

Figura 3.6. – Hoja de cálculo para evaluación de resistencia en la parte anclada de un anclaje (Cerna, 2011)

3.6 Criterios para el dimensionamiento del sistema de anclajes

Los anclajes colocados al terreno, tienen que pasar por un proceso de calidad o de verificación de sus propiedades, que nos da como resultado la confirmación del anclaje en una zona adecuada para su localización, que algunas veces puede diferir para cada anclaje en una misma obra, y también puede predecir el futuro comportamiento del anclaje así como los errores en la etapa de diseño e instalación. Este proceso está regido por normas estandarizadas, que si bien es cierto algunas de ellas varían en pequeños detalles, el concepto general es el de tomar en cuenta las características del material, así como las demandas de anclaje de la estructura, dicha concepción es igual en cualquier lugar. Este proceso de calidad tiene por objetivo validar la capacidad de carga de los anclajes, en base a ensayos insitu de carga y descarga, que nos dará como resultado gráficos de esfuerzo-deformación, donde podremos observar y verificar dos zonas de deformación: *La deformación permanente, y deformación elástica.*

3.6.1 De la carga transmitida al terreno.

En la práctica según el tipo de suelo se recomienda valores máximos de presiones transmitidas al terreno, por el efecto del tensionamiento, según:

Cuadro 3.5. – Esfuerzo transmitido máximo al terreno, experiencia en Lima

Tipo de Suelo	Esfuerzo máximo (kg/cm ²)
Grava Arenosa – Conglomerado de Lima	5
Arena medianamente densa	2
Relleno limo arcilloso	0.7

3.6.2 De los aspectos geométricos del anclaje.

Como principio, una posición horizontal del anclaje es más adecuada para desarrollar los esfuerzos de tensión en la masa del suelo; sin embargo estos no siempre se pueden desarrollar, ya sea por detalles constructivos, debido a cimentaciones vecinas existentes o líneas de agua o desagüe, o problemas en la instalación misma, que establecen el dimensionamiento y ubicación de los anclajes.

Problemas relacionados con la ejecución del agujero y la introducción de la lechada de cemento, se muestran para valores menores a 10° -15°. Sin embargo en ciertos casos valores del orden de 20 a 45° de inclinación pueden presentarse por presencias de ductos, cimientos vecinos, que se encuentran cercanos al nivel del muro anclado, o también por la presencia del suelo competente a anclar muy por debajo de la cabeza del anclaje, lo que refiere soluciones tales como aumentar la longitud del anclaje o aumentar el ángulo de inclinación. Para la grava se Lima la experiencia que valores entre 15° y 20° grados son valores recomendados.

Aspectos relacionados a la longitud total, (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976), Ref(10) desarrollaron sugerencias mostradas en la Figura 3.7 siguiente y que resume:

- Los bulbos de los anclajes deben estar situados fuera de la cuña del empuje activo del suelo soportado por el muro anclado.

- Se recomienda que las longitudes de desarrollo de los bulbos estén por debajo de los 5 a 6m de la superficie del terreno, o por lo menos 3m por debajo de las cimentaciones, la base de esta recomendación son los efectos que tienen sobre la superficie o las fundaciones, las presiones de los bulbos en las capas superficiales.
- Un espaciamiento mínimo de 1.5m entre bulbos, de tal manera que los bulbos de esfuerzos no se superpongan y no se generen sobreesfuerzos, haciendo que los anclajes pierdan su capacidad. Pinelo (1980), utilizando métodos de elementos finitos, indicó utilizar espaciamientos mínimos según la Figura 3.7 y 3.8. Ref(5).
- La longitud libre inferior no debe ser inferior menor que 5 – 6m, de modo que las tensiones transmitidas al suelo a través del bulbo del anclaje, no ocasionen aumentos significativos de presión en el muro.
- Longitudes de bulbo menores a 3m no son aconsejables, el valor final depende de la capacidad de carga deseable del anclaje.

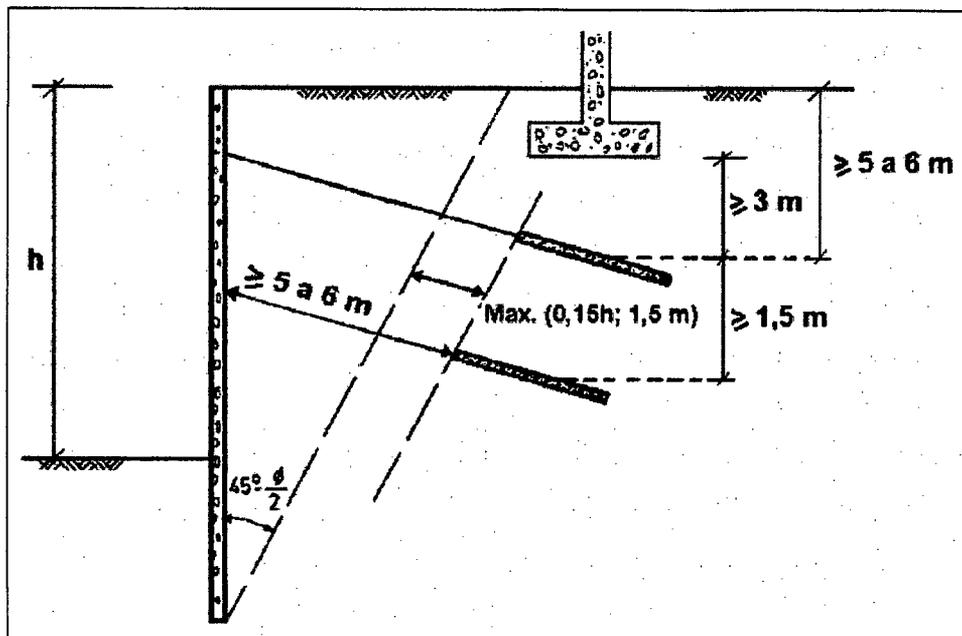


Figura 3.7. - Aspectos para el dimensionamiento de muros anclados (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976)

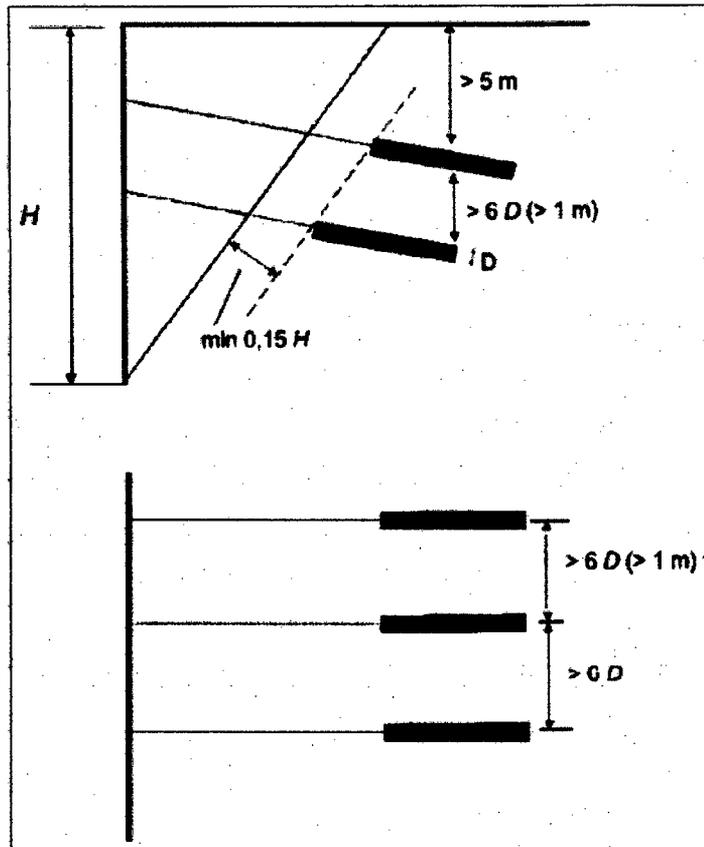


Figura 3.8. – Espaciamientos entre anclajes (Pinelo, 1980)

3.6.3 Del Comportamiento Mecánico de los Anclajes

Los estados límites o de resistencia última, están relacionados con la ruptura de la armadura y la ruptura por deslizamiento del bulbo en el macizo de suelo, mientras que el estado límite de trabajo, más importante se refiere a la deformación excesiva, con pérdida de pretensado, por fluencia del suelo que envuelve al bulbo del anclaje.

La tracción límite que corresponde a la ruptura de la armadura (T_a) se calcula a través la tensión límite de proporcionalidad en el acero para una deformación axial de 0.1% Segund Hobst y Zajic (1983), la pérdida de carga en el anclaje por relajación del acero, usualmente no sobrepasa el 10% de la carga pretendida, y puede ser considerada despreciable cuando el nivel de la carga pretendida o de trabajo no sobrepasa el 50% de la carga última (T_a).

La determinación de las tracciones límites correspondientes al deslizamiento del bulbo del anclaje y de la fluencia del suelo son determinados a partir de ensayos previos al anclaje, en el sitio de emplazamiento del anclaje, como una excavación profunda.

Para cada etapa de carga, las deformaciones de la cabeza del anclaje se miden en intervalos de tiempo predefinidos, efectuándose la descarga después de alcanzado los niveles de deformaciones. Las tracciones máximas no deben sobrepasar el 95% de la carga de tracción de ruptura de la armadura (T_a), o cuando se sepa la carga de trabajo del anclaje, se limite al 150% de este valor, sin sobrepasar, claro el $0.95xT_a$.

A partir de la interpretación de las deformaciones medidas en varios ciclos de carga en el ensayo, es posible estimar la capacidad de carga de los anclajes, para obtener su longitud libre efectiva y estimar la pérdida por fricción a lo largo de la longitud libre, la pérdida de carga por fricción en el tramo libre, puede ser observada con mayor o menor intensidad en prácticamente todos los anclajes, siendo fácilmente identificada por la alta rigidez presentada al inicio de la carga o por la reducción de la carga aplicada; sin ocurrencia de deformaciones no hay inicio de descargas. La norma NBR-5629 limita la pérdida de carga por fricción en el trecho libre en 15% de la carga máxima de ensayo del anclaje, siendo esta pérdida en general ocasionada por el deslizamiento del anclaje, ineficiencia del aislamiento de los cordones (cables), o la incorrecta lubricación de los tirantes en el trecho libre.

La longitud libre puede ser mayor o menor de lo proyectado dependiendo de la eficiencia de aislamiento, lubricación del tirante en el tramo libre, además de la mayor o menor concentración de material inyectado bajo presión entre la longitud de transición entre la longitud libre y anclada.

La Norma NBR-5629, establece los siguientes límites para la longitud del tramo libre efectivo, asumiendo el bulbo como indeformable:

- a) **Tramo libre efectivo máximo = Tramo libre proyectado + 0.5 Tramo anclado proyectado**

b) Tramo libre efectivo mínimo = 0.8 x Tramo libre proyectado

Novais Souza (2001) Ref(5), muestra la importancia de considerar al bulbo como un elemento deformable, enfatizando que la no consideración del elongamiento del bulbo dificulta la representación real del comportamiento del anclaje, principalmente relacionado a la relación a la definición del límite mínimo del tramo libre efectivo.

Según Novais Souza (2001), el procedimiento aceptado por la norma, aceptando un cuerpo rígido puede estar contra la seguridad, pues el tramo libre mínimo efectivo puede ser bastante menor, cuando el elongamiento del bulbo sea considerado. Debido a esta limitación se usa en la práctica pruebas de campo que permiten medir el buen comportamiento de un anclaje, uno de los utilizados en la práctica de Brasil es el ensayo de fluencia, cuyo objetivo es monitorear las deformaciones en la cabeza del anclaje con carga constante a lo largo del tiempo, para varios niveles de carga, teniendo en cuenta la determinación del coeficiente de fluencia CF, que representa un indicador del comportamiento del anclaje a lo largo de la vida útil en relación a su capacidad de mantenimiento de la carga aplicada.

La norma NBR considera aceptable un anclaje con coeficiente de fluencia menor o igual a 1mm (para bulbos en suelos arenosos), o 2mm (para bulbos en suelos arcillosos o limosos), con carga constante equivalente a 1.75 veces la carga de trabajo prevista para el anclaje.

$$CF = \frac{d_2 - d_1}{\log t_2 - \log t_1}$$

Ec(3.9)

Donde :

d1, d2: son los desplazamientos de los anclajes en los tiempos t1 y t2 respectivamente.

3.7 Análisis de Estabilidad de Muros Anclados

3.7.1 Introducción al Método de Equilibrio Límite

El método de equilibrio límite en el análisis de estabilidad de taludes por un método bidimensional se basa en la resistencia al deslizamiento de un talud, tomando en cuenta ciertas hipótesis en relación al mecanismo de falla, condiciones de equilibrio, nivel freático, resistencia cortante, etc. Grandes obras que involucraron la creación de taludes, tales como presas, terraplenes, excavaciones profundas, han sido diseñadas con esta metodología, habiéndose demostrado su versatilidad y adecuación. Esta versatilidad se observa por la precisión y simplicidad del cálculo numérico asociados a la metodología de los métodos. La definición básica de factor de seguridad es la relación entre la resistencia cortante y el esfuerzo cortante actuante según:

$$FS_{local} = \frac{S}{\tau} \quad \text{Ec(3.10)}$$

De la Ecuación 3.10, es de vital importancia conocer de manera certera la resistencia cortante, que es el parámetro que presenta mayor incertidumbre en el cálculo, dado que las propiedades del suelo no son iguales en todos los puntos, por lo que dicha resistencia es una aproximación a la resistencia real que presenta en campo, y no estrictamente igual en todos los puntos de la masa de suelo como aborda el método.

El método asume que el suelo se comporta como un material rígido perfectamente plástico, no abordando el tema de los esfuerzos asociados a las deformaciones causados por cargas externas, así como la interacción entre el suelo y las estructuras circundantes. Del análisis se tiene que este método no es precisamente correcto para suelos deformables y con un distinto comportamiento plástico, como el caso de las arcillas rígidas fisuradas donde la resistencia residual puede ser significativamente menor que la resistencia pico, así como el comportamiento que experimenta según ensayos la Grava de Santiago. Dependiendo de los métodos adoptados para el análisis, es posible usar todas o parte de las ecuaciones de equilibrio para hallar el esfuerzo cortante actuante y el esfuerzo normal actuante, dicho análisis de equilibrio se analiza internamente mediante las dovelas, así como un análisis de equilibrio global que

típicamente es el de momentos alrededor de un punto. Estos valores nos sirven también para hallar esfuerzos normales, hecho que deriva en el conocimiento del esfuerzo cortante resistente, según se mostró en el modelo Mohr Coulomb.

A continuación se muestra el Cuadro 3.6, que resume los diferentes modelos, sus limitaciones, y características:

Cuadro 3.6. – Métodos de análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De fuerzas y momentos	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos. No se utiliza en la actualidad porque puede ser conservador
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela. Se utiliza porque es conservador
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de la superficie de falla	De fuerzas y momentos	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos y no es de uso común por el desarrollo de métodos actuales rigurosos
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de la superficie de falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.

Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de la superficie de falla	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada dovela. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre dovelas tiene una inclinación constante pero asumida. Muy conocido y se aplica es un excelente método y muy preciso
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio.

Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla.	Analiza esfuerzos y deformaciones.	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, que se cuestiona su validez porque no se ha desarrollado un modelo constitutivo adecuado acorde al problema en estudio pero no se obtiene un factor de seguridad y para ello utiliza el método de equilibrio límite.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas.	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Como se observa, existen varios métodos, pero pocos han sido bien estudiados y verificados en la práctica ingenieril, como son los de Bishop, Spencer. Para el análisis de estabilidad de taludes; el método utilizado en el presente estudio para el diseño del sistema de contención es el de equilibrio límite propuesto por el método riguroso de Spencer y el método de Bishop simplificado, siendo estos métodos de equilibrio límite que como todos, supone que en el caso de una superficie de falla las fuerzas actuantes se igualan a la fuerzas resistentes divididos por un factor de seguridad que es la incógnita del problema a lo largo de la superficie de falla, esta condición equivale a un factor de seguridad de 1.0.

Para efectos de análisis los parámetros de resistencia cortante de los materiales utilizados en el análisis de estabilidad se han calculado mediante diversos ensayos insitu realizados en la Grava de Lima así como pruebas de triaxiales realizadas en la Grava de Santiago de Chile.

Por otro lado, el Perú se encuentra en una zona de alta sismicidad, de manera tal que el riesgo sísmico tiene que ser necesariamente parte de la evaluación, sobre todo en taludes que tengan mucha altura, en donde la respuesta sísmica del terreno sea distinta tanto en la base como en la corona.

En la metodología de estabilidad de taludes los métodos de Equilibrio límite, Bloques y Elementos Finitos en su versión bidimensional son usados con frecuencia, aborda el conocimiento de las propiedades intrínsecas del suelo analizado, los modelos

aceptados se basan en conocimientos de resistencia de materiales. La ecuación generalmente aceptada para este método, es la de Mohr-Coulomb. Esta teoría nos dice que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo máximo cortante. El modelo se puede aproximar en la ecuación lineal siguiente:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi \quad \text{Ec(3.11)}$$

Donde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

$\sigma = \sigma' + u$ (presión efectiva y presión de poros, respectivamente)

Donde la cohesión es la medida del grado de cementación entre las partículas del suelo, lo que análogamente se llamaría tensión en física, en mecánica de suelos este parámetro nos permite conocer el grado de adherencia entre las componentes del suelo.

El ángulo de fricción nos muestra el concepto básico de coeficiente de rozamiento, un concepto básico en física, cuyo valor depende del material analizado (tipo de suelo), arrojando valores de ángulos de deslizamiento propios, según sea el caso, no dependiendo estos valores de la masa asociado al suelo. El coeficiente de rozamiento es el valor de la tangente del ángulo ϕ , siendo σ' el esfuerzo efectivo, denominación que detalla el aporte del esqueleto sólido a los esfuerzos verticales.

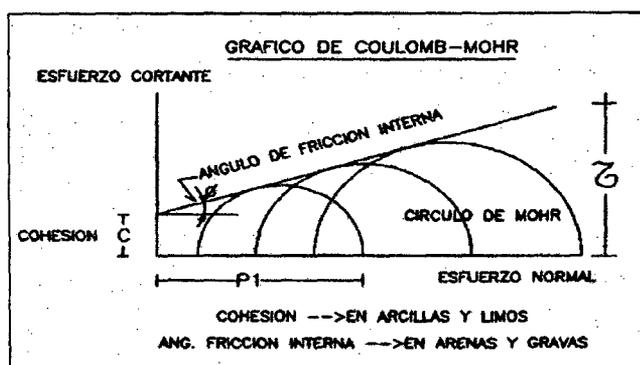


Figura 3.9. – Diagrama de esfuerzos Mohr-Coulomb

Complementariamente a la determinación de los parámetros de resistencia cortante del suelo, se debe tener en cuenta una serie de factores que influyen en la estabilidad de un talud. Los factores que se toman en cuenta son: geometría del talud, cargas dinámicas por acción de los sismos, condiciones de flujo de agua, entre otros. Si bien es cierto, no todos estos factores se pueden cuantificar en un modelo matemático; a pesar de estas limitaciones, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite tener una idea del comportamiento del talud.

3.7.2 Métodos de los Bloques

El método del bloque es un método adecuado para hallar el factor de seguridad de un sistema de anclajes para casos simples. Kranz (1953) Ref(15) fue el primero en utilizar el método del bloque para analizar muros anclados, desde entonces el método ha sido aplicado extensamente a pantallas ancladas de uno o mas bloques de falla, usado principalmente por la norma alemana e implementado en las Normas Europeas DIN. Por otro lado, en el vecino país de Brasil el profesor A.J.C. Nunes, diseño y construyó la primera pantalla anclada en Brasil en el año de 1957, usando principalmente el método de bloque creado por él y extendido a varios trabajos (Nunes y Velloso, 1963). Autores alemanes (Jelinek y Ostermayer, 1966, 1967; Ranke Ostermayer 1968), recomendaron el uso de sistemas de estabilidad de dos bloques, donde se intercepten en la mitad de la longitud del bulbo como se detalla en el método siguiente.

3.7.3 Método Europeo – Método de Kranz

Este procedimiento es de gran uso en Europa, implementado y sugerido por las Normas DIN, para el diseño de la estabilidad de pantallas ancladas. Ranke y Ostermayer Ref(14) ampliaron la teoría de Kranz, realizando una extensión del cálculo del factor de seguridad para muros anclados en varios niveles.

Kranz analiza la rotura producida a lo largo del plano de deslizamiento profunda, tomando en cuenta el equilibrio de la cuña, la cual está delimitada por el muro, la superficie exterior, la superficie profunda de deslizamiento y una pantalla ficticia vertical que simula la reacción entre el muro y el suelo, asociado a una fricción entre ellos. Esta

pared de anclaje ficticia está demarcada por la superficie exterior del terreno y el plano de deslizamiento profundo, que atraviesa el centro de transmisión de los esfuerzos de anclaje al terreno. El centro de transmisión de tensiones se considera el punto medio de la longitud mínima de empotramiento calculada. Además, se asume un comportamiento de falla recto y limitado por el pie del muro en caso de existir apoyo libre, y el punto correspondiente al momento máximo para el caso de un muro empotrado en la base.

Tomando el equilibrio de la cuña de la masa de suelo achurada, se obtiene un polígono de fuerzas del cual se puede determinar el valor máximo posible de la fuerza del tirante anclado, tal como muestra La Figura 3.10.

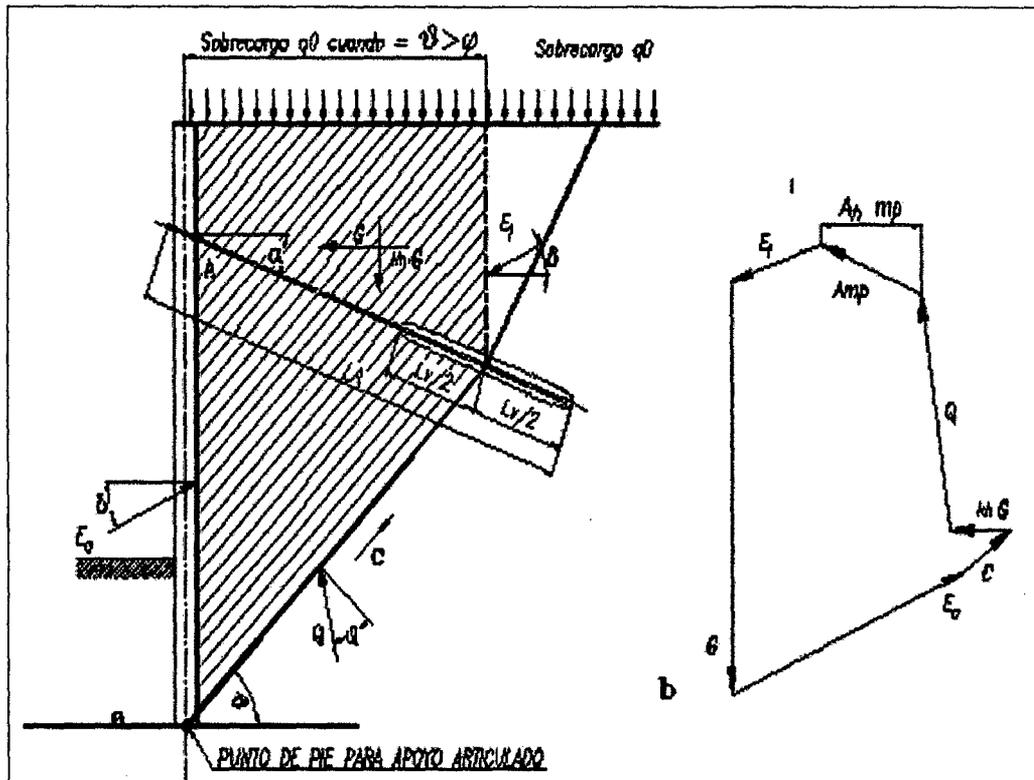


Figura 3.10. – Equilibrio de la cuña de Kranz, caso generalizado con sismo y cohesión.

El factor de seguridad del sistema de muros anclados se define como la relación de la fuerza última del anclaje y la fuerza necesaria para estabilizar el sistema, calculado a

partir del cálculo de las reacciones en los apoyos, simulando el problema mediante una viga continua, tomando la simbología de η , según detalla el esquema siguiente:

$$\eta = \frac{A_h^+}{A_h}$$

Ec(3.12)

Según las normativas europeas EAB y EAU, se recomienda los siguientes valores como recomendación:

$$\eta \geq 1.50, \text{ para el caso estático}$$

$$\eta \geq 1.10, \text{ para el caso sísmico}$$

Los términos usados en el diagrama de equilibrio son:

G = Peso de la cuña de la masa de suelo situada sobre la superficie de rotura interna

E_{ah} = Empuje activo estático o sísmico actuando sobre la pantalla desde el nivel hasta el punto de giro de la misma.

E_{th} = Empuje activo estático o sísmico sobre la pantalla ficticia.

ϕ = Angulo de rozamiento interno del suelo.

θ = Angulo de inclinación con la superficie de rotura

δ = Angulo de rozamiento con la plantilla

α = Angulo de inclinación del tirante anclado con la horizontal

c = cohesión del suelo

Q = Reacción del terreno a la cuña

$k_h G$ = Fuerza horizontal debido al sismo

A_h^+ = Fuerza última del anclaje

A_h = Fuerza necesaria para estabilizar el sistema

Resolviendo el equilibrio del diagrama de cuerpo libre mostrada en la Figura 3.10 se puede relacionar la incógnita, que en este caso es la fuerza última del anclaje, según la Ecuación 3.13, calculando en primer término la reacción del terreno a la cuña del equilibrio horizontal según la Ecuación 3.14. La fuerza última finalmente se relaciona con las fuerzas originadas por los empujes activos de tierra en el estado estático o

sísmico, los ángulos de rozamiento entre la pantalla y el suelo, el ángulo de fricción, el ángulo de inclinación de la cuña, así como el peso de la cuña.

$$A_h^+ = (E_{ah} - E_{1h}) + c \cos \theta - Q \sin(\phi - \theta) - u \cdot \text{sen} \theta - k_h \cdot G$$

Ec(3.13)

$$Q = \frac{G \cdot (1 + k_h \cdot \text{tag} \alpha) + (E_{1h} - E_{ah}) \cdot (\text{tag} \delta + \text{tag} \alpha) - c \cdot (\sin \theta + \cos \theta \cdot \text{tag} \alpha) + u \cdot (\sin \theta \cdot \text{tag} \alpha - \cos \theta) + Q_0}{\cos(\phi - \theta) + \sin(\phi - \theta) \cdot \text{tag} \alpha}$$

Ec(3.14)

3.7.3.1 Hoja de cálculo mediante método de Kranz

Como parte de la investigación se desarrolló una hoja de cálculo para determinar el factor de seguridad del sistema de anclajes por el método de Kranz. Este factor de seguridad esta en términos del desarrollo de la fuerza límite que soportará el anclaje cuando se presenta un mecanismo de falla a través de ellos y con superficie recta. Entre los datos de entrada se tiene la geometría de la excavación, y parámetros mecánicos del suelo, así como la distribución de los anclajes.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K																									
1	MÉTODO DE KRANZ																																			
2	Alfonso Cerna Díaz - 2008																																			
3	$Q = \frac{G \cdot (1 + k_h \cdot \text{tag} \alpha) + (E_{1h} - E_{ah}) \cdot (\text{tag} \delta + \text{tag} \alpha) - c \cdot (\sin \theta + \cos \theta \cdot \text{tag} \alpha) + u \cdot (\sin \theta \cdot \text{tag} \alpha - \cos \theta)}{\cos(\phi - \theta) + \sin(\phi - \theta) \cdot \text{tag} \alpha}$																																			
4	Factor de Seguridad η :		$\eta = \frac{A_h^+}{A_h}$																																	
5																																				
6																																				
7	DATOS DE ENTRADA																																			
8	$A_h^+ = (E_{ah} - E_{1h}) + c \cos \theta - Q \sin(\phi - \theta) - u \cdot \text{sen} \theta - k_h \cdot G$																																			
9																																				
10	G = Peso de la cuña de la masa de suelo situada sobre la superficie de rotura interna																																			
11	E _{ah} = Empuje activo (sin presión de agua) actuando sobre la pantalla desde el nivel hasta el punto de giro de la misma.																																			
12	E _{1h} = Empuje activo (sin presión de agua) actuando sobre la pantalla desde el nivel hasta el punto de giro de la misma.																																			
13																																				
14																																				
15	Hemp		1.2 m		Datos Geométricos																															
16	Hmuro		10.65 m		α		0																													
17	Hnivel teórico		0 m		δ		0																													
18	Hexc		11.85 m		β		0																													
19	kh		0.13																																	
20	qo		1 U/m2		Parámetros		δα		δp																											
21					Dienados o No Dienados		c1		c2																											
22			Y(m)		e _s		e _o		Yl		Y'																									
23	ESTRAT01		5.35		0		5.35		2		1																									
24	ESTRAT02		8.45		0		3.1		1.9		0.9																									
25	ESTRAT03		10.65		0		2.2		1.9		0.8																									
26	ESTRAT04		0		0		0		0		0																									
27																																				
28																																				
29																																				
30	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>c o cu</th> <th>θ o θu</th> <th>0.67</th> <th>0.67</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ESTRAT01</td> <td>1</td> <td>38</td> <td>25.45</td> <td>-25.45</td> </tr> <tr> <td>ESTRAT02</td> <td>2</td> <td>27</td> <td>18.09</td> <td>-18.09</td> </tr> <tr> <td>ESTRAT03</td> <td>0.5</td> <td>33</td> <td>22.11</td> <td>-22.11</td> </tr> <tr> <td>ESTRAT04</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>												c o cu	θ o θu	0.67	0.67	ESTRAT01	1	38	25.45	-25.45	ESTRAT02	2	27	18.09	-18.09	ESTRAT03	0.5	33	22.11	-22.11	ESTRAT04	0	0	0	0
	c o cu	θ o θu	0.67	0.67																																
ESTRAT01	1	38	25.45	-25.45																																
ESTRAT02	2	27	18.09	-18.09																																
ESTRAT03	0.5	33	22.11	-22.11																																
ESTRAT04	0	0	0	0																																

Figura 3.11. – Hoja de cálculo para evaluación de estabilidad mediante el método de Kranz (Cerna, 2011)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
32	EMPUJES:								
33	Empuje Activo : DN 4085				Empuje Pasivo : DN 4085				
34									
35	ka1	0.195756371	kac1	0.75105587		kp1	12.95221361	kpc1	13.50352638
36	ka2	0.317377291	kac2	0.99163551		kp2	4.534722093	kpc2	5.805426465
37	ka3	0.244989533	kac3	0.85372516		kp3	7.53174027	kpc3	8.645387977
38	ka4	0	kac4	0		kp4	0	kpc4	0
39									
40	Empuje Reposo : Teoría de Frohlich								
41									
42	ko1	0.384338633							
43	ko2	0.546009588							
44	ko3	0.455361065							
45	ko4	0							
46									
47	Empujes Sísmicos: Mononobe Okabe								
48									
49	ΔPAE	0.98645625							
50									
51	Empujes Actuantes :								
52		C1		C2					
53		0.75	Eah	0.25	Eoh				
54	Norma EAB	0.75	Eah	0.25	Eoh				
55	G. Matallana	0.5	Eah	0.5	Eoh				
56									
57	E4	0	T/m						
58	E3	0.726341172	T/m						
59	E2	2.666908719	T/m						
60	E1	17.60501734	T/m						
61	Eprom	2.958124534	T/m2						

Figura 3.12. – Empujes resultantes mediante el método de Kranz según hoja de cálculo (Cerna, 2011)

REACCIONES EN LOS APOYOS - FUERZAS EN LOS ANCLAJES			
	R1	R2	Fw
Apoyo1	6.512	4.972	11.484
Apoyo2	4.5	8.9	13.4
Apoyo3	0	0	0

RESULTADOS DE FUERZAS ÚLTIMAS EN LOS ANCLAJES			
Q1	100.9544245 Tn		
Ah+1	37.82649116 Tn	n	2.9
Q2	121.8348741 Tn		
Ah+2	35.17016781 Tn		

Figura 3.13. – Reacciones de fuerzas en apoyos y fuerzas últimas cuya relación o factor de seguridad alcanza un valor de 2.9

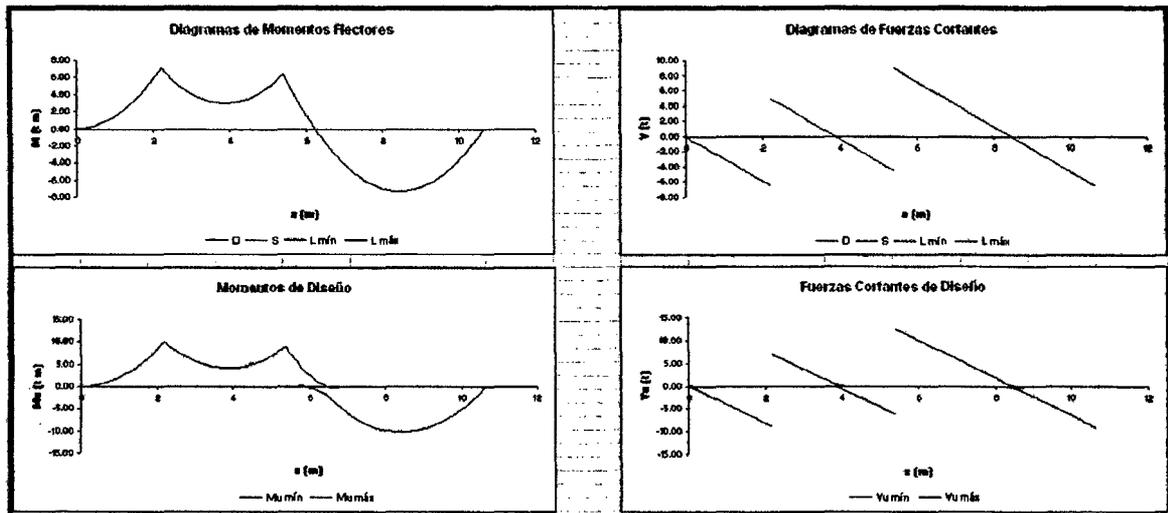


Figura 3.14. – Momentos flectores y fuerzas de corte producto de las presiones de tierra con soporte de la Hoja de cálculo de vigas del Dr. Hugo Scaletti Farina.

- Cabe mencionar que los resultados con el método de Kranz son menos conservadores que aquellos hallados con superficies potenciales de fallas curvas.
- En la ruptura la presión de contacto es mayor que la dada por la presión activa, es por ello las recomendaciones de las Normas DIN, de incluir un porcentaje de la presión en reposo.
- Todas las formas de falla de estructuras ancladas no suelen obedecer la cuña de Kranz.

3.7.4 Método de Bishop Simplificado con anclajes

El efecto de refuerzo de los anclajes es simplificado como una fuerza axial que actúa en la base de la dovela donde la superficie de deslizamiento intersecta el anclaje. Basados en el concepto del método simplificado de Bishop, el factor de seguridad de los taludes estabilizados con anclajes pueden ser calculados mediante el siguiente enfoque vertical.

El enfoque vertical el más común que existe en la bibliografía, toma en cuenta el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical de cada dovela para calcular la fuerza

normal en la base de la dovela, dando el factor de seguridad, tomando el equilibrio de momentos con respecto al centro del círculo de la superficie de falla para todas las dovelas. Si la fuerza axial es usada directamente para calcular la fuerza normal en la base de cada dovela donde la superficie de deslizamiento intersecta el anclaje, la fuerza axial es implícitamente descompuesta en dos componentes: una en la dirección vertical y la otra tangencial en la base de la dovela para calcular el momento resistente de la fuerza axial con respecto al centro del círculo, como se muestra en la siguiente Figura 3.15. Adicionalmente, se asume que la fuerza axial actúa en la superficie del suelo donde la cabeza del anclaje está localizada. El mismo enfoque es también usado para calcular el factor de seguridad para taludes reforzados con soils nails y geosintéticos. Este enfoque se describe como sigue: Para efectos prácticos no consideraremos la presencia de nivel freático. Según la Figura 3.15:

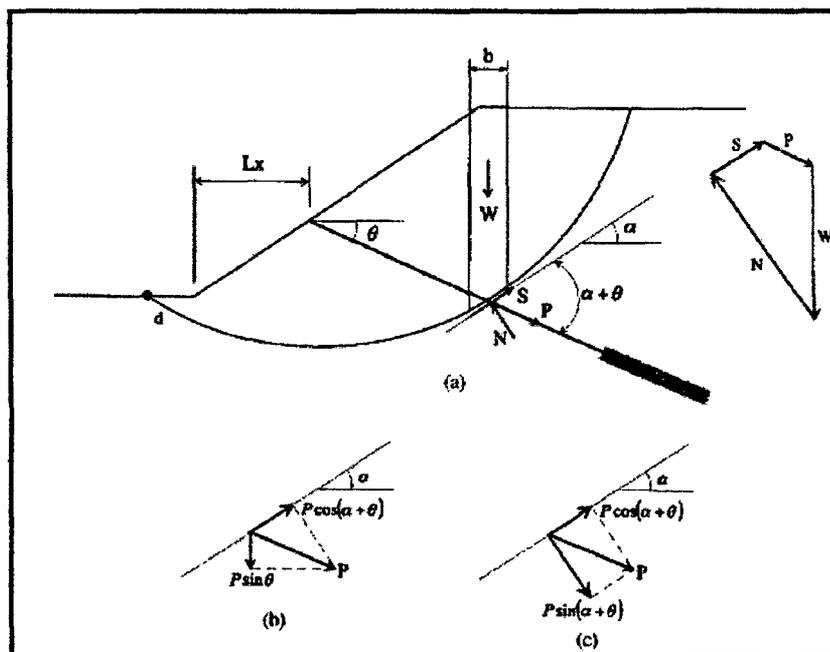


Figura 3.15. – Equilibrio de una dovela con anclajes, (Fei Cai, 2003) Ref(6)

El equilibrio de fuerzas en la vertical :

$$-W_i - P_i \text{sen} \theta_i + N_i \text{cos} \alpha_i + T_i \text{sen} \alpha_i = 0$$

Ec(3.15)

El esfuerzo cortante reducido a lo largo de la base de la dovela :

$$T_i = \frac{1}{FS} (\bar{c}_i L_i + N_i \operatorname{tg} \bar{\phi})$$

Ec(3.16)

Además: $L_i = b_i \sec \alpha_i$

Ec(3.17)

Reemplazando la Ecuación 3.16 en se obtiene:

$$T_i = \frac{1}{FS} (\bar{c}_i b_i \sec \alpha_i + N_i \operatorname{tg} \bar{\phi})$$

Ec(3.18)

Resolviendo las ecuaciones anteriores y haciendo un equilibrio de momentos, el factor de seguridad para el enfoque vertical es dado por:

$$FS = \frac{\sum (\bar{c}_i b_i + (W_{2i} + P \operatorname{sen} \theta_i) \operatorname{tg} \bar{\phi})}{\left(\sum W_{1i} \operatorname{sen} \alpha_i - \sum P \cos(\alpha_i + \theta_i) + K \sum W_{2i} \cos \alpha_i - \frac{K}{2R} \sum W_{2i} h_i \right)} \frac{\sec \alpha_i}{\left(1 + \frac{\operatorname{tg} \bar{\phi} \operatorname{tg} \alpha_i}{FS} \right)}$$

Ec(3.19)

Donde :

FS = factor de seguridad

W1i = peso de la dovela, usando el peso unitario sumergido

W2i = peso de la dovela, usando el peso unitario in Situ

$\bar{c}, \bar{\phi}$ = parámetros de resistencia al corte

b_i = ancho de la dovela

α_i = ángulo de la dovela con la horizontal

θ_i = ángulo del anclaje con la horizontal

R = radio del círculo de falla

K = coeficiente sísmico

P_i = Fuerza axial del anclaje ubicada en la dovela i

3.7.5 Método de Spencer con anclajes

El método de Spencer enunciado originalmente en 1967, es el método más aceptado en la actualidad, así como el más apropiado, las condiciones que satisface, tanto de fuerzas como de momentos lo hace un método riguroso atractivo para ser implementado en programas para una solución numérica adecuada. Spencer (1967),

explica un resumen del desarrollo del método, detallando que inicialmente Bishop describió un método riguroso para el análisis que satisface equilibrio de fuerzas como de momento y que toma las fuerzas entre las dovelas. Usando este método, se obtiene un solución que había sido simplificada asumiendo que la distribución de las fuerzas es horizontal. Esta expresión simplificada satisface las condiciones de equilibrio de momentos mas no de fuerzas, debido a esto no puede ser considerado como un método riguroso. La evidencia que sirve soporte al método simplificado de Bishop es sustancial, todavía no se explica como una expresión que no cumple con las condiciones básicas de equilibrio da resultados adecuados. El efecto de refuerzo de los anclajes para el método de Spencer se ha simplificado para la investigación como una fuerza axial que actúa en la base de la dovela donde la superficie de deslizamiento interseca el anclaje

Se observa el diagrama de cuerpo libre con las fuerzas actuando sobre la dovela según La Figura 3.16. Los términos usados en la determinación del análisis son:

FS = factor de seguridad

W_i = peso de la dovela, usando el peso unitario sumergido

$\bar{c}, \bar{\phi}$ = parámetros de resistencia al corte

b_i = ancho de la dovela

α_i = ángulo de la dovela con la horizontal

Θ_i = ángulo del anclaje con la horizontal

R = radio del círculo de falla

k = coeficiente sísmico

P_i = Fuerza axial del anclaje ubicada en la dovela i

S = Fuerza cortante mobilizado ($S_m = S/F$)

Z_n y Z_{n+1} = para el equilibrio, la resultante Q de las dos fuerzas debe pasar a través del punto de intersección de las tres otras fuerzas.

Tomando en cuenta la consideración sobre las fuerzas entre las dovelas, estas fuerzas en una solución de un método riguroso serian derivadas a partir de esfuerzos efectivos y otro a partir de la presión de poros. Para este caso se toma la fuerza total por simplicidad. Resolviendo en la dirección normal y paralela a la base de la dovela de las

fuerzas mostradas en la Figura 3.16, se obtiene la siguiente expresión para la resultante Q de las dos fuerzas entre las dovelas, según la Ecuación 3.19.

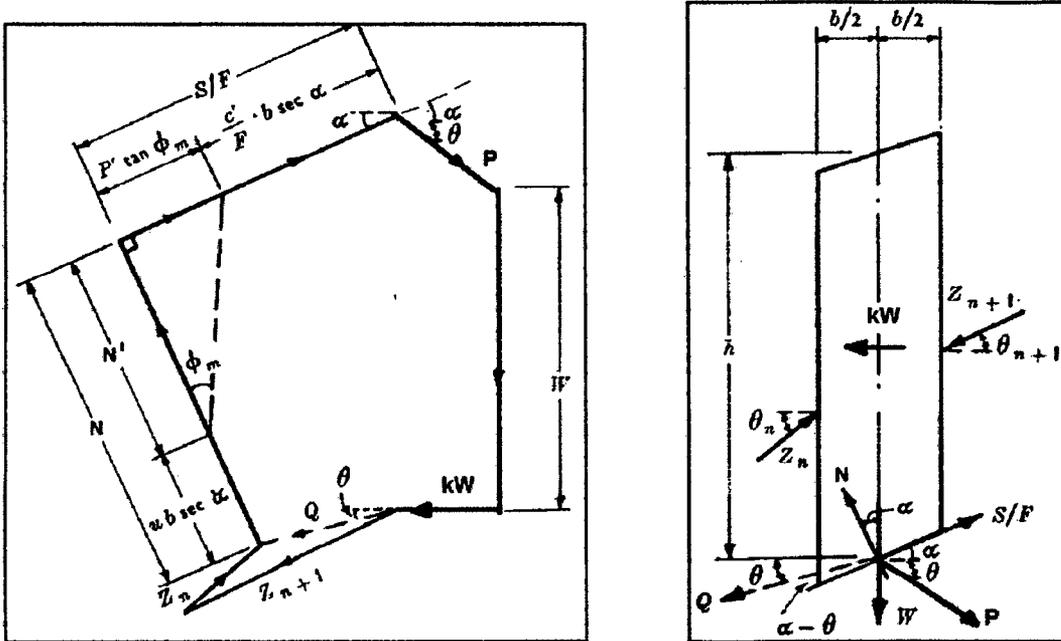


Figura 3.16. – Equilibrio de una dovela según Spencer implementado con anclajes y efecto sísmico
 (Cerna, 2011)

$$Q = \frac{P\left(\frac{\text{sen}\theta \cdot \text{sen}\alpha}{m_\alpha} - \frac{\text{sen}\theta \cdot \text{tg}\phi \cdot \text{cos}\alpha}{F \cdot m_\alpha} - \text{cos}\alpha\right) + W\left(\frac{\text{sen}\alpha - \frac{\text{tg}\phi \cdot \text{cos}\alpha}{F}}{m_\alpha}\right) + ub\left(\text{tg}\alpha - \frac{\text{sen}\alpha}{m_\alpha} + \frac{\text{tg}\phi \cdot \text{cos}\alpha}{F \cdot m_\alpha}\right) + cb\left(\frac{\text{sen}\alpha \cdot \text{tg}\phi}{F^2 \cdot m_\alpha} - \frac{\text{tg}\alpha \cdot \text{sen}\alpha}{F \cdot m_\alpha} - \frac{1}{F}\right) + kW}{\left(\frac{\text{sen}\theta \cdot \text{tg}\phi \cdot \text{cos}\alpha}{F \cdot m_\alpha} - \frac{\text{sen}\theta \cdot \text{sen}\alpha}{m_\alpha} - \text{cos}\theta\right)}$$

Ec(3.20)

Donde:

$$m_\alpha = \frac{\text{tg}\phi \cdot \text{sen}\alpha}{F} + \text{cos}\alpha$$

Ec(3.21)

Ahora si las fuerzas externas de la excavación esta en equilibrio, la suma vectorial de las fuerzas entre las dovelas debe ser cero. En otras palabras, la suma de las componentes horizontales de las fuerzas horizontales debe ser cero y la suma vertical de sus componentes debe también ser cero:

$$\sum [Q \cos \theta] = 0$$

Ec(3.22)

$$\sum [Q \sin \theta] = 0 \quad \text{Ec(3.23)}$$

Además, si la sumatoria de momentos de las fuerzas externas respecto del centro de rotación es cero, la suma de los momentos entre las dovelas respecto del centro debe ser también cero.

$$\sum [QR \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad \text{Ec(3.24)}$$

Debido a que la falla es cilíndrica, tenemos que el radio es constante, entonces la expresión se reduce a :

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad \text{Ec(3.25)}$$

En un problema determinado, tenemos que resolver tres ecuaciones, dos respecto de fuerzas (Ecuaciones 3.22 y 3.23) y una respecto de momentos (Ecuación 3.25). Los valores de F y θ deben encontrarse el cual satisfaga las tres ecuaciones y debe notarse sin embargo, para una dovela determinada, el valor de θ debe ser igual en cada ecuación, las fuerzas entre las dovelas no serán necesariamente paralelas a través de la masa.

3.7.6 El método Pseudo Estático

En este tipo de análisis se considera la influencia del sismo en el cálculo del factor de seguridad, consideración que se viene dando desde la década del 20 (Kramer, 1996) Ref(24). La consideración principal es considerar los efectos del sismo como dos componentes de aceleración principales, asociados a las masas que se encuentran de la superficie potencial de falla, que producen fuerzas inerciales en sus respectivas direcciones F_h y F_v , actuando en los centros de masas de tales masas o dovelas. Las fuerzas F_h y F_v se calculan mediante las Ecuaciones 3.26 y 3.27 :

$$F_h = \frac{a_h \times W}{g} = k_h \times W \quad \text{Ec(3.26)}$$

$$F_v = \frac{a_v \times W}{g} = k_v \times W$$

Ec(3.27)

Donde a_h y a_v , son las aceleraciones pseudo estáticas, k_h y k_v son factores adimensionales, y W es el peso de la masa potencialmente deslizante.

De acuerdo a las expresiones de estabilidad presentadas en las Ecuaciones 3.20, se puede establecer que la fuerza horizontal reduce el factor de seguridad, dado que aumenta la fuerza actuante neta, y disminuye la fuerza resistente para $L > 0$. En el caso de tomarse en cuenta la componente vertical se tiene que ésta nos da una influencia menor en el Factor de seguridad, dado que disminuye las dos componentes, actuantes y resistentes, debido a ello en la mayoría de análisis no es tomada en cuenta, sin embargo en el sismo de Concepción ocurrido en Chile el año 2010, se observó que la componente vertical llegó a igualar en algunos registros a la componente horizontal.

3.7.6.1 Selección del coeficiente de aceleración seudo estático

La selección del coeficiente sísmico, es el aspecto más importante y difícil del análisis de estabilidad de taludes en el estado pseudo estático, dado que la magnitud de la fuerza sísmica es gobernada por este coeficiente. Dependiendo del tipo de material la fuerza sísmica alcanzará su máximo valor, cuando el material es rígido la fuerza sísmica será igual al producto de la masa potencialmente deslizante con la aceleración actual, alcanzando esta fuerza su máximo valor cuando la aceleración alcance su máximo valor. Sin embargo no todos los materiales de los taludes tienen un comportamiento de suelo rígido, así como la aceleración pico sólo es alcanzada en tan solo un instante de tiempo. Terzaghi (1950) Ref(24) sugirió el uso de $K_h=0.1$ para sismos severos, $K_h=0.2$ para sismos violentos y destructivos y $K_h=0.5$ para sismos catastróficos. Marcuson (1981) Ref(24) sugirió coeficientes sísmicos para presas que deberán adoptar valores de un tercio hasta un medio de la máxima aceleración. Hynes-Griffin y Franklin (1984) Ref(24) aplicó el principio del bloque deslizante de Newmark para 350 acelerogramas y concluyeron que para presas de tierra con factores de seguridad mayores a 1 usando $k_h=0.5 a_{max}/g$ no desarrollaría deformaciones peligrosas.

En conclusión, no existe una regla estricta para la elección del coeficiente sísmico, el diseñador deberá tomar en cuenta registros de aceleraciones anteriores en la zona de estudio, condición de suelo, e importancia de la estructura. Para nuestro país (Alva y Castillo, 1993), desarrollaron un mapa de isoaceleraciones máximas, donde se observa que los valores más altos de aceleraciones máximas están localizados a lo largo de toda la costa y disminuye a medida que se observa hacia al Este. Así, las zonas de Tumbes, Piura, Ica, Tacna y el Norte de Chile tienen los valores más altos de aceleración, 0.50g y 0.60g para 50 y 100 años de vida útil respectivamente y 10% de probabilidad de excedencia. En la zona de estudio del presente estudio el valor de aceleración máxima toma un valor de 0.42g. Se toma como criterio para el coeficiente sísmico el tercio de este valor para efectos de los análisis de estabilidad de taludes.

Para realizar el análisis de la estabilidad de los taludes en condiciones estáticas y pseudo-estáticas se utilizó el método de equilibrio límite de Spencer (1967), que está desarrollado en el programa de cómputo Slope/W de Geoslope International (2007).

3.7.6.1.1 Limitaciones

La evaluación pseudo-estática tiene limitaciones. Las estructuras de tierra y taludes se comportan como cuerpos deformables y su respuesta a la excitación sísmica depende de los materiales de la estructura, de la geometría, de la naturaleza del movimiento, etc., como se evidenció en ensayos a escala natural y en las observaciones de la respuesta durante los sismos pasados.

Otro inconveniente es que las fuerzas de inercia horizontales no actúan permanentemente en una dirección, por el contrario, fluctúan tanto en magnitud como en dirección. Asimismo, que el factor de seguridad se tome menor que la unidad, el talud no sufrirá una súbita inestabilidad, pudiendo simplemente sufrir algunas deformaciones de tipo permanente. Para taludes de poca altura, menores de treinta metros el comportamiento dinámico no es importante para ser considerado para fines de diseño, con menor consideración en suelos rígidos como el Conglomerado de Lima, en contraste, el comportamiento dinámico se

torna importante cuando se estudia las pilas de lixiviación, presas de relaves que alcanzan casi doscientos metros de altura según (R. Seed, University of California)

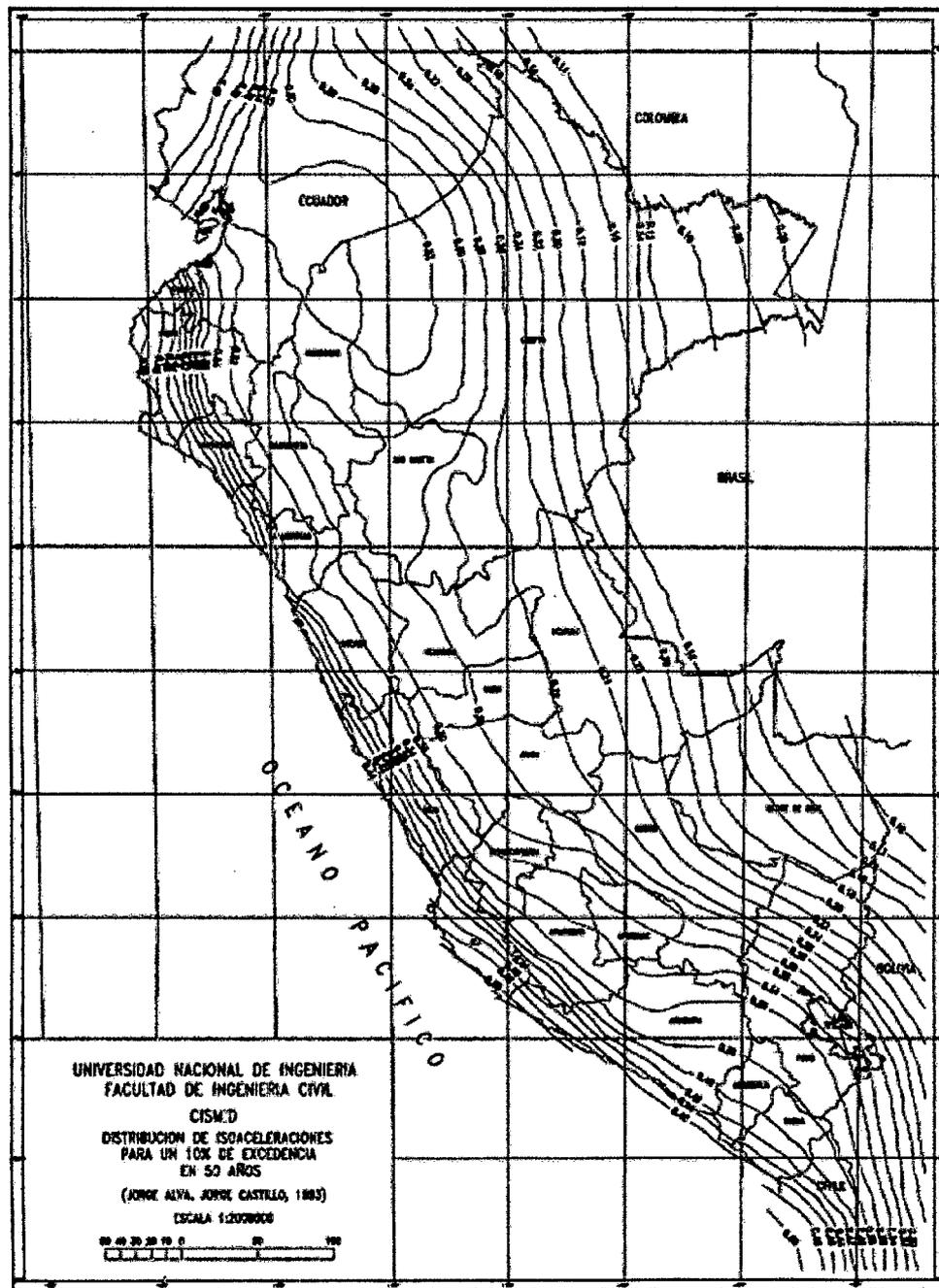


Figura 3.17. – Mapa de distribución de isoaceleraciones para 10% de excedencia en 50 años,
(Alva y Castillo, 1993)

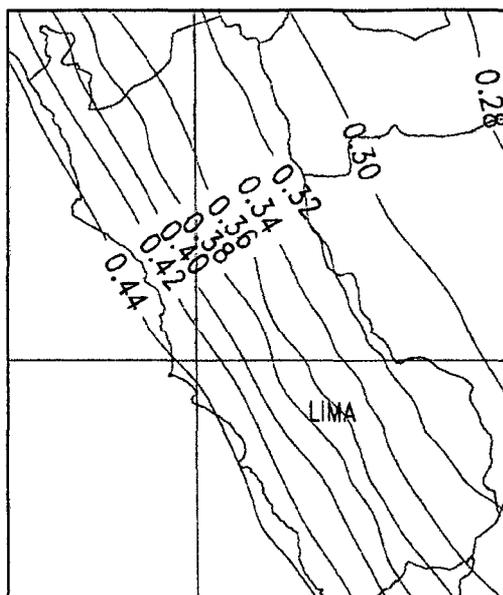


Figura 3.18. – Aceleración máxima para la zona de estudio

3.7.7 Análisis numérico con el programa de Cómputo Slope/W

El programa Slope/W utiliza el método de equilibrio límite para calcular el factor de seguridad de taludes de tierra y roca. El programa opera en Microsoft Windows y Windows NT. El programa tiene la capacidad de modelar tipos heterogéneos de suelo, estratigrafía y geometría de superficie de fallas complejas y condiciones variables de la presión de poros utilizando una gran selección de modelos de suelo. Los análisis pueden realizarse con parámetros determinísticos o probabilístico.

Adicionalmente, se pueden utilizar los esfuerzos calculados mediante un análisis de elementos finitos en el cálculo de equilibrio límite para los análisis más completos de estabilidad de taludes disponibles. La combinación de estas características del programa le permite ser utilizado en cualquier problema de estabilidad de taludes.

El programa cuenta con un manual de usuario. Este programa de cómputo fue utilizado principalmente con el método de Bishop y Spencer en falla circular y semi circular, tanto en condiciones estáticas como pseudo-estáticas para el análisis de estabilidad de taludes con muros anclados.

3.7.7.1 Cálculo de la longitud anclada por metro lineal

La resistencia del bulbo (Bond Resistance) es la resistencia de diseño al jalado por unidad de longitud de bulbo. La resistencia del bulbo en la mayoría de los códigos es un valor basado en el diámetro de la perforación, la resistencia cortante de jalado entre el terreno y el bulbo del anclaje (Unit bond skin friction en el programa de cómputo Slope/W), y pueden estimarse teniendo en cuenta los valores recomendados en el Capítulo 3.5.3. En base a lo anterior, adoptando un factor de seguridad del bulbo y el espaciamiento de anclaje según convenga se tiene:

$$Re\ sistencia.bulbo \approx resistencia.unitaria.al.jalado \times \pi \times Diámetro$$

Ec(3.28)

$$Máxima.resistencia.al.jalado \approx Re\ sistencia.bulbo / FactorSeguridad / Espaciamiento$$

Ec(3.29)

- La fuerza aplicada por unidad de longitud se calcula dividiendo la carga de trabajo entre el espaciamiento según:

$$FA \approx \frac{Carga - de - trabajo}{Espaciamiento}$$

Ec(3.30)

- La longitud mínima requerida de desarrollo del bulbo se obtiene dividiendo la Ecuación 3.30 entre la Ecuación 3.29, con la cual se obtiene

$$L_b \approx \frac{FS \times Carga - de - trabajo}{Re\ sistencia - bulbo}$$

Ec(3.31)

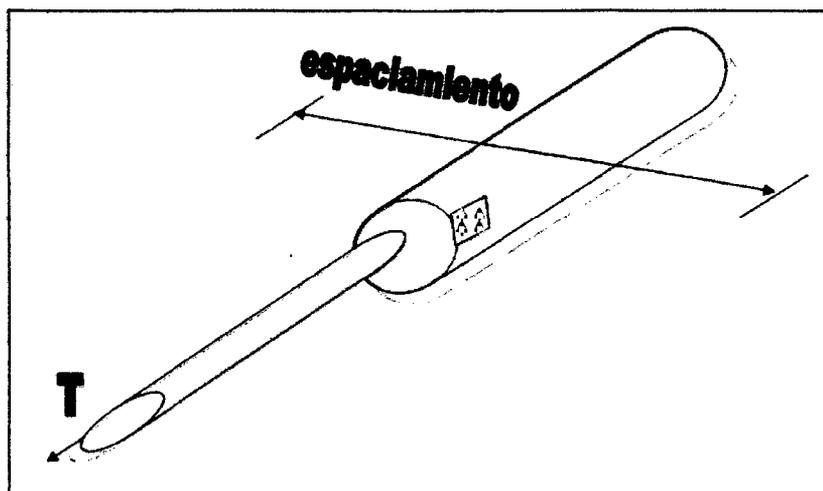


Figura 3.19. – Representación gráfica de la resistencia unitaria al jalado (Bond Skin Friction)

A. Sótanos Banco de Crédito del Perú – Chorrillos

El objeto del presente ejemplo es documentar los resultados de la evaluación geotécnica del análisis de estabilidad de los taludes inferiores donde se ubica el sótano del Centro de Cómputo del Banco de Crédito en Chorrillos, obra construida por Graña y Montero. La evaluación de la estabilidad de los taludes y de los muros pantalla propuesta se ha llevado a cabo mediante el método de equilibrio límite, utilizando el método riguroso de Spencer y el método de Bishop simplificado a modo de comparación, en condiciones estáticas y pseudo estáticas. El Cuadro 3.7 muestra las características mecánicas del terreno, detallándose parámetros de resistencia cortante en una condición drenada, que para el caso de excavaciones son los parámetros más críticos que se presentan.

Cuadro 3.7. – Parámetros de Resistencia cortante drenados según perfiles

Material	Parámetros de Resistencia Cortante		
	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ' (°)
Suelos granulares finos (tipo SM)	19	5	33
Suelos finos con cohesión (tipo CL-ML)	19	20	27
Arena densa	20	10	38

Cuadro 3.8. – Distribución y características geométricas de los anclajes

Sector	Línea	Espac. (m)	Longitud Bulbo(m)	Longitud Total(m)	Carga (Ton)	Inclinación (°)
ZONA 1	1	4	10.30	17.00	38	15
	2	4	9.30	16.20	48	10
	3	3	10.40	16.20	65	10

Para el análisis pseudo estático se ha considerado el coeficiente sísmico de 0.13.

Las medidas de estabilización planteadas son mediante el uso de pantallas ancladas. Para ambos análisis se utilizó como valor de resistencia cortante de jalado entre el terreno y el bulbo del anclaje un valor de 150 kN/m².

El análisis de estabilidad utilizando pantallas ancladas se ha realizado mediante el uso de anclajes con cargas de trabajo que están en el orden de 32, 38, 48, 49, 52, 65 y 83Tn, para las secciones excavadas de 6m, 7.45m, 10.65m, 13.65m y 16.65m respectivamente. En el análisis se ha utilizado el perfil estratigráfico SPT realizado para el presente estudio.

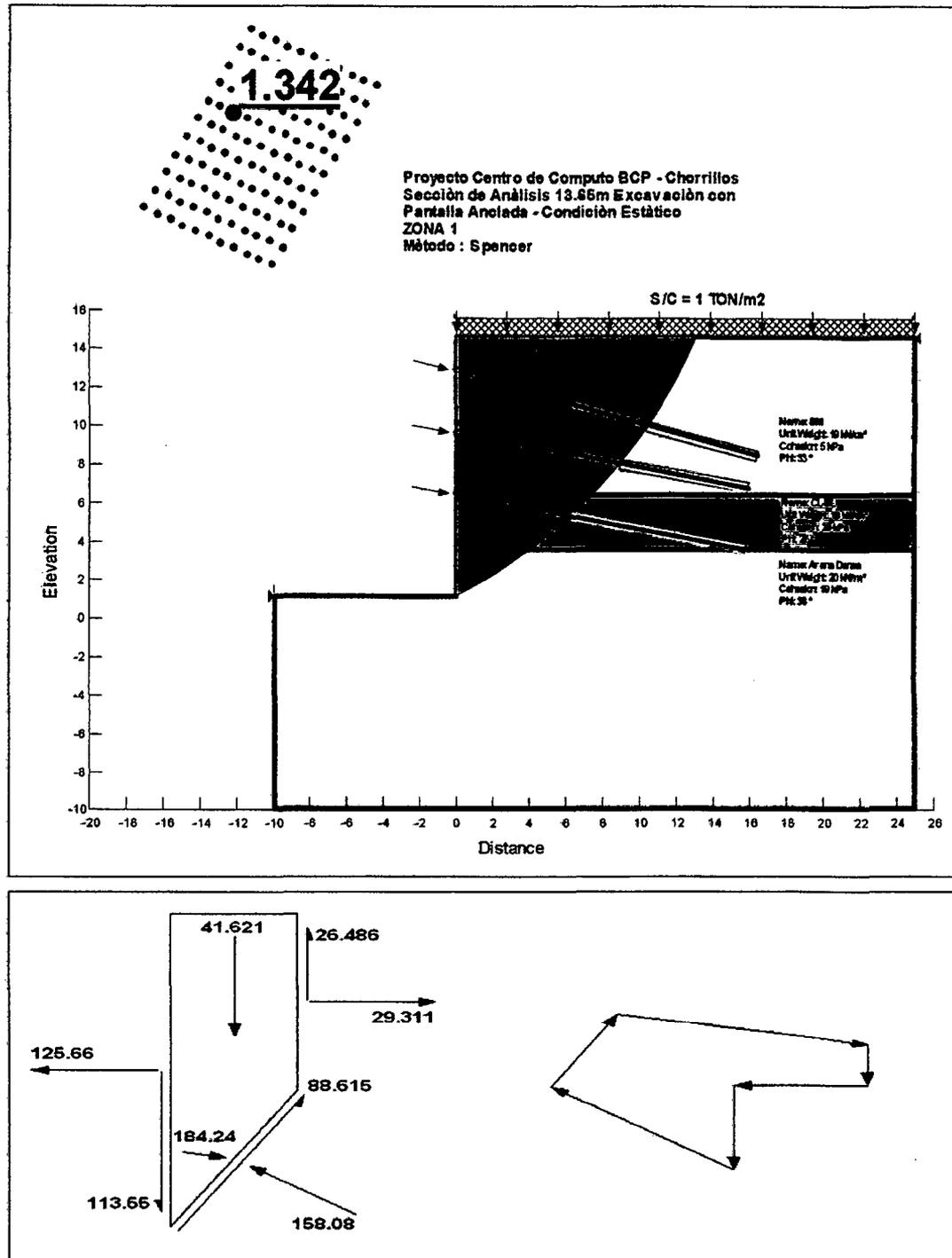


Figura 3.20. – Análisis de estabilidad estático y fuerzas mediante el método de Spencer

En la Figura 3.20 se muestra el resultado del análisis de estabilidad para la sección que tiene una profundidad de 13.65m. De los resultados se observa un factor de seguridad estático de 1.342, que es estable, lo cual nos indica que los niveles, longitudes, fuerzas y espaciamientos del sistema de anclaje son adecuados para asegurar un factor de seguridad adecuado en términos de estabilidad. Se observa el diagrama de fuerzas en equilibrio de una dovela calculada mediante el método de Spencer en donde se cumple las condiciones de equilibrio, obsérvese además que la inclinación de las fuerzas entre las dovelas es constante.

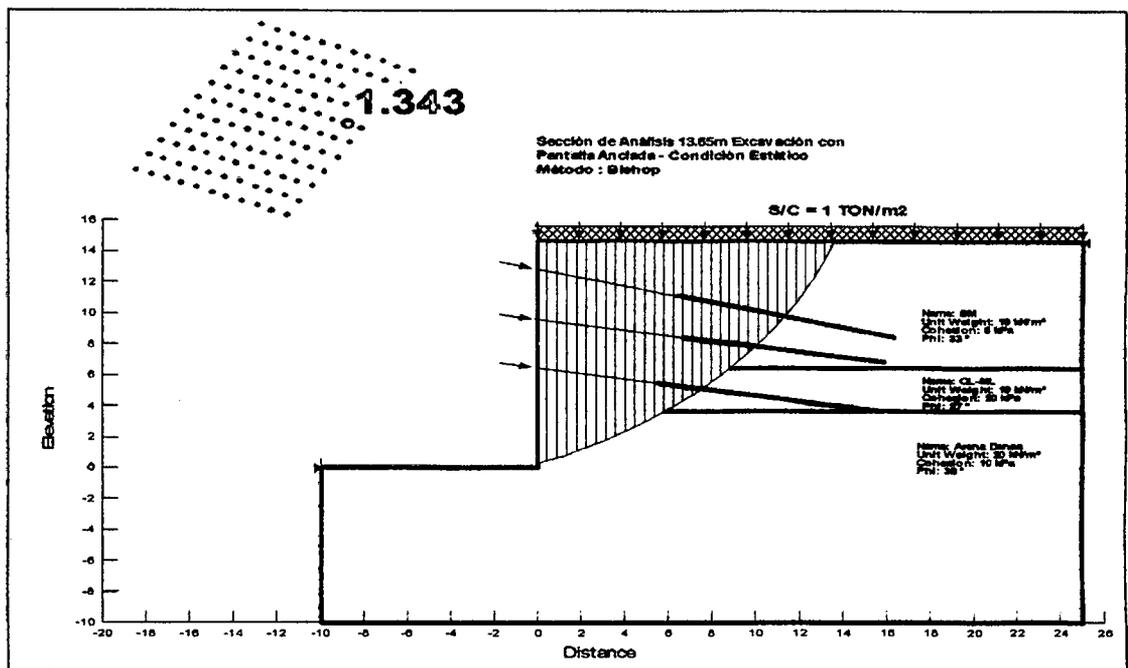


Figura 3.21. – Análisis de estabilidad estático mediante el método de Bishop

En La Figura 3.21 se observa el resultado del análisis de estabilidad mediante el método simplificado de Bishop, observando un factor de seguridad muy similar al obtenido mediante el método de Spencer, se observa además que la superficie potencial de falla atraviesa los anclajes propuestos, sin embargo el sistema resulta estable para estas condiciones.

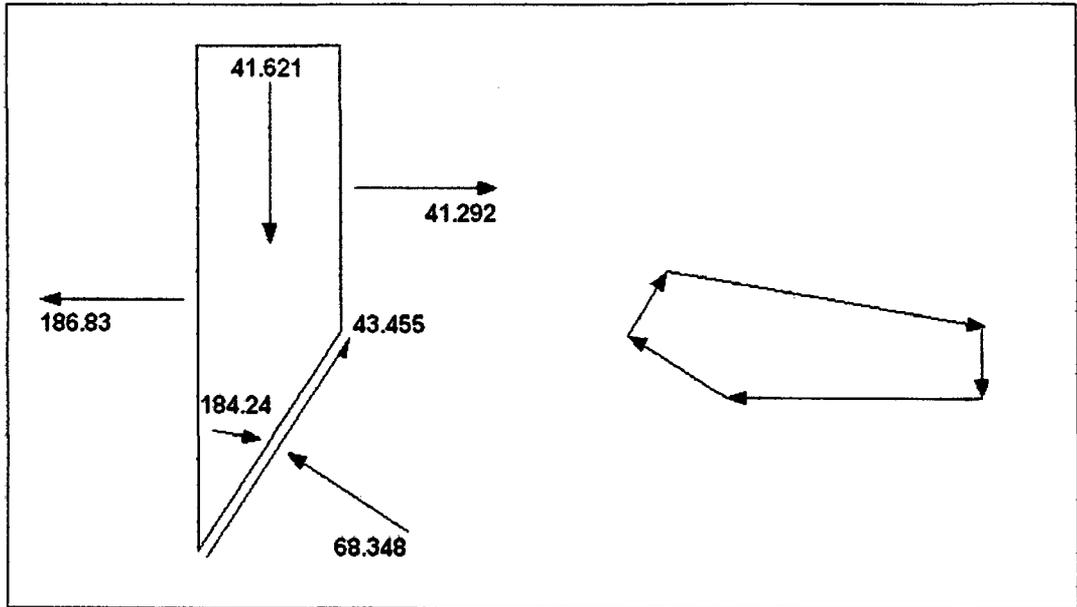


Figura 3.22. – Fuerzas en dovela obtenida por el método de Bishop

La Figura 3.22 muestra el diagrama de fuerzas de una dovela analizada mediante el método de Bishop simplificado, en el cual no se cumplen todas las condiciones de equilibrio.

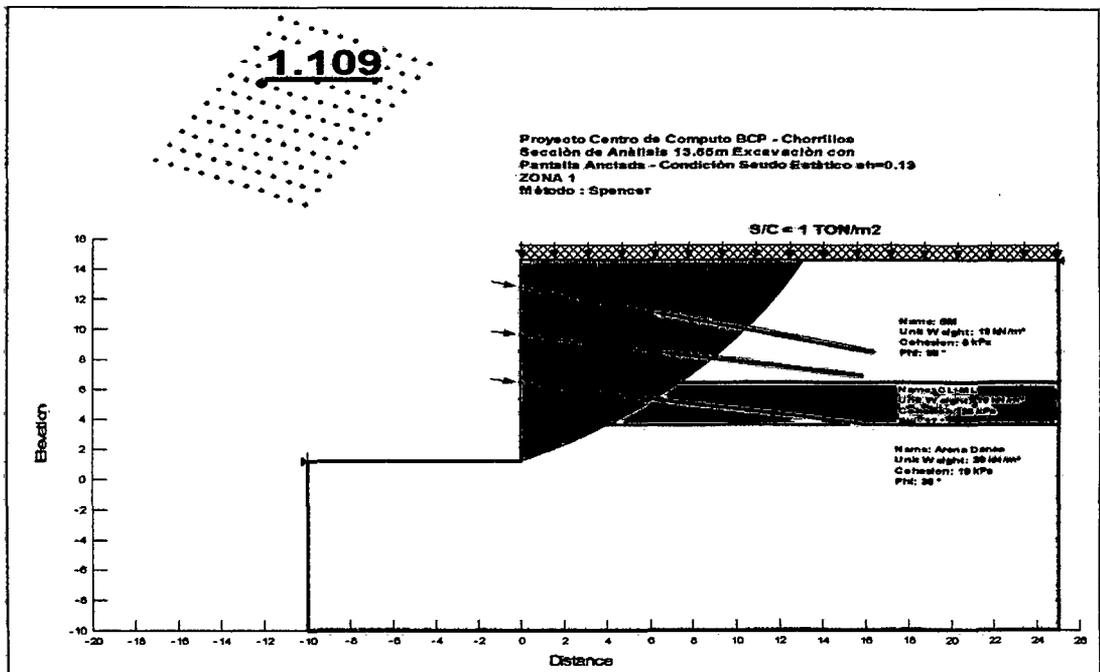


Figura 3.23. – Análisis de estabilidad seudo-estático mediante el método de Spencer

En la Figura 3.24 se observa la distribución de esfuerzos normales en las dovelas de la superficie de falla, las cargas del anclaje están aplicadas donde la línea de acción intersecta la superficie de falla. Existen significativas diferencias entre los análisis de equilibrio límite y el método de los elementos finitos para el cálculo de esfuerzos, particularmente para aquellas dovelas que incluyen el refuerzo. La distribución de esfuerzos normales para el método de equilibrio límite suele no ser realista dado que su valor suele exceder hasta en 5 veces en las zonas que no tiene refuerzo, hecho que no ocurre con la distribución que se obtiene mediante el análisis con elementos finitos. Se observa además el hecho que el método de elementos finitos no presupone un factor de seguridad constante en el análisis según se demuestra en la Figura 3.25.

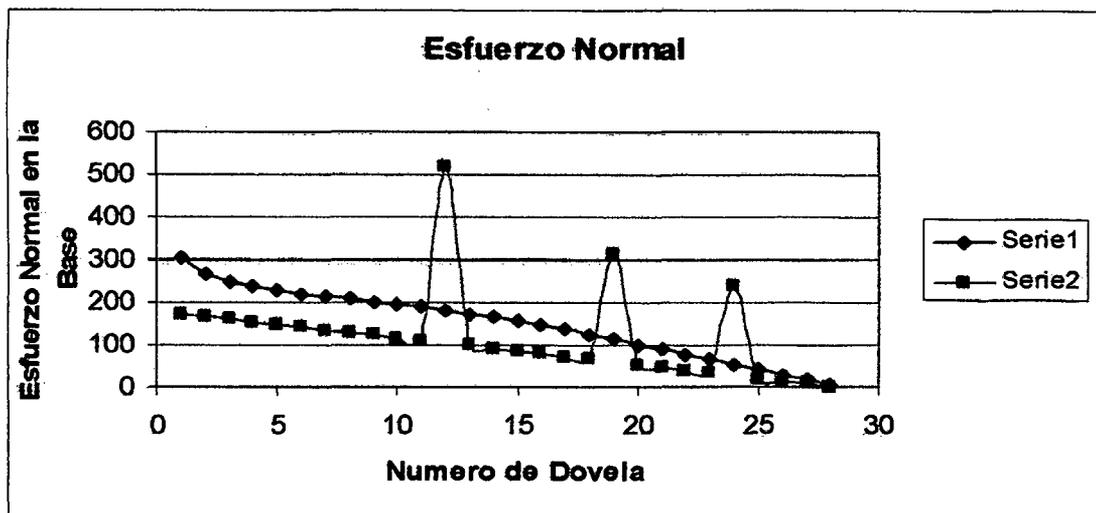


Figura 3.24. – Distribución de esfuerzos normales. Serie 1 (Elementos Finitos). Serie 2 (Equilibrio Límite).

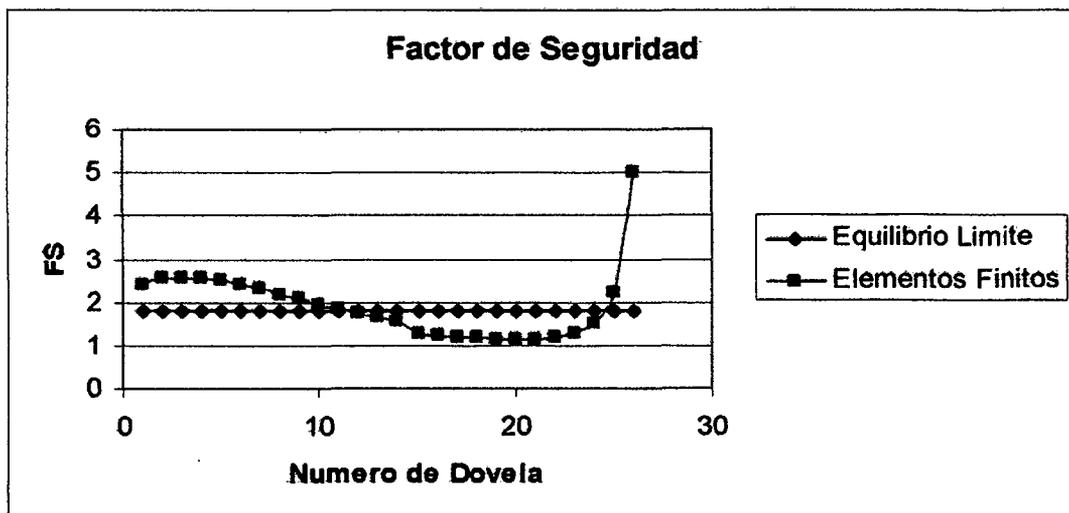


Figura 3.25. – Distribución del factor de seguridad según métodos de análisis

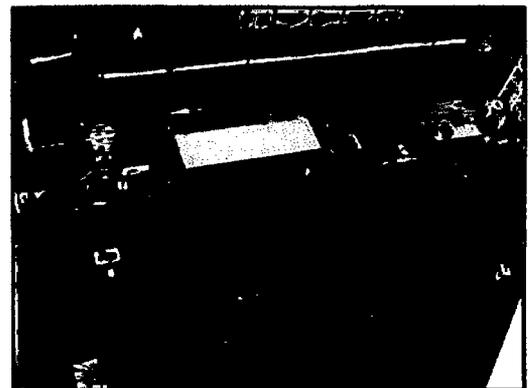
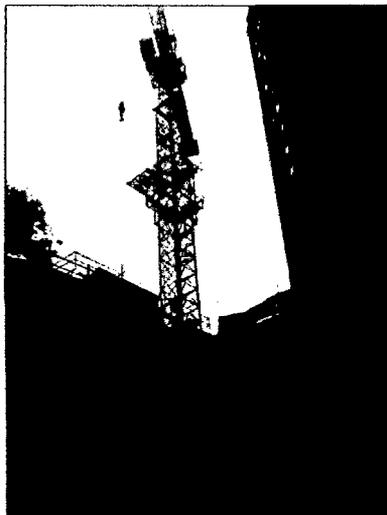
B. Sótanos Edificio Capital – San Isidro

Se presenta a continuación el análisis de estabilidad en un talud de una excavación profunda, correspondiente a la estabilización de un talud de 22m para el edificio Capital.

El análisis de estabilidad de un talud debe contemplar dos tipos de falla: La falla global y la falla local. La falla global está asociada a la falla que se da en el talud que involucra toda o gran parte de la geometría de éste, mientras que la falla local está asociada a una parte de la geometría del talud debido a carga externas sobre impuestas. Por ejemplo en el caso del Edificio Capital en la sección correspondiente a la torre grúa el análisis contempla una falla local y una falla global. En el presente ejemplo se analiza el efecto de una falla local debido a la presencia de una carga sobre impuesta al terreno, que en una excavación profunda puede ser: Una torre grúa, sobre carga vehicular, maquinarias, etc. Para el este caso específico se analizara el análisis de la estabilidad del sostenimiento del Edificio Capital.

Sección Torre Grúa Edificio

En la presente imagen observamos el corte A-A correspondiente a la sección de la torre grúa



Fotografía 3.8. - Sección de Torre Grúa, con un peso de 90ton aproximadamente.

Geometría de la Falla Local

En el proceso de Análisis-Diseño se debe determinar la influencia de la torre Grúa para determinar las condiciones de contorno de la falla local. Para este caso específico se analizó la influencia de la torre grúa utilizando método basados en la teoría elástica, obteniéndose finalmente valores de incrementos de esfuerzos verticales que nos indican la zona de influencia de la torre. En la siguiente tabla se presenta los valores de esfuerzos para la esquina de la cimentación según su profundidad.

Cuadro 3.9. – Distribución de y características geométricas de los anclajes

x	Z	INCREM.	
		ESFUERZO	%q
3.5	0		
	3.5	3.3760832	32.895676
	7	1.7968904	17.508432
	10.5	1.0524727	10.25502
	14	0.6719527	6.547332
	17.5	0.4597219	4.47941
	21	0.3319091	3.234036
	24.5	0.2498876	2.43484
	28	0.1944652	1.894818
	31.5	0.1554108	1.514282
	35	0.1269254	1.236728

Del Cuadro 3.9 anterior podemos concluir que la falla local más probable, podemos encontrarla a una distancia de 3.5m bajo la cimentación. Sin embargo para efectos del análisis, siendo conservadores, analizaremos la estabilidad para una profundidad 5m por debajo, siendo este el límite inferior, mientras que el límite lateral viene dado por el límite de la cimentación de la torre grúa. En la siguiente imagen observamos los límites de contorno para la falla local, límites pertenecientes a la sección A-A descrita anteriormente.



Fotografía 3.9. - Vista Frontal – Sección Torre Grúa



Fotografía 3.10. - Vista superior – Cimentación Torre Grúa

Resultados del Análisis de Estabilidad para la falla local descrita

Se realizó el análisis por el método de Spencer, método riguroso, basado en equilibrio límite, tanto para el caso Estático (sin influencia del sismo), y el caso

Seudo Estático (con influencia del sismo). La Figura 3.27 se muestra el análisis estático.

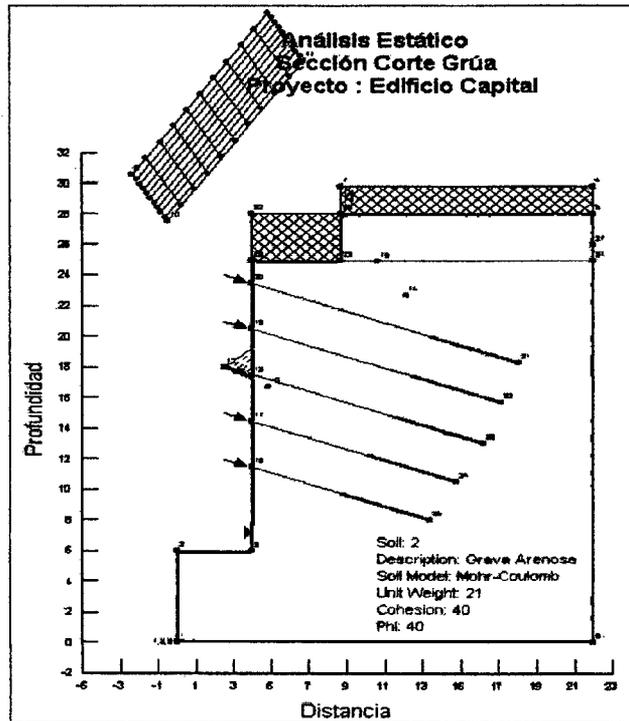


Figura 3.26. – Geometría y Límites de frontera pre-procesamiento

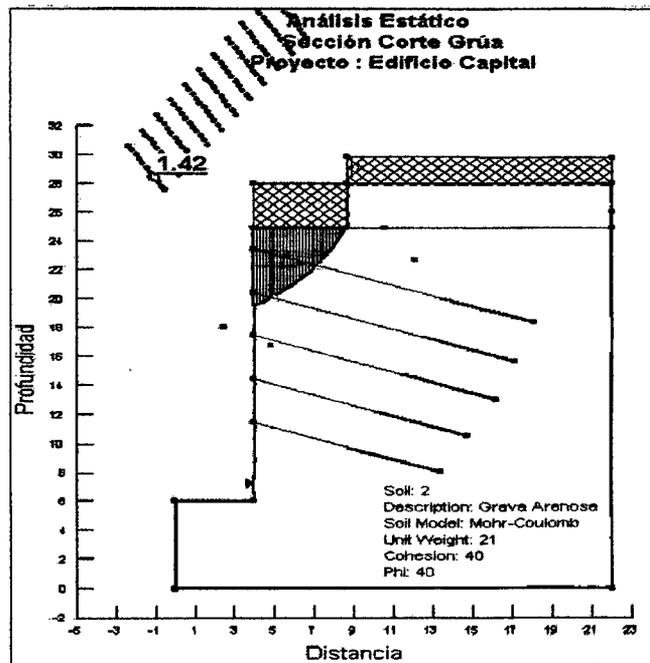


Figura 3.27. – Factor de seguridad estático

La Figura 3.28 nos muestra los resultados del análisis con la influencia del sismo, para una aceleración correspondiente al 15% de la gravedad, mientras que en la dirección vertical se asumió un valor de cero, presentándose en la superficie con un mayor efecto horizontal.

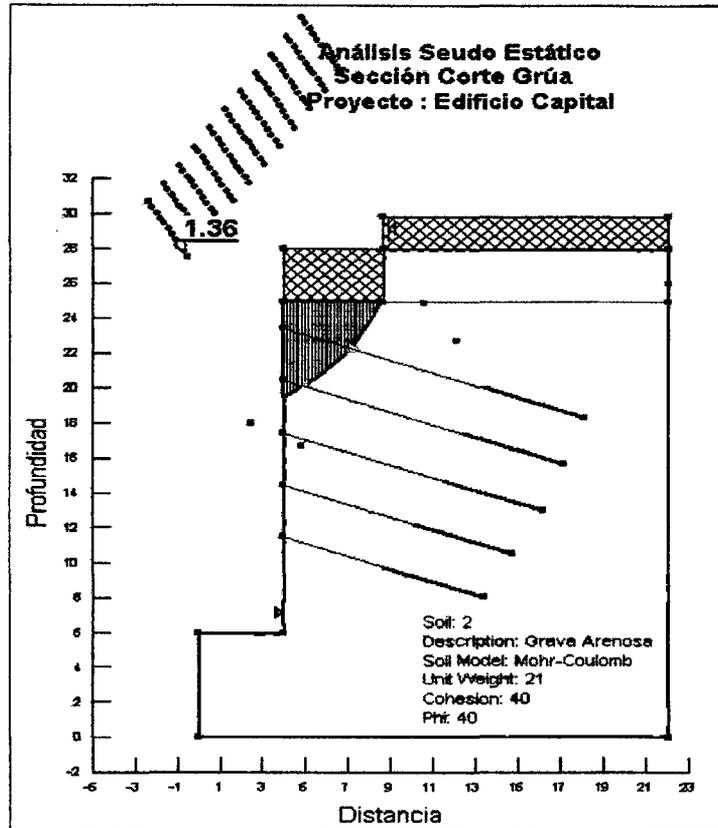


Figura 3.28. – Factor de seguridad con sismo

Comentarios

Se puede apreciar de los resultados del análisis que las superficies de falla generadas, en el caso estático como en el caso seudo estático, se encuentran dentro de los límites de frontera descritos inicialmente, hecho que refleja concordancia con las condiciones para una falla local descrita para este caso. Los factores de seguridad hallados son mayores a la unidad, lo cual verifica la estabilidad de esta sección para los casos analizados, verificándose también la superficie de falla ligeramente curva, hecho que se corrobora para el caso del suelo presente en el proyecto, correspondiente a la grava de Lima.

Es importante recalcar que en la obra, se debe tener presente agentes externos que puedan generar fallas locales en las excavaciones profundas, tales como

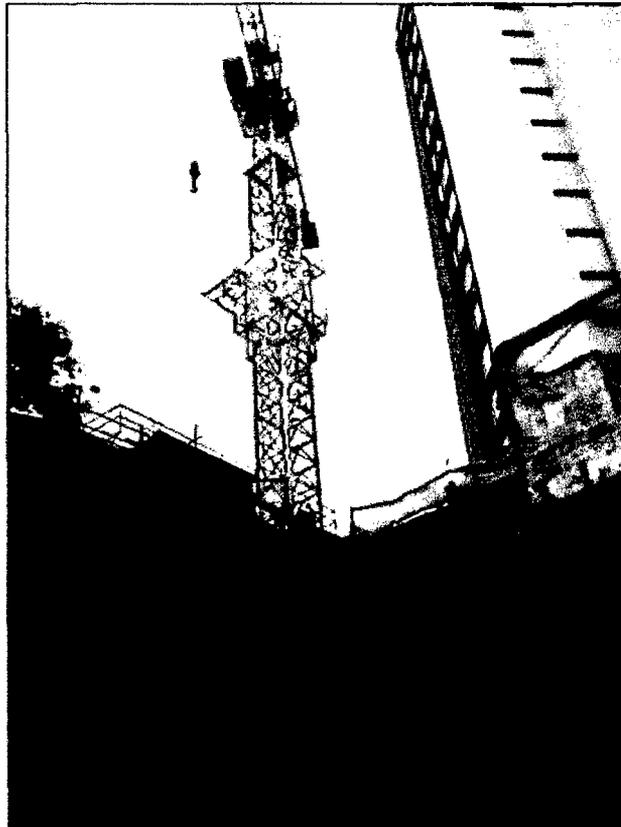
maquinarias presentes, oficinas, torres grúas, con el objetivo de verificar su estabilidad tanto global como localmente, siendo la observación y monitoreo en campo muy importante para poder predecir este tipo de fallas.

Análisis de sensibilidad

El análisis de estabilidad para el presente talud, tiene por objetivo realizar un análisis de sensibilidad que nos muestre la influencia de un parámetro determinado en la estabilidad del sistema de sostenimiento temporal. Para el presente caso tomado para la sección A-A analizada correspondiente a la torre grúa del Edificio Capital.

Sección torre grúa edificio

En la Fotografía 3.11 observamos el corte A-A correspondiente a la sección de la torre grúa



Fotografía 3.11. – Sección A-A, correspondiente a zona de torre grúa

Sensibilidad de la cohesión (c)

Con fines de conocer el comportamiento de la estabilidad por la variabilidad de un determinado parámetro, se tomó la cohesión, que es un parámetro mecánico intrínseco del suelo, que físicamente para el caso del suelo de la grava de Lima, nos da la idea del grado de entrapamiento entre sus partículas (boleos y finos), o grado de cohesión entre ellas, se realiza esta variación de este parámetro dado que de acuerdo con pruebas de triaxiales y corte directo insitu en la Grava de Santiago de Chile, se observa que más allá de una determinada deformación experimenta ablandamiento, hecho que lo hace más crítico en comparación a la fricción que durante toda la trayectoria de esfuerzos experimenta endurecimiento. Según los valores de cohesión halladas de diferentes ensayos de corte Insitu, variaremos la cohesión desde un valor máximo de 60kN/m², hasta un valor nulo bajo decrementos de 2 kNm², según muestra el siguiente Cuadro 3.10

Cuadro 3.10. – Variación de parámetros de suelos

Parámetros del suelo		
Cohesión c KN/m ²	Angulo de fricción ϕ	Peso específico kN/m ³
60	40	21
58	40	21
56	40	21
54	40	21
52	40	21
50	40	21
48	40	21
46	40	21
44	40	21
42	40	21
40	40	21
38	40	21
36	40	21
34	40	21
32	40	21
30	40	21

28	40	21
26	40	21
24	40	21
22	40	21
20	40	21
18	40	21
16	40	21
14	40	21
12	40	21
10	40	21
8	40	21
6	40	21
4	40	21
2	40	21
0	40	21

Resultados de la estabilidad

A continuación presentaremos los resultados en gráfico para los casos donde la cohesión asuma los valores de 60, 30, 0 kN/m².

Cohesión c=60kn/m² – Estático

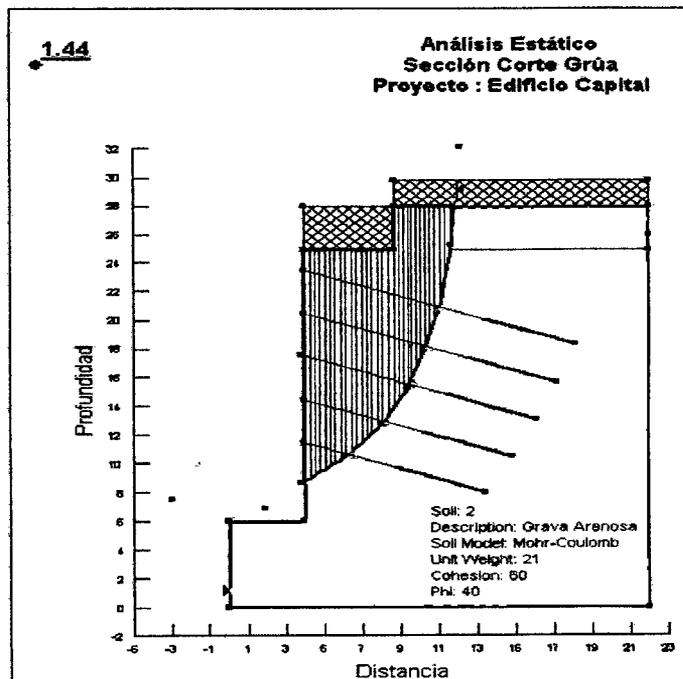


Figura 3.29. – Análisis de estabilidad estático Sección A-A, zona de torre grúa

Cohesión $c=60\text{kn/m}^2$ – Seudo Estático

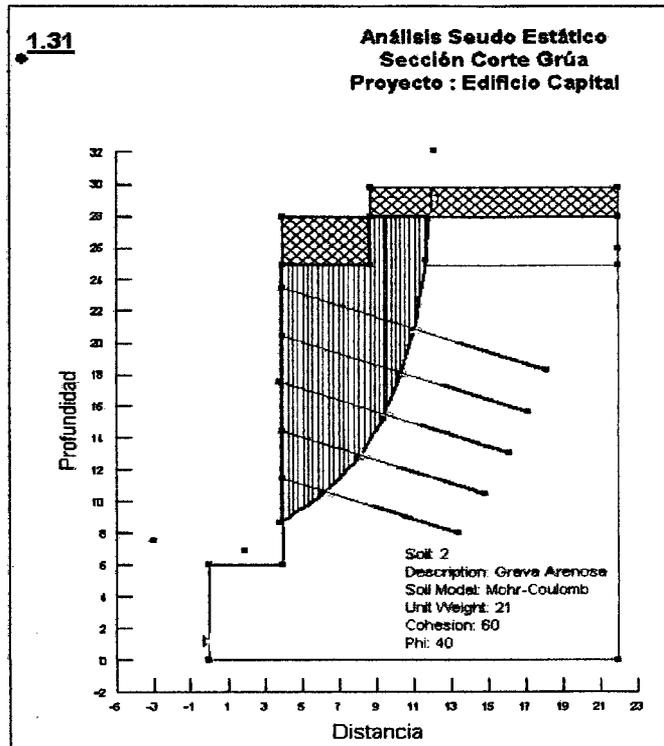


Figura 3.30. – Análisis de estabilidad sísmico Sección A-A, zona de torre grúa

Cohesión $c=30\text{kn/m}^2$ - Estático

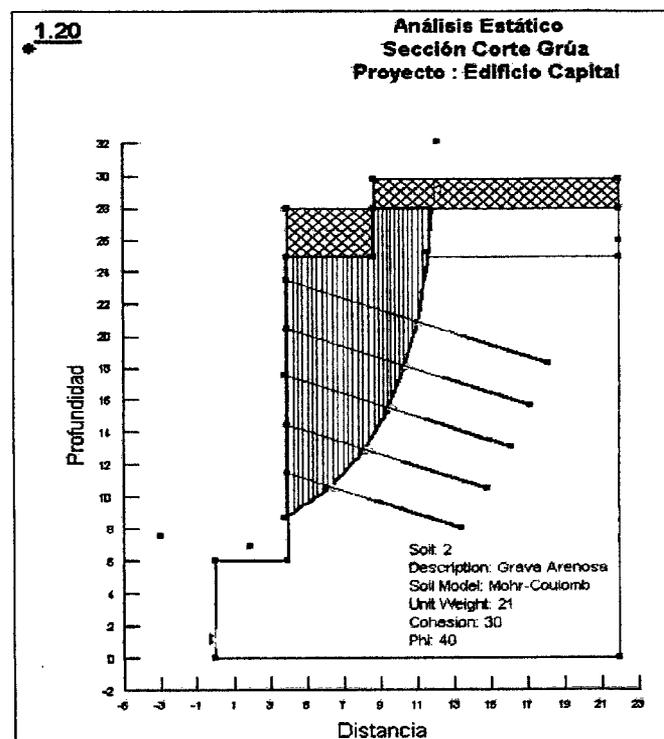


Figura 3.31. – Análisis de estabilidad estático Sección A-A, zona de torre grúa

Cohesión $c=30\text{kn/m}^2$ – Seudo Estático

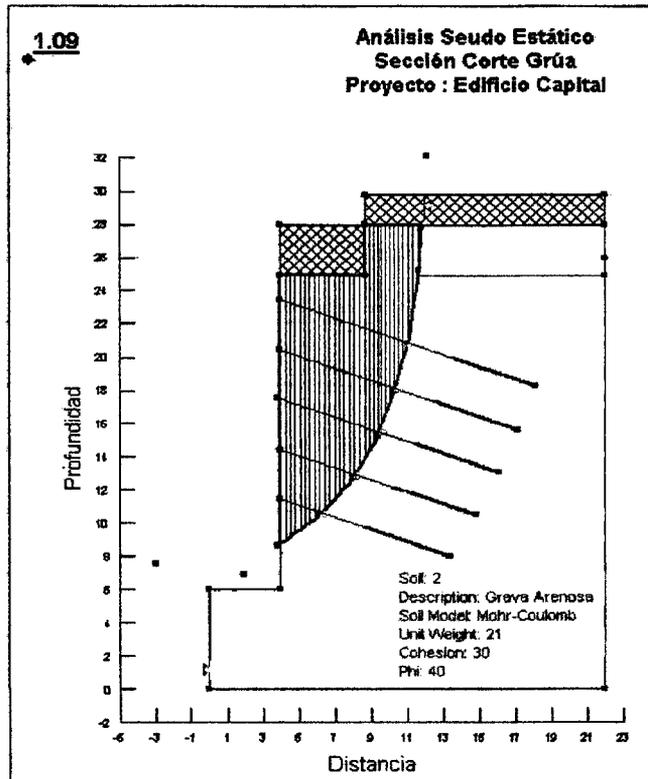


Figura 3.32. – Análisis de estabilidad sísmico Sección A-A, zona de torre grúa

Cohesión $c=0\text{kn/m}^2$ – Estático

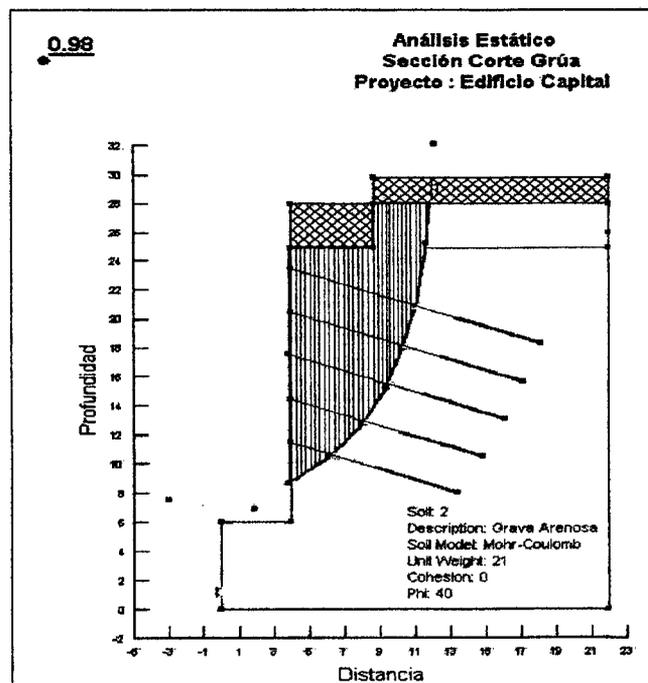


Figura 3.33. – Análisis de estabilidad estático Sección A-A, zona de torre grúa

Cohesión $c=0\text{kn/m}^2$ – Seudo Estático

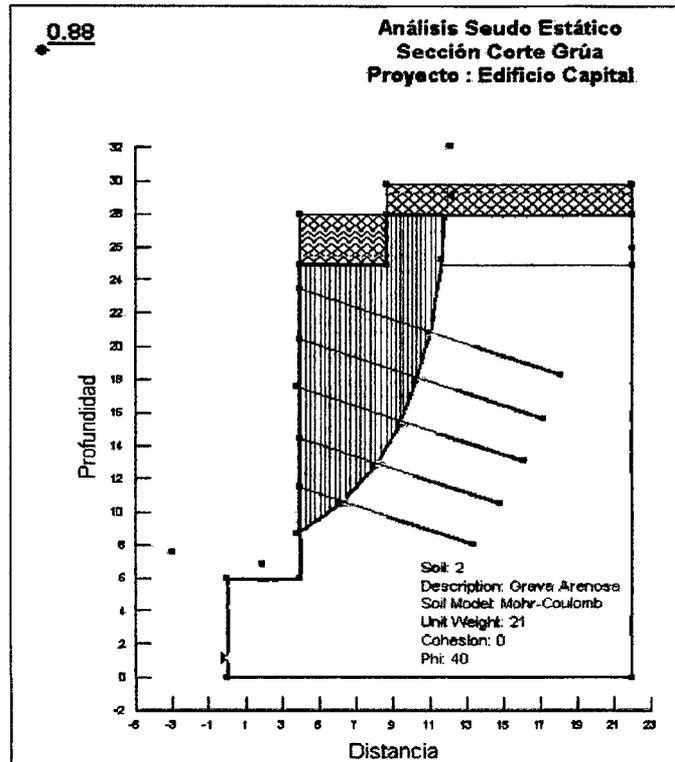


Figura 3.34. – Análisis de estabilidad seudo estático Sección A-A, zona de torre grúa

De las gráficas anteriores podemos observar que el factor de seguridad deberá estar entre los valores $[0.88 - 1.31]$, a continuación presentaremos los valores de los factores de seguridad para las 31 secciones analizadas, tanto para el caso Estático y Seudo Estático. El método que hemos utilizado fue el Bishop, dado que para utilizar el método riguroso de Spencer, dado la variación de la cohesión se hace casi imposible lograr una superficie de falla asociada al tipo de suelo, como la anterior para cada caso de cohesión, hecho que no mostraría el comportamiento real del suelo de Lima.

Resumen de factores de seguridad

Cuadro 3.11. – Variación de Factores de seguridad

Factores de Seguridad		
Cohesión c KN/m2	FS Estático	FS Seudo Estático
60	1.44	1.31
58	1.42	1.30
56	1.41	1.28
54	1.39	1.27
52	1.37	1.25
50	1.36	1.24
48	1.34	1.22
46	1.33	1.21
44	1.31	1.19
42	1.30	1.18
40	1.28	1.16
38	1.26	1.15
36	1.25	1.13
34	1.23	1.12
32	1.22	1.1
30	1.20	1.09
28	1.19	1.08
26	1.17	1.06
24	1.16	1.05
22	1.14	1.03
20	1.13	1.02
18	1.11	1
16	1.1	0.99
14	1.08	0.98
12	1.07	0.96
10	1.05	0.95
8	1.04	0.94
6	1.02	0.92
4	1	0.91
2	0.99	0.9
0	0.98	0.88

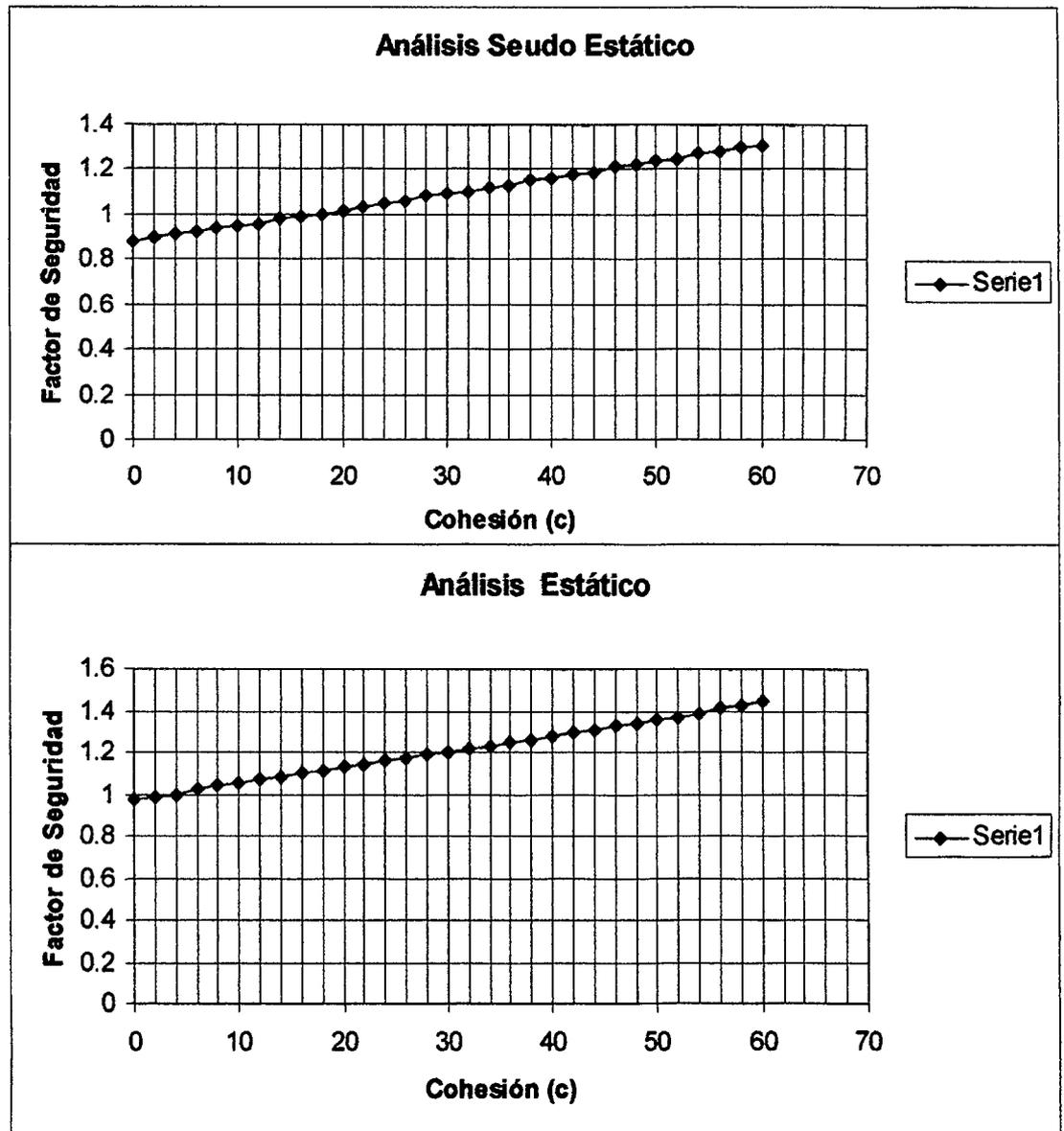


Figura 3.35. – Variación del Factor de Seguridad sísmico y estático con la cohesión

Comentarios finales

Se puede apreciar de los resultados del análisis del rango de variación de los factores de seguridad, con la variación de la cohesión, observándose en promedio un decremento de 0.01 en el factor de seguridad por cada decremento de 2 KN/m² al valor de la cohesión, podríamos decir que el valor de cohesión crítico es de 18KN/m² para el caso más crítico que es en presencia del efecto sísmico. La cohesión real deberá encontrarse entre los valores de 18 a 60kN/m²; sin embargo debido a las limitaciones innatas al análisis existirá divergencia entre el valor real en campo, debido a que el análisis presentado es un modelo

basado en consideraciones que por lo general no toman todas las influencias que actúan en la estabilidad del talud, si embargo son una buena aproximación para efectos de análisis y diseño.

Finalmente se llegó a corroborar que el parámetro de la cohesión es de mucha incidencia para la estabilidad de un talud vertical, en este caso, para una excavación profunda en el distrito de San Isidro.

Cuadro 3.12. – Fuerzas y longitudes de anclajes según niveles

RESUMEN TALUD GRUA					
Línea	Carga (T/m)	Longitud Influencia (ton)	Fuerza Total (ton)	Fuerza por Anclaje (ton)	Cantidad
2	15	9	135	68	2
3	15	9	135	68	2
4	15	9	135	68	2
5	18	7	126	63	2
6	18	7	126	63	2

3.8 Métodos de Elementos Finitos

3.8.1 Introducción al Métodos de Elementos Finitos

Los métodos de Equilibrio Limite para el análisis de estabilidad de taludes no consideran relaciones de esfuerzo deformación, obteniendo un mismo factor de seguridad para un talud natural que para un talud formado por un proceso de excavación, debido a ellos en los últimos años se han venido investigando nuevas formas de análisis, una de las que se reporta con mayor aceptación y uso es el método de elementos finitos.

El uso de los elementos finitos ha venido tomando mayor relevancia en los últimos años, en ramas de las ciencias, como ingeniería, medicina, entre otras. El método de los elementos finitos es una técnica numérica que nos permite discretizar un modelo físico en un numero finitos de elementos en donde se cumplen los principios básicos de la mecánica del continuo, que mediante una ecuación constitutiva del material, ya sea lineal o no lineal se procede a resolver las ecuaciones y obtener resultados en términos de esfuerzos, deformaciones, flujo, ente otros.

Una de las principales ventajas del método de elementos finitos es la simulación numérica de los procesos constructivos asociados, de tal manera de mostrar la influencia de la carga en la etapa construcción con el factor de seguridad. Se presenta la simulación numérica de una excavación realizada en etapas sucesivas, presentando además comparaciones con valores obtenidos con el método de equilibrio limite. El procedimiento básico de análisis en el método de los elementos finitos es:

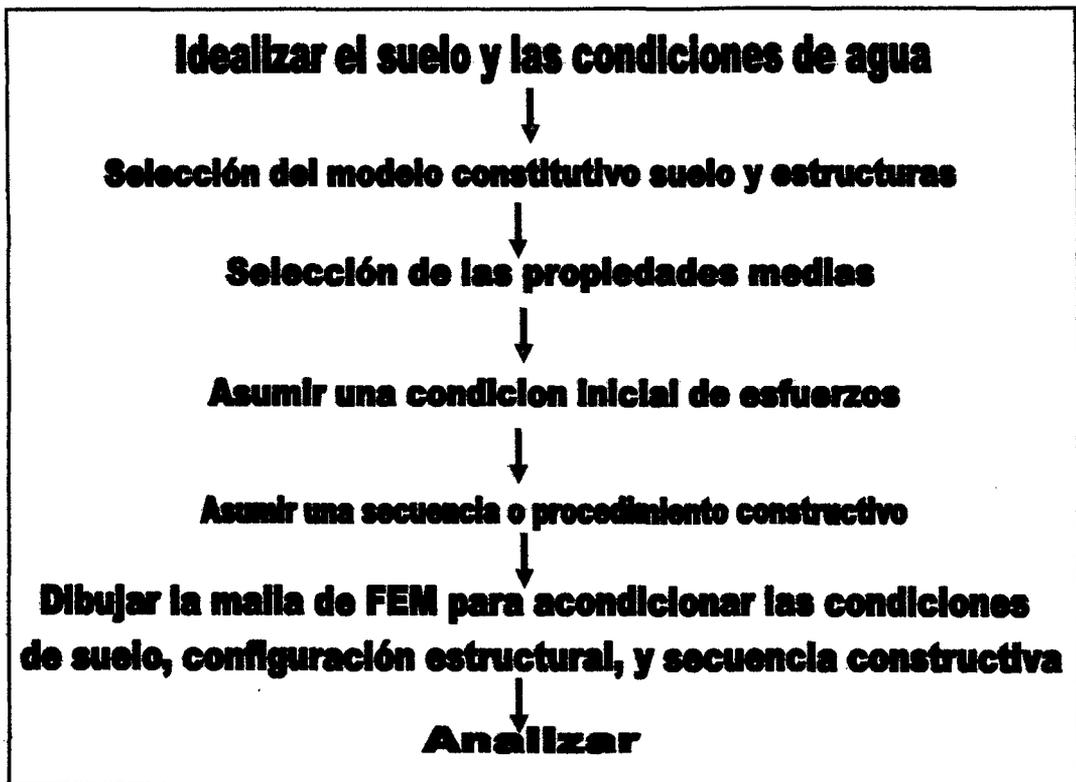


Figura 3.36. – Esquema básico de análisis en elementos finitos

El desarrollo de las ecuaciones de elementos finitos para un análisis esfuerzo deformación, como el usado para nuestro estudio, usa el concepto de energía potencial, métodos variacionales y otros son bien descritas por Bathe, 1982, Smith y Griffiths, 1988, Segerlind, 1984 y Zienkiewicz y Taylor, 1989. Ref(13)

La Ecuación 3.27 muestra la ecuación usado por el método de elementos finitos para un tiempo incremental dado:

$$\int_v [B]^T [C] [B] dv \{a\} = b \int_v \langle N \rangle^T dv + \rho \int \langle N \rangle^T dA + \{F_n\} \quad \text{Ec(3.32)}$$

Donde :

[B] = Matriz de deformación-desplazamiento

[C] = Matriz del modelo constitutivo

{a} = Vector columna de incrementos nodales de desplazamiento x e y.

<N> = vector fila de funciones de interpolación.

A = Área a lo largo del borde del un elemento.

v = volumen de un elemento.

b = Intensidad de fuerza de cuerpo unitaria.

ρ = Presión de superficie incremental.

{Fn} = Cargas concentradas nodales incrementales.

Mediante la Ecuación 3.32 se realiza la integración numérica o suma de estas ecuaciones sobre todos los elementos que conforman la malla de elementos finitos.

Debe notarse que la herramienta numérica Sigma/W se formula para análisis incrementales. Es decir, para cada etapa de tiempo, los desplazamientos incrementales correspondientes son calculados para la carga incremental aplicada. Los valores de esta carga incremental se añaden luego a los valores de la etapa previa. Las salidas del programa están referidas a los valores acumulados. Para un análisis bidimensional de deformación plana, Sigma/W considera que todos los elementos son de un espesor unitario. Para el presente estudio se realizó tanto modelos constitutivos Lineal Elástico, así como un modelo no lineal elastoplástico. Para el análisis por Elementos Finitos, Sigma/W usa una integración numérica de Gauss-Legendre ensamblado para formar la matriz de rigidez K. Las variables son evaluadas en primer término para puntos específicos dentro del elemento. Estos puntos son llamados puntos de integración de Gauss. Estos valores son luego sumados para todos los puntos de Gauss dentro del elemento. El procedimiento matemático se describe siguiendo:

$$\int_v [B]^T [C] [B] dA$$

$$\sum_{j=1}^n [B_j]^T [C_j] [B_j] \det[J_j] W_{1j} W_{2j}$$

Ec(3.33)

Donde :

j = Punto de integración de Gauss.

n = Orden de integración

det[Jj] = Determinante de la matriz Jacobiana

W1j, W2j = Factores de Peso

3.8.2 Modelos Constitutivos

3.8.2.1 Trayectoria de esfuerzos en una excavación

En la construcción de un muro anclado el suelo circundante sufre acciones de descarga y carga. Para estudiar este comportamiento obsérvese el Punto A de la Figura 3.37, en primera instancia se tiene una condición en reposo bajo

esfuerzos geoestáticos. Se altera esta condición cuando empieza la excavación (región de color azul) hasta el nivel del anclaje, en esta etapa el suelo trata de alcanzar una condición activa, donde los esfuerzos horizontales disminuyen y se generan esfuerzos cortantes como consecuencia según la trayectoria de la Línea I. A partir de la condición cercana a la activa se procede a tensar el anclaje, es en este punto cuando el suelo se le “devuelve el confinamiento lateral” aumentando de este modo la componente vertical de esfuerzo, que inclusive llega a ser mayor que la situación en reposo, según se muestra en la Línea II. Se excava el segundo y último nivel (sección de color rojo), debido a este proceso el suelo sufre otra vez una descarga, haciendo que el Punto A, alcance finalmente una condición entre activa y reposo. Como se detallará en el Capítulo 3.9, algunos códigos e investigadores asumen la presión lateral de tierra como un promedio ponderado entre el esfuerzo lateral de tierras activo y de reposo.

El Punto B de la parte inferior de la excavación sufre progresivamente un cambio en su estado de esfuerzos, el cual trata de alcanzar una condición pasiva, debido a la excavación experimenta una disminución de su componente de esfuerzo vertical, asociado a un incremento de presiones por el empotramiento, hasta alcanzar una condición cercana a la pasiva, tal y como se observa en la Figura 3.37.

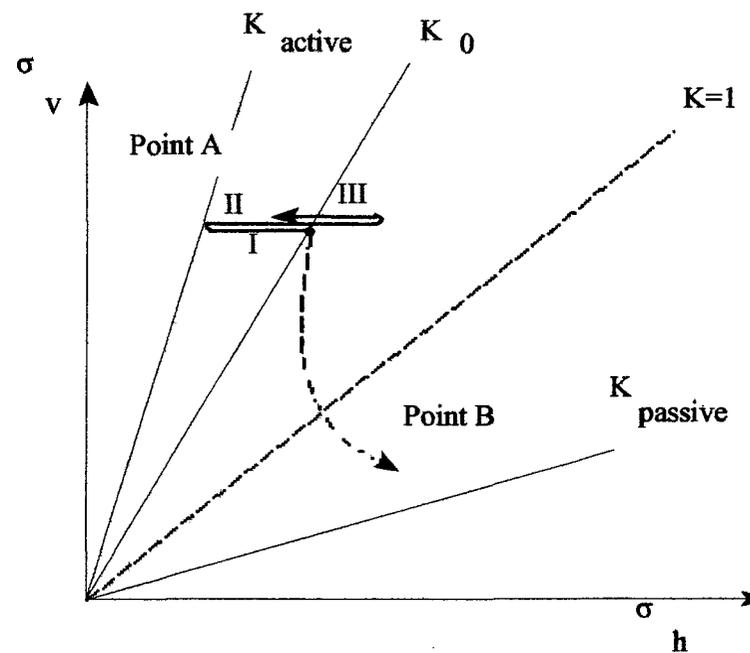
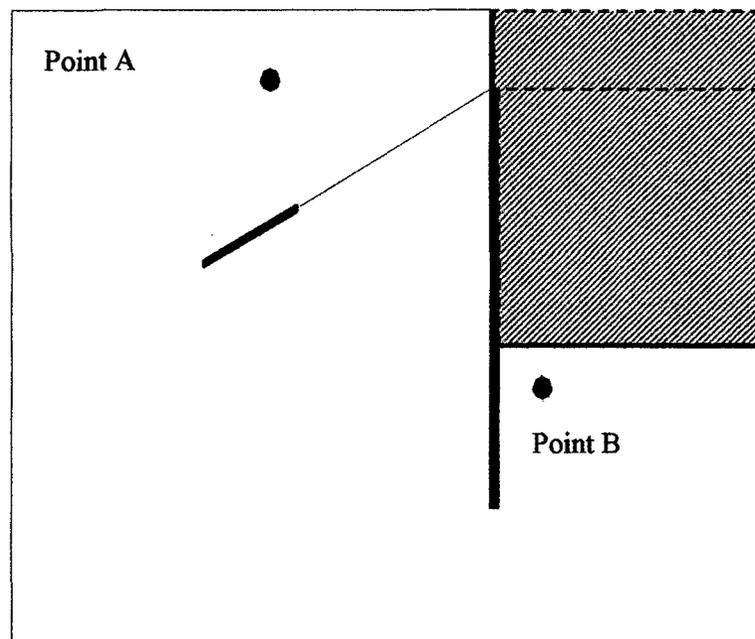


Figura 3.37(a). – Puntos de análisis para la trayectoria de esfuerzos, (Steiner Nodal, 2004) Ref(16)

Figura 3.37(b). – Trayectoria de esfuerzos del Punto A y Punto B (Steiner Nodal, 2004) Ref(16)

3.8.2.2 Modelos constitutivos en suelos

A. Introducción

La mayoría de los modelos constitutivos en geotecnia están formulados desde la hipótesis que el suelo es un medio continuo. Por lo tanto, se deben cumplir las tres ecuaciones básicas de la mecánica de medios continuos, utilizadas mediante herramientas de elementos finitos o diferencias finitas (Malvern, 1969; Spencer, 1980) Ref(13):

- ✓ Ecuación de equilibrio de tensiones.
- ✓ Ecuación de compatibilidad de deformaciones.
- ✓ Ecuación constitutiva que relaciona tensiones y deformaciones.

Las tensiones en los suelos están representadas por un tensor de tensiones efectivas de segundo orden según:

$$\sigma' = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.34)}$$

El tensor de tensiones (Ecuación 3.34) es simétrico: $\tau_{yx} = \tau_{xy}$; $\tau_{zx} = \tau_{xz}$; $\tau_{zy} = \tau_{yz}$, y puede ser expresado por una componente volumétrica y una componente desviadora según :

$$\sigma' = \begin{pmatrix} \sigma'_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p' & 0 & 0 \\ 0 & p' & 0 \\ 0 & 0 & p' \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma'_{xx} - p' & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_{yy} - p' & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_{zz} - p' \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.35)}$$

o también: $\sigma' = p' I + s$ Ec(3.36)

Donde: σ' es el tensor de tensiones efectivas e I es el tensor identidad, s es el tensor de tensiones desviadoras y p' es la tensión efectiva vertical dada por:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad \text{Ec(3.37)}$$

Las deformaciones pueden expresarse en notación matricial utilizando un tensor de segundo orden :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.38)}$$

Donde: $\varepsilon_{yx} = \varepsilon_{xy}$; $\varepsilon_{zx} = \varepsilon_{xz}$; $\varepsilon_{zy} = \varepsilon_{yz}$. También, se puede dividir en dos componentes, en una volumétrica y otra desviadora:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\varepsilon_v}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\varepsilon_v}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\varepsilon_v}{3} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} - \frac{\varepsilon_v}{3} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} - \frac{\varepsilon_v}{3} \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.39)}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \mathbf{I} + \mathbf{e}$$

O también:

Donde: $\boldsymbol{\varepsilon}$ es el tensor de segundo orden, \mathbf{I} es el tensor identidad, \mathbf{e} es el tensor de deformación desviadora y ε_v es la deformación volumétrica dada por:

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz})$$

Una de las hipótesis básicas de los modelos constitutivos es la isotropía, que significa que las propiedades del material no varían con la dirección. Por ello, la formulación se realiza en función de invariantes de tensión y deformación conjugados.

B. Modelo apropiado para La Grava de Santiago y Lima – “Strain Hardening/Softening Model”

Como parte de la investigación bibliográfica se pudo encontrar la existencia de un modelo que puede representar el comportamiento de la Grava de Lima y de Santiago,

cuyo comportamiento mecánico se vio en el Capítulo II. Este modelo está basado en el modelo Mohr-Coulomb del código FLAC de Itasca con corte no asociado y reglas de flujo de tensión asociados. La diferencia sin embargo es que este modelo permite la posibilidad que la cohesión, fricción, dilatancia y la resistencia puedan experimentar endurecimiento o ablandamiento después de alcanzada la fluencia plástica. En el modelo Mohr-Coulomb, estas propiedades se asumen constantes. En este modelo se puede definir la cohesión, fricción, dilatancia como constituidas por pequeños elementos lineales como parámetros de endurecimiento midiendo la deformación unitaria plástica cortante. También se puede definir una ley de ablandamiento mediante pedazos de líneas para la resistencia que puede estar en términos de otro parámetro de endurecimiento midiendo la deformación unitaria plástica de tensión. El código iterativo mide las deformaciones unitarias totales plásticas de corte y tensión, incrementando los parámetros de endurecimiento en cada etapa de tiempo y en consecuencia induce a que las propiedades del material conformen las funciones definidas en base a pruebas experimentales o definidas.

Las funciones de fluencia y potencial, correcciones al flujo plástico y a los esfuerzos son idénticas a aquellas dadas por el modelo de Mohr Coulomb.

B.1 Parámetros para el Modelo "Strain Hardening/Softening Model" implementado en el código FLAC de Itasca.

La deformación unitaria plástica de corte se mide por el parámetro de endurecimiento de corte e^{ps} , cuya forma incremental se define como (ver ecuación en Veermer y Borst, 1984) Ref(8).

$$\Delta e^{ps} = \left\{ \frac{1}{2} (\Delta e_1^{ps} - \Delta e_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta e_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta e_3^{ps} - \Delta e_m^{ps})^2 \right\}^{1/2} \quad \text{Ec(3.40)}$$

Donde :

$$\Delta e_m^{ps} = \frac{1}{3} (\Delta e_1^{ps} + \Delta e_3^{ps})$$

Donde : $\Delta e_j^{ps}; j = 1,3$ son los incrementos principales de deformación plástica unitaria cortante

El parámetro de endurecimiento en tensión e^{pt} mide las deformaciones unitarias plásticas acumuladas en tensión, este incremento es definido como:

$$\Delta e^{pt} = \Delta e_3^{pt} \quad , \quad \text{Ec(3.41)}$$

Donde : Δe_3^{pt} es el incremento de la deformación plástica de tensión en la dirección del plano mayor principal (recuerde que los esfuerzos de tensión son positivos).

La notación usada líneas arriba, y expresiones similares a ser presentadas luego deben explicarse. El término Δe_i^{ps} es idéntico al término Δe_i^p , donde $i=1,2,3$. El sufijo s, denota que la deformación unitaria plástica esta relacionada con la superficie de fluencia en corte (mas que con superficie de fluencia de tensión). Nótese que Δe_i^{ps} son incrementos de deformaciones unitarias plásticas, no incrementos de deformaciones de corte. Similarmente Δe_3^{pt} es idéntico con Δe_3^p . En este caso el sufijo t denota que la deformación unitaria plástica está relacionada con la superficie de fluencia en tensión.

Consideremos el caso unidimensional de una curva esfuerzo deformación la cual se ablanda más allá del punto de fluencia y atenúa cierta resistencia residual.

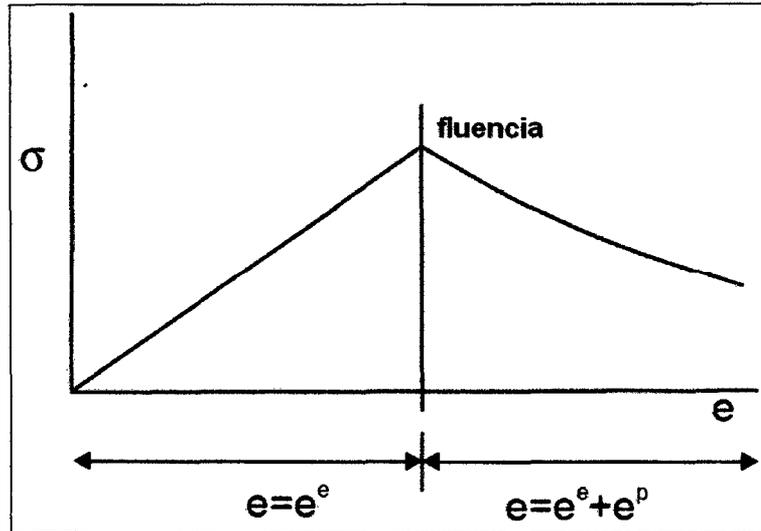


Figura 3.38. – Curva Esfuerzo Deformación elastoplástica, (Itasca, 2000)

La curva es lineal hasta el punto de fluencia; en este rango la deformación unitaria es solo elástica $e = e^e$. Después de la fluencia la deformación unitaria total esta compuesta por una parte elástica y plástica: $e = e^e + e^p$. En el modelo de endurecimiento y ablandamiento por deformación, se puede definir la variación de la cohesión, fricción, dilatancia, y la resistencia de tensión como función de la porción plástica e^p de la deformación unitaria total. Ejemplo de estas funciones se muestran en las siguientes figuras, y pueden ser aproximadas en el código FLAC mediante líneas sucesivas.

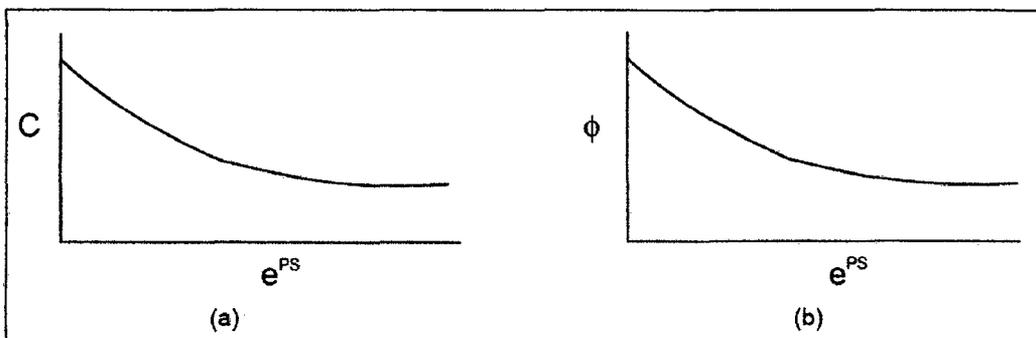


Figura 3.39. – Variación de la cohesión (a) y la fricción con la deformación plástica, (Itasca, 2000)

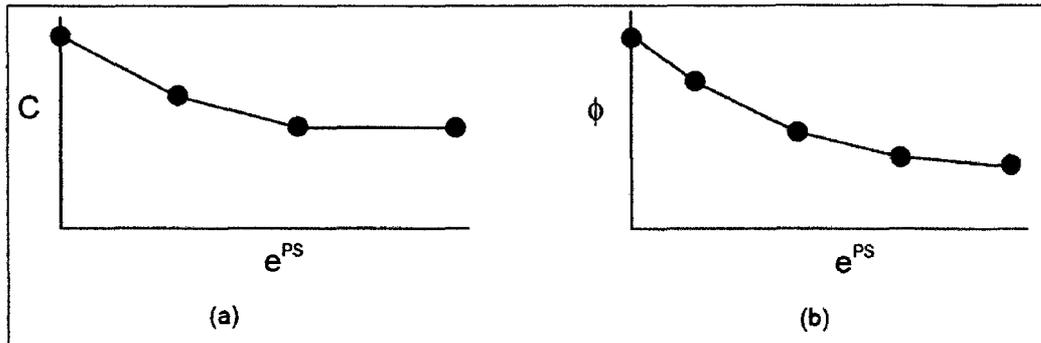


Figura 3.40. – Aproximación mediante elementos lineales, (Itasca, 2000)

3.8.2.3 Interacción entre el anclaje suelo tendón

El modelaje para el sistema de transferencia de carga en un anclaje es de mayor complejidad que aquellos adoptados para otros enfoques empíricos. Para el entendimiento del comportamiento de los muros anclados, este sistema de transferencia tiene que ser apropiadamente entendido desde un modo racional. Varios autores han estudiado este sistema de transferencia desde un punto vista empírico, entre los cuales están Weeransinghe y Littlejohn, Benmokrane et al, Barley, Jarrel y Haberfield, Woods y Barkhordari, Briaud et al, y Kim. A pesar que los autores anteriores dieron una visión de la transferencia del anclaje, se necesita de ahondar en una forma de tal modo de involucrar todos los elementos que intervienen en la transferencia de la carga.

(Desai, 2002) Ref(10), explica que el modelamiento numérico puede ser muy eficiente al tratar de explicar el sistema de transferencia de carga en un sistema de anclajes, desarrollando un modelo numérico para explicar el desarrollo de esfuerzos y deformaciones en un sistema de anclaje.

En el modelo del sistema de anclaje, los modelos adoptados para las interfases de lechada-tendón y lechada-suelo son importantes para un mejor entendimiento y versatilidad del diseño adoptado, típicamente este comportamiento puede ser modelado mediante un análisis de medios continuos, ya sea elementos finitos, diferencias finitas, métodos que pueden lidiar con representar el comportamiento de deslizamiento relativo, separación, muy bien descritos con interfases.

Numerosas investigaciones han sido realizados por Goodman et al, Ghaboussi et al, Hermann, Pnade y Sharma, Frank et al, Carol y Alonso, Desai et al, Beer, y Griffiths.

El método viga-columna ha sido ampliamente utilizado para predecir el comportamiento de pilotes y muros de contención sujetos a cargas horizontales y verticales. Las curvas carga-deflexión, cargas asentamientos han sido usados para representar problemas de interacción suelo estructura en un análisis viga columna, que fueron desarrollados por Dunnavant y O'Neil, Briaud, Briaud y Kim, Kim y otros, y Jeong y Seo.

En el Capítulo 3.5 se estudió mediante métodos empíricos la interacción anclaje suelo, viéndose que la capacidad del sistema de anclaje está dado por la carga de menor magnitud entre:

- La Resistencia Lechada-Suelo
- La Resistencia Lechada-Tendón
- La Resistencia del Tendón

A. Mecanismo de Transferencia de Carga

El mecanismo de transferencia de carga del anclaje en suelo es complejo dado que envuelve tres tipos diferentes de materiales: Suelo, lechada y tendones. Para el entendimiento de este problema, es de mucha ayuda considerar primero la distribución de la carga en los tres materiales cuando el anclaje es cargado en el estado último. El cual causa la falla competa del suelo en corte de la interfase suelo lechada. Briaud et al, describió el sistema de transferencia de carga, como se muestra en La Figura 3.41. La carga acumulada tomada por el suelo varía. La carga es igual a cero en la parte final del anclaje, alcanzando un valor último en la superficie del terreno.

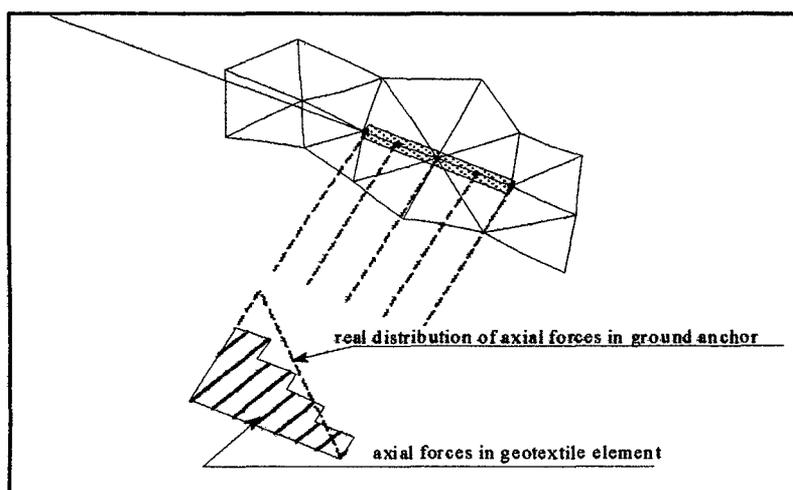


Figura 3.41. – Distribuciones de esfuerzos en un anclaje (Itasca, 2000)

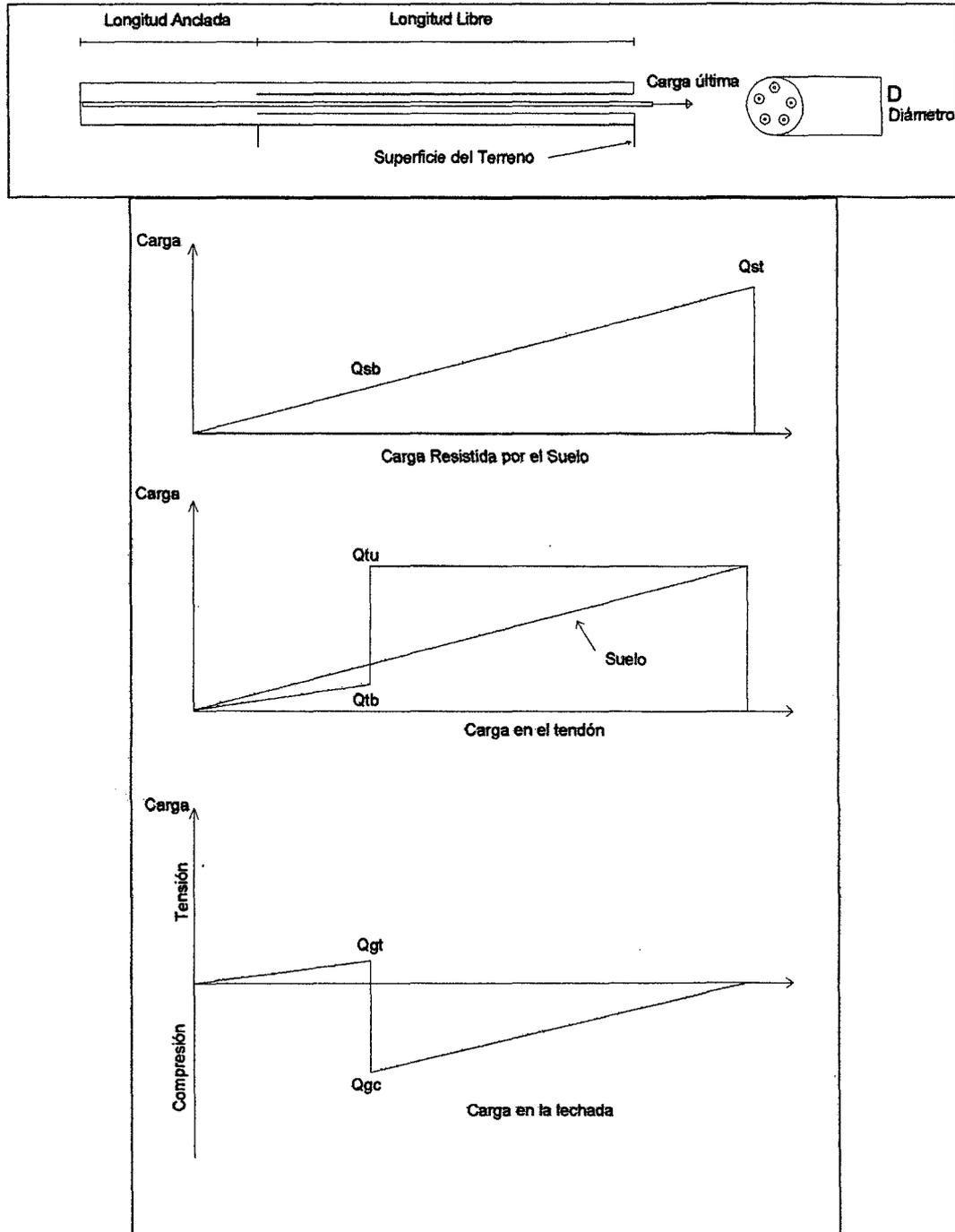


Figura 3.42. – Distribución de Carga en un anclaje en la carga última: (a) Carga Resistida por el suelo (b) carga en el tendón, y (c) carga en la lechada . (Briaud et al, 2002)

Otra metodología últimamente que se usa más que nada en temas de investigaciones es el conocer el comportamiento del anclaje a través de herramientas numéricas, tales

como elementos finitos o diferencias que pueda discretizarse de tal modo de conocer los esfuerzos y desplazamientos en cada punto finito en que se ha dividido el anclaje. Itasca 2000, desarrolló un modelo constitutivo para explicar el mecanismo de transferencia de carga en un anclaje, el modelo desarrollado es el elemento cable.

Los elementos cables son elementos axiales unidimensionales que pueden ser anclados en un punto específico de la grilla (punto de anclaje o de refuerzo), es así que el elemento cable desarrolla fuerza a lo largo de su longitud acorde con la deformación de la grilla. Los elementos cable pueden alcanzar fluencia en tensión o compresión, sin embargo no pueden soportar momentos flectores debido a su esbeltez. Para los muros anclados los elementos cables suelen ser inicialmente tensados. Estos elementos se usan para modelar una variedad de soportes para la cual la capacidad a la tensión es importante, incluyendo pernos, y muros anclados.

B. Formulación para el elemento Cable según el FLAC2D-Itasca

Los elementos cable en FLAC consideran más que sólo un efecto local del refuerzo, su efecto en resistir la deformación es tomado en cuenta a lo largo de toda su longitud. La formulación del elemento cable es apropiado para modelar un sistema de refuerzo. La formulación numérica para el refuerzo se describe en el presente capítulo.

En la formulación se asume que el cable se divide en un número de segmentos de longitud L , con puntos nodales localizados en la parte final del segmento. La masa de cada segmento es globalizado en los puntos nodales, como la formulación de la mecánica del continuo del FLAC.

El elemento cable del FLAC es una función del comportamiento del acero (comportamiento axial) y el comportamiento de la interfase lechada-acero (comportamiento cortante). El comportamiento axial del acero se describe por una simple relación lineal entre la deformación aplicada y la fuerza resultante. El cable puede teóricamente tomar carga en compresión y tensión, pero para los anclajes activos, sólo el comportamiento en tensión es relevante. La Figura nos muestra esquemáticamente el comportamiento axial de un elemento cable. Las propiedades que se requieren para el cable son la: resistencia a la tensión, módulo de Young, y el área

de la sección transversal denominados como "yield", "E área", y "ycomp" en la Figura 3.43, respectivamente. Para describir el comportamiento axial del elemento de refuerzo. En la presente formulación, la rigidez axial se describe en términos del refuerzo de la sección axial, A (área), y el modulo de Young, E (E).

La fuerza axial incremental, ΔF^t , se calcula a partir del desplazamiento incremental axial por:

$$\Delta F^t = -\frac{EA}{L} \Delta v^t \quad \text{Ec(3.42)}$$

Donde: $\Delta v^t = \Delta v_i t_i$

$$\Delta v^t = \Delta v_1 t_1 + \Delta v_2 t_2$$

$$\Delta v^t = (v_1^{[b]} - v_1^{[a]})t_1 + (v_2^{[b]} - v_2^{[a]})t_2$$

$$v_1^{[a]}, v_1^{[b]}$$

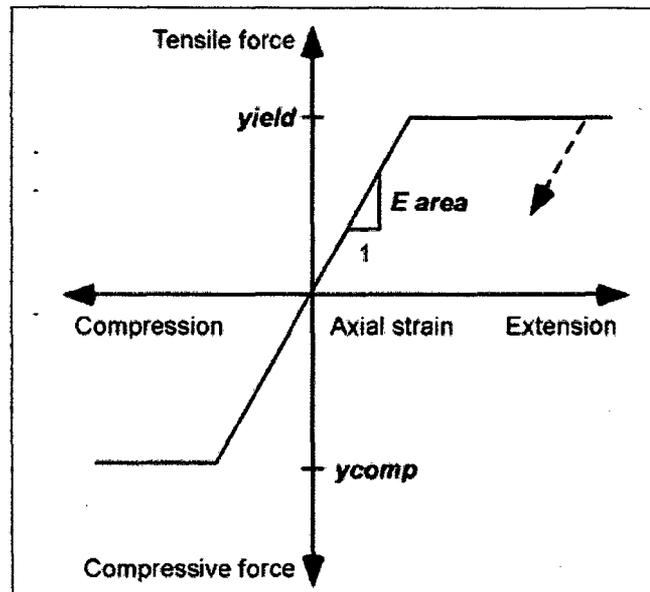


Figura 3.43. – Comportamiento axial del elemento cable del FLAC (Itasca, 2000)

El comportamiento de corte juega un rol importante en como el cable se carga cuando la grilla se desplaza. Es a través de la interfase lechada-cable que el desplazamiento de la grilla induce carga en el cable a través de los esfuerzos de corte. El comportamiento en corte de la lechada se representa como un sistema de resorte deslizante en los nodos del cable según muestra la Figura 3.44. La propiedades que describe a la lechada son: la rigidez de la conexión denominado k_{bond} y la resistencia al corte

sbond. La rigidez de la conexión determina la carga aplicada al cable a través de la lechada como resultado del desplazamiento entre la lechada y el cable. Esto se calcula usualmente apartir de pruebas de pull-out o jalado . El manual del FLAC nos da la siguiente relación para elegir el kbond (Itasca 2000).

$$kbond = \frac{2\pi G}{10 \ln(1 + 2t / D)} \quad \text{Ec(3.43)}$$

En la Ecuación 3.43, G es el módulo de corte de la lechada, t es la distancia radial entre el cable y la pared del tubo, y D es el diámetro interior del tubo.

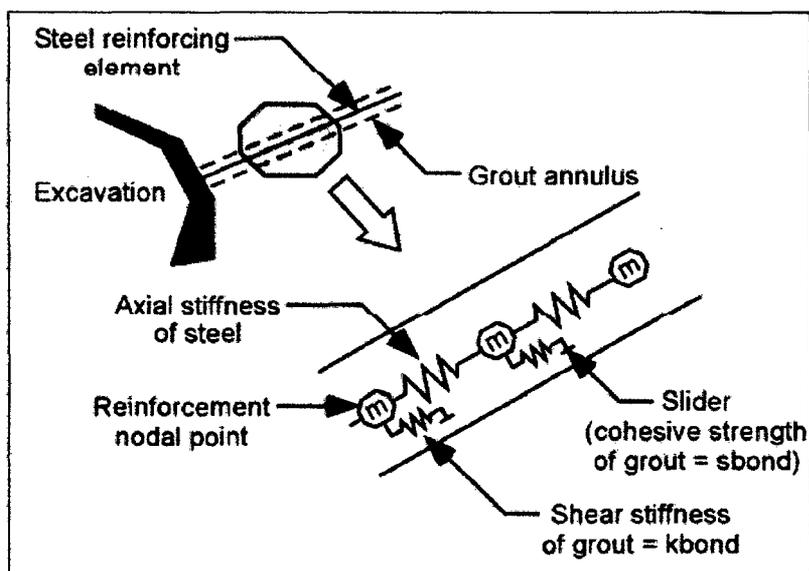


Figura 3.44. – Ilustración conceptual de la parte anclada del refuerzo (Itasca 2000)

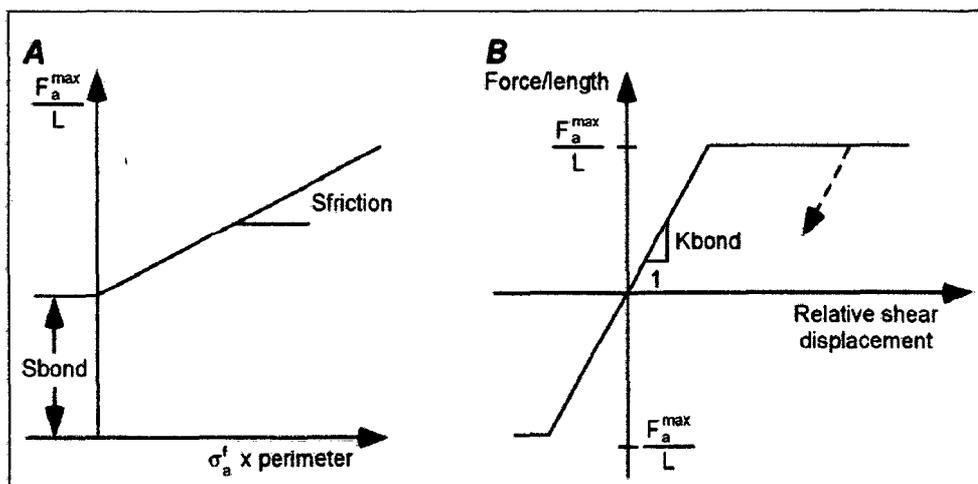


Figura 3.45. – comportamiento de la lechada. (Itasca, 2000). A, Criterio de resistencia cortante de la lechada. B, fuerza de corte en la lechada vs desplazamiento

3.8.3 Cálculo del Factor de seguridad

Para el cálculo del factor de seguridad en la estabilidad de taludes en general mediante el método de elementos finitos presenta dos metodologías: El paso directo y el paso indirecto, que traen consigo la simulación de falla del sistema de pantallas ancladas. Esta simulación del colapso del sistema de pantallas ancladas puede ser representado de dos formas, una forma típica es reduciendo los parámetros de resistencia cortante del suelo c (cohesión) y ϕ (fricción), siendo la segunda forma por el incremento de la carga, de tal modo de llevar al colapso al sistema, en lo último se hace referencia como factor de seguridad a las cargas que deben ser mayoradas para llevar a la estructura del suelo al colapso. De acuerdo a los apuntes de clase de Geotecnia Computacional Avanzada (Romanel, Celso. 2009, Brasil), para el caso de pantallas ancladas la forma más apropiada de hallar el cálculo del factor de seguridad es incrementado las cargas en el modelo hasta llegar al colapso del sistema, es decir no presuponiendo que el sistema falla por pérdida de resistencia cortante, para el último caso el factor de seguridad será la relación de la carga de falla del sistema entre la relación de la carga de trabajo. Para el primer enfoque la reducción de estos parámetros se da en condiciones de suelo seco y saturado según.

$$c^* = \frac{c}{M} \quad \text{Ec(3.44)}$$

$$\text{tg}^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad \text{Ec(3.45)}$$

Donde:

M = Es el factor de reducciones sucesivas de los parámetros c y ϕ , de análisis no lineales por el método de elementos finitos, antes de la falla del talud, que es donde el M se le denomina Factor de Seguridad.

La versatilidad del método depende de cuan acertada haya sido la selección de la malla de los elementos, en donde deberán estar incluidas las relaciones de equilibrio, continuidad y las leyes constitutivas asociadas al suelo. Para resolver el problema de conseguir una convergencia se deberá considerar la correcta elaboración de una malla refinada, típicamente los software actuales están adaptados para realizar esta labor, sin

embargo es necesario analizar cada caso particular asociados al comportamiento real de la estructura del suelo.

El paso indirecto asocia el principio de Equilibrio Limite, en donde se asocia al suelo un campo de tensiones alrededor de una superficie potencial de falla. El factor de seguridad para este método, se da igual que en los métodos tradicionales de equilibrio limite, variándose simplemente los parámetros de resistencia hasta alcanzar una superficie de colapso, pudiendo ser especificado un modelo constitutivo elastoplástico o elástico lineal.

$$FS = \frac{\int_A^B s dl \sum_{i=1}^n [St \Delta l_i] = \sum_{i=1}^n [(c_i + \sigma_t \tan \phi_i) \Delta l_i]}{\int_A^B \tau dl \sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i] = \sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta l_i]} \quad \text{Ec(3.46)}$$

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{yi} - \sigma_{xi})}{2} \text{sen} 2\alpha_i + \tau_{xy_i} \cos 2\alpha_i \quad \text{Ec(3.47)}$$

$$\sigma_i = \sigma_{xi} \text{sen}^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \cos^2 \alpha_i - \tau_{xy_i} \text{sen} 2\alpha_i \quad \text{Ec(3.48)}$$

3.8.4 Simulación Numérica en excavaciones

El US Army Corps of Engineers (Cuerpo de ingenieros de Los Estados Unidos), presentaron un manual para el análisis en proyectos de navegación o portuarios. Se presenta básicamente el análisis mediante el método de elementos finitos, donde el procedimiento de una excavación se simula siguiendo pasos básicos de la Figura 3.46. Este ejemplo particular usado es el proceso de excavación a adyacente al sistema de estabilización de un muro anclado. La porción de suelo a ser excavada esta sombreada. Antes de la excavación, el suelo a ser excavado ejerce esfuerzos a lo largo del borde entre el suelo a ser excavado y el suelo circundante. Tomando en cuenta las acciones que produce el suelo a excavarse al suelo que quedará luego de esta, se puede graficar esta situación según la Figura 3.46, donde el suelo excavado es simplemente reemplazado por esfuerzos (o tracciones) a través de la cara o superficie

de la excavación. El suelo que quedara después de la excavación no experimentará desplazamientos o cambios en los esfuerzos si el suelo a excavar fuera reemplazado por los esfuerzos de borde. Debido a que los sistemas mostrados en las Figuras 3.46 y 3.47 son equivalentes, la excavación se simplifica por la remoción de los bordes de esfuerzos del suelo que quedará según la Figura 3.48. Se tendrá al final una superficie libre de esfuerzos, y los desplazamientos y esfuerzos debido a la excavación serán producidos por la remoción de la carga. En resumen, se sugiere en el manual que para simular el proceso de excavación se sigue los siguientes pasos.

- Encontrar las tensiones o los bordes de esfuerzos transmitidos al suelo circundante a la excavación por el suelo que será excavado.
- Remover las rigideces de la región excavada de las rigideces de la toda la región.
- Aplicar al suelo circundante las tensiones o bordes de esfuerzos con las magnitudes iguales a aquellas determinadas en el Paso 1 con signo opuesto.
- Añadir los desplazamientos incrementales, deformaciones y esfuerzos del Paso 3^a la condición antes de la excavación.

En la simulación mediante elementos finitos, los esfuerzos inducidos por cargas externas y el peso propio se convierten a fuerzas nodales.

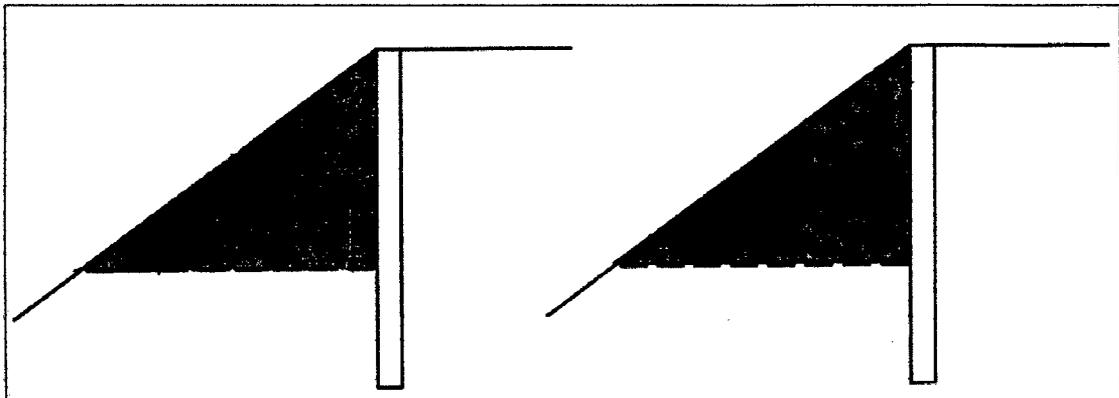


Figura 3.46. – Esfuerzos Normales y Cortantes In situ en el borde de la excavación antes de la excavación. (US Army Corps of Engineers, 2002) Ref(12)

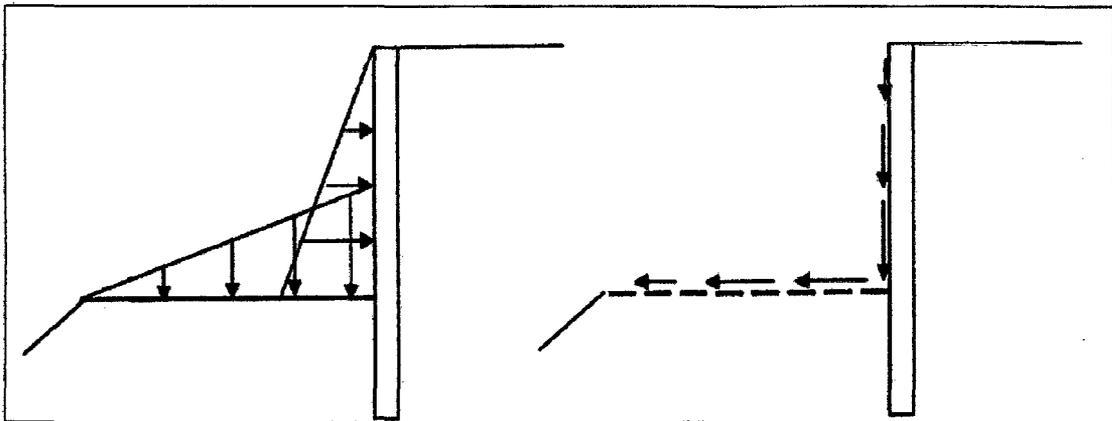


Figura 3.47. – Suelo a excavar removido. Equilibrio de la masa de suelo restante con los esfuerzos insitu actuando en el borde de la excavación. (US Army Corps of Engineers, 2002).

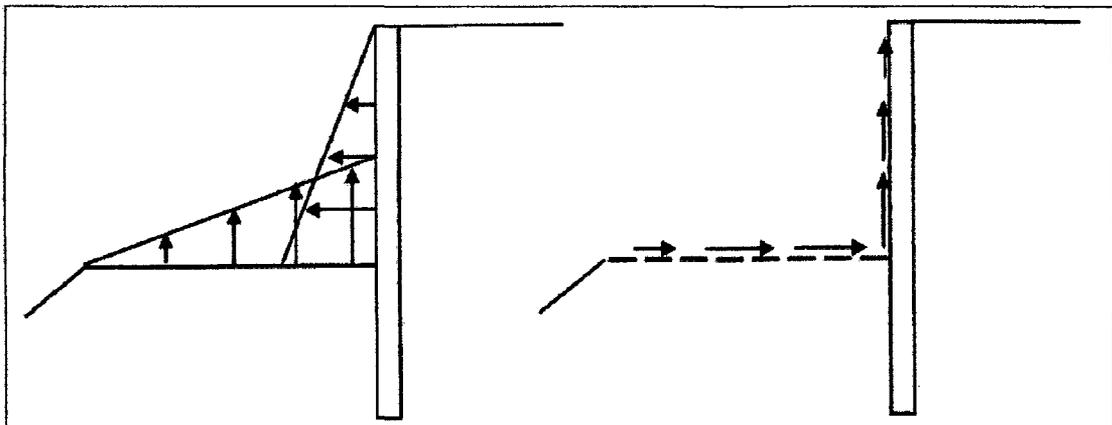


Figura 3.48. – Esfuerzos aplicados para obtener una superficie libre de esfuerzos que son iguales y opuestos a los esfuerzos insitu. (US Army Corps of Engineers, 2002).

3.8.4.1 Procedimiento de Clough y Duncan

Uno de los primeros procedimientos de elementos finitos para simular una excavación en suelos fue desarrollado por Clough y Duncan (1969) Ref(5). Es el procedimiento usado por varios códigos de elementos finitos. Sucesivas aplicaciones siguientes demostraron que el procedimiento de Clough y Duncan (1969) tenía ciertas limitaciones, que podría tener una influencia significativa en los resultados simulados. Siguiendo el trabajo de Clough y Duncan (1969), otros procedimientos numéricos para modelar la excavación han sido desarrollados que mejoran y extraen las deficiencias en el procedimiento de Clough y Duncan.

De manera similar a varios procedimientos de excavación, la técnica de Clough y Duncan se base en la Figura 3.48 y consiste en determinar los esfuerzos en el borde

de la excavación, calculando las fuerzas nodales equivalentes a partir de los esfuerzos de borde y aplicando fuerzas nodales iguales pero opuestas en la malla de elementos finitos. Al mismo tiempo, las contribuciones de los elementos excavados son extraídas de la matriz de rigidez global. Esto se puede hacer asignando valores mínimos a los elementos excavados. La aplicación de cargas en los nodos iguales pero opuestas a lo largo del borde de la excavación asegura que el borde de la excavación tendrá una superficie libre seguida de la remoción de los elementos excavados.

Para calcular las fuerzas nodales en los bordes de la excavación, Clough y Duncan usan los esfuerzos normales y de corte a lo largo de la superficie expuesta por la excavación. Consideremos el caso de un elemento finito de cuatro nodos con una distribución lineal de esfuerzos normales y de corte a lo largo de las caras de la excavación, ilustrados en la Figura 3.48. Los esfuerzos normales producirán fuerzas nodales perpendiculares a la cara de la excavación, mientras que los esfuerzos de corte producirán fuerzas nodales paralelos a la cara de la excavación. La suma de todas las fuerzas en la dirección x e y da las fuerzas totales en la excavación F_x y F_y para cada nodo.

Las fuerzas nodales para el caso de una distribución lineal a lo largo de la cara de la excavación será igual a la mitad de los esfuerzos multiplicado por la longitud de la cara de la excavación para ambos nodos, Figura 3.49(a). Para elementos cuadrilaterales con una distribución lineal de esfuerzos a lo largo de las caras, las fuerzas nodales son calculadas como se muestra en la Figura 3.49(b). Las cargas nodales son obtenidas a partir del equilibrio estático e integrando el área de la carga sobre la longitud o el lado del elemento.

En el método de elementos finitos, los esfuerzos son generalmente determinados solo dentro del elemento (en el centro de los elementos o en los puntos de cuadratura de Gauss) y no a lo largo de las caras de los elementos. Debido a que los bordes de la excavación pasan por entre los elementos, varios procedimientos se desarrollaron para determinar los esfuerzos en los bordes de la excavación a partir de los esfuerzos internos de los elementos adyacentes a los bordes de la excavación. Dunlop, Duncan, y Seed (1968) determinaron los esfuerzos en los bordes promediando los esfuerzos entre pares de elementos adyacentes al borde de la excavación.

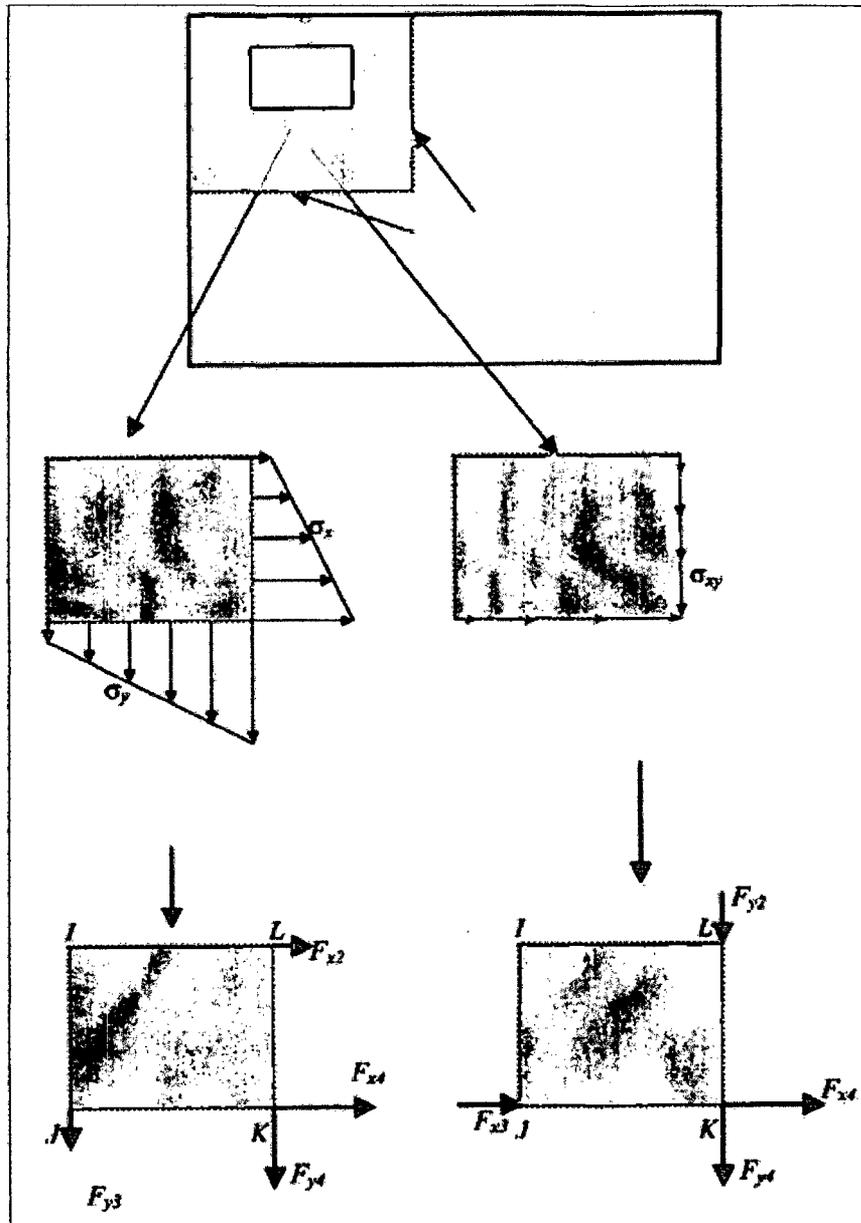


Figura 3.49. – Esfuerzos normales y de corte, fuerzas nodales a lo largo de las caras de excavación de un elemento. (US Army Corps of Engineers, 2002).

Las fuerzas nodales equivalentes se calculan asumiendo que el promedio de esfuerzos son constantes a lo largo del borde de la excavación. En el caso mostrado en la Figura 3.50, los esfuerzos a lo largo del borde de la excavación K-L son obtenidos a partir del promedio de los esfuerzos en los elementos 1 y 2, y para los borde J-K son calculados los esfuerzos a partir de los elementos 1 y 4. Este método se demuestra que es

adecuado sólo cuando los elementos son de igual dimensión. Chang (1969) mejoró este método usando solo los esfuerzos por encima del borde y corrigiéndolos la carga nodal de acuerdo a un gradiente de esfuerzos por gravedad asumido dentro de los elementos.

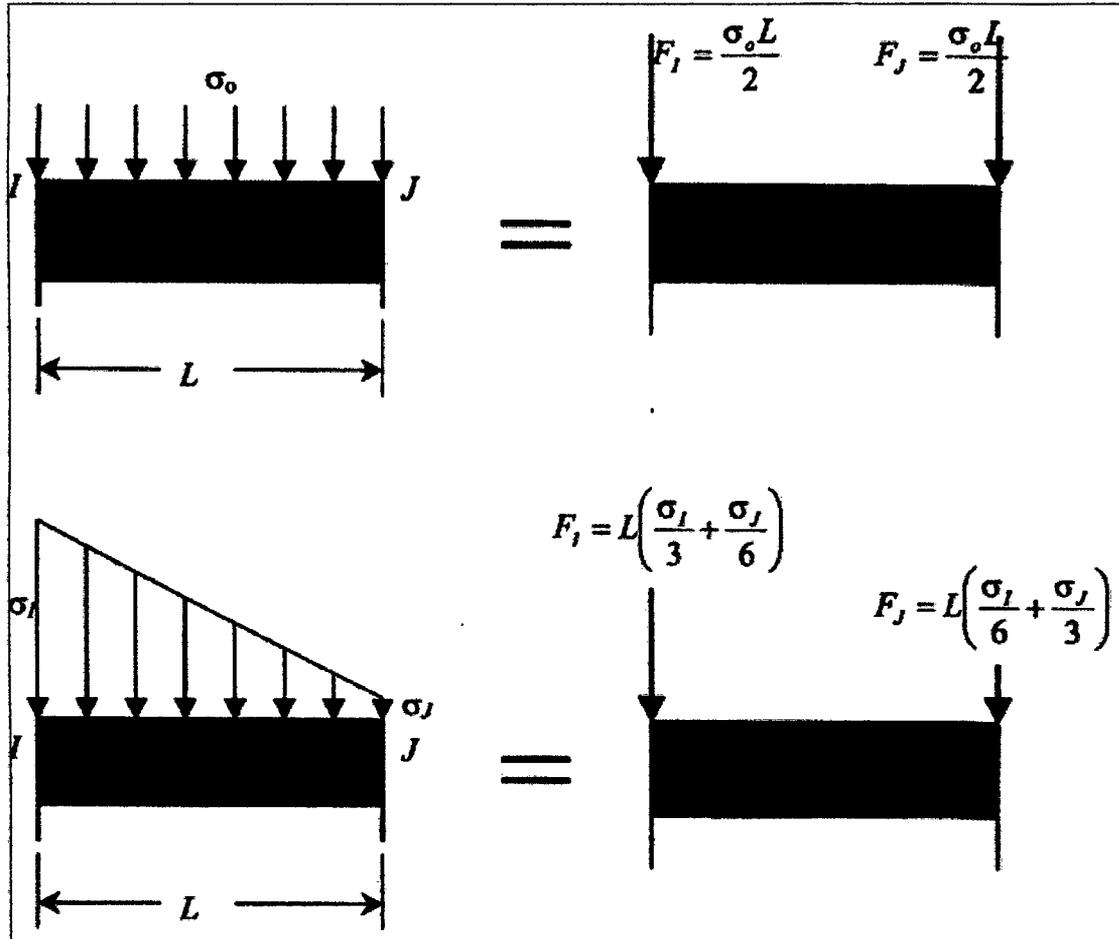


Figura 3.50. – Fuerzas nodales a partir de esfuerzos en la superficie. (US Army Corps of Engineers, 2002).

Clough y Duncan generalizaron la técnica de Dunlop, Duncan y Seed (1968) y Chang (1969) interpolando los esfuerzos a lo largo del borde de la excavación a partir de los esfuerzos en el elemento a ser excavado y los esfuerzos en los tres elementos adyacentes. La Figura 3.51 ilustra el procedimiento de Clough y Duncan

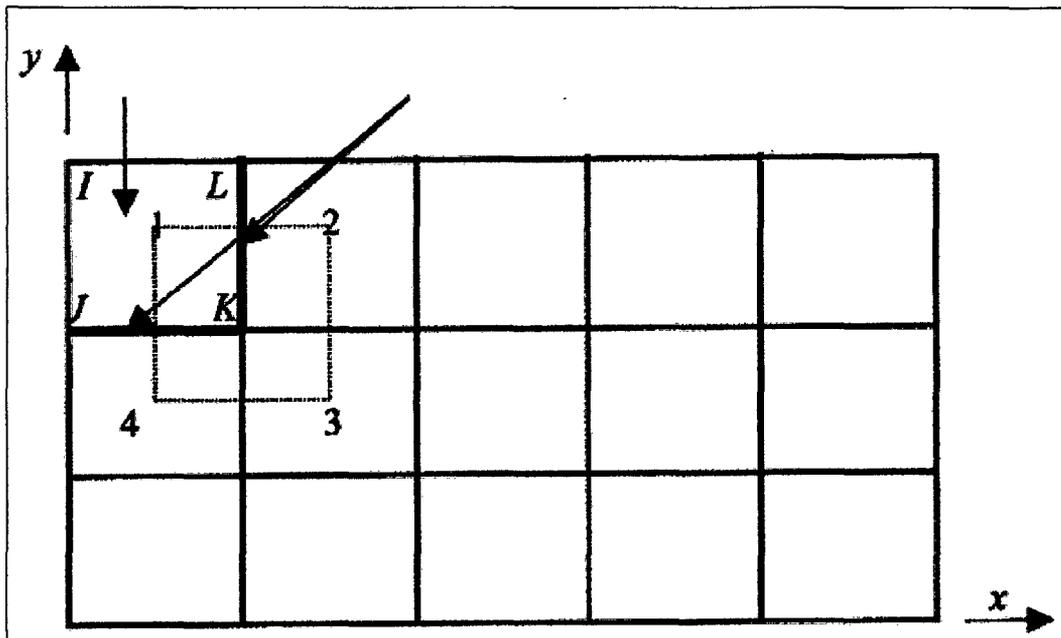


Figura 3.51. – Procedimiento usado para determinar los esfuerzos a lo largo de los bordes de la excavación. Para el procedimiento de Dunlop, Duncan y Seed (1968), los esfuerzos a lo largo de K-L son calculados a partir de los esfuerzos de los elementos 1 y 2, y esfuerzos a lo largo de J-K son calculados a partir de los esfuerzos en los elementos 1 y 4. Para el procedimiento de Clough y Duncan (1969), esfuerzos en los puntos nodales de J, K, y L se interpolan a partir de los esfuerzos en los centros de los elementos 1, 2, 3 y 4. Los elementos 2, 3, y 4 adyacentes a la excavación del elemento 1 son llamados elementos de interpolación. (US Army Corps of Engineers, 2002).

Para interpolar los esfuerzos a lo largo del borde de la excavación, se asume que los esfuerzos varían bilinealmente en la región acerca del borde de la excavación. A continuación se presenta una función de interpolación de la siguiente forma para expresar la variación de los esfuerzos:

$$\sigma \approx a_1 + a_2x + a_3y + a_4xy \quad \text{Ec(3.49)}$$

Donde x e y son las coordenadas de un punto nodal y σ es uno de los componentes de esfuerzo, ya sea: σ_x , σ_y , σ_{xy} . Los coeficientes de interpolación a_1 , a_2 , a_3 y a_4 son determinados a partir de cuatro valores conocidos de esfuerzos σ en cuatro puntos localizados dados por las coordenadas x e y . Como se mencionó arriba, las cuatro localizaciones son los centros de los elementos excavados y los tres elementos adyacentes (son llamados elementos de interpolación). Numerando los elementos de 1

a 4, los esfuerzos $\sigma(1)$, $\sigma(2)$, $\sigma(3)$, y $\sigma(4)$ en cada elemento puede ser expresado en términos de las coordenadas de los centros de los elementos (x_1, y_1) (x_4, y_4) y los coeficientes de interpolación a_1 , a_2 , a_3 , y a_4 como:

$$\sigma(1) = a_1 + a_2x_1 + a_3y_1 + a_4x_1y_1$$

$$\sigma(2) = a_1 + a_2x_2 + a_3y_2 + a_4x_2y_2$$

$$\sigma(3) = a_1 + a_2x_3 + a_3y_3 + a_4x_3y_3$$

$$\sigma(4) = a_1 + a_2x_4 + a_3y_4 + a_4x_4y_4$$

Estas ecuaciones pueden ser escritas en forma matricial en la forma:

$$\{\sigma\}_e = [m]\{a\} \quad \text{Ec(3.50)}$$

Donde:

$$\{\sigma\} = \{\sigma(1) \ \sigma(2) \ \sigma(3) \ \sigma(4)\}^T, \{a\} = \{a_1 \ a_2 \ a_3 \ a_4\}^T \text{ y}$$

$$[m] = \begin{pmatrix} 1 & x_1 & y_1 & x_1y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & x_2y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & x_3y_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & x_4y_4 \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.51)}$$

Los coeficientes de interpolación desconocidos $\{a\} = \{a_1 \ a_2 \ a_3 \ a_4\}^T$ pueden ser obtenidos a partir de la Ecuación

$$\{a\} = [m]^{-1}\{\sigma\}_e \quad \text{Ec(3.52)}$$

Los valores de los coeficientes de interpolación pueden ser ahora usados para extrapolar los esfuerzos en cada uno de los nodos del elemento a ser excavado. Denotando los cuatro nodos del elemento a ser excavado como I, J, K, y L, los esfuerzos en los nodos $\{\sigma\} = \{\sigma_I \ \sigma_J \ \sigma_K \ \sigma_L\}^T$ pueden ser obtenidos como:

$$\{\sigma\} = [n]\{a\} \quad \text{Ec(3.53)}$$

Donde $[n]$ es la matriz de coordenadas para los nodos I, J, K, y L:

$$[n] = \begin{pmatrix} 1 & x_i & y_i & x_i y_i \\ 1 & x_j & y_j & x_j y_j \\ 1 & x_k & y_k & x_k y_k \\ 1 & x_l & y_l & x_l y_l \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.54)}$$

Finalmente, las fuerzas nodales en el borde de la excavación pueden calcularse a partir de los esfuerzos nodales asumiendo que los esfuerzos varían linealmente a lo largo de las caras del elemento. Los cálculos de las fuerzas nodales en la superficie de tracción son los mismos presentados en la Figura 3.51.

Así mismo Clough y Duncan presentaron una función tridimensional de interpolación la cual se muestra en la Figura 3.25. Esencialmente el procedimiento encaja en una distribución bilineal de esfuerzos para elementos de interpolación y usa los parámetros de interpolación para encontrar los esfuerzos en los nodos del elemento excavado. Esto significa que la superficie interpolada se extiende desde los elementos de interpolación hasta la región ocupada por los elementos excavados.

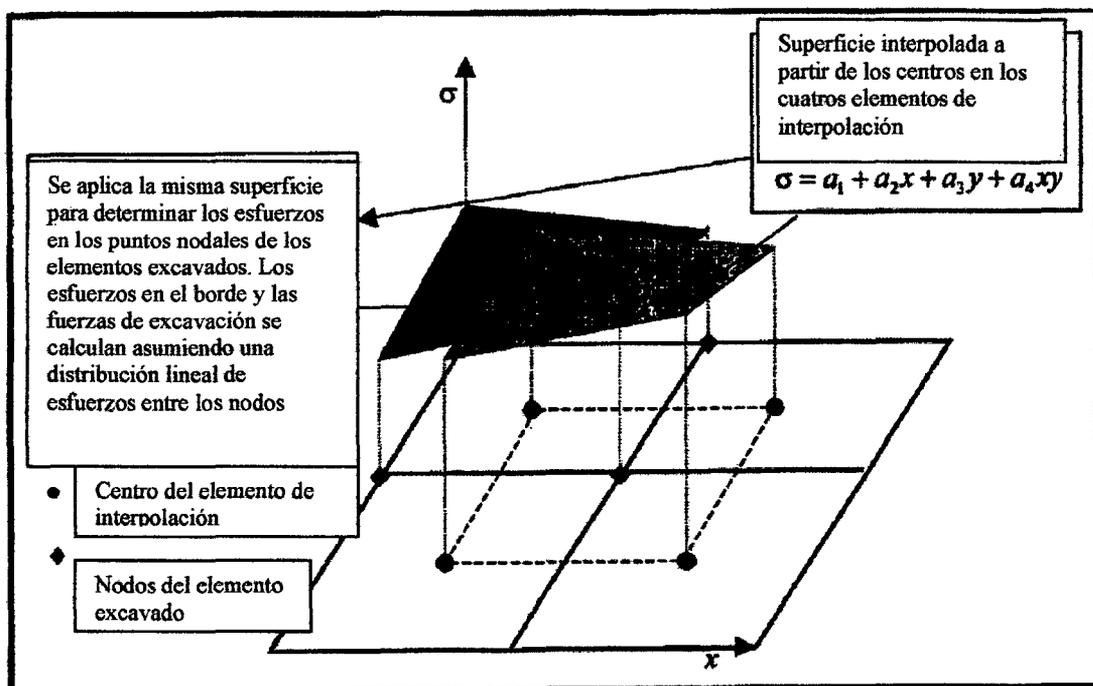


Figura 3.52. – Procedimiento usado para determinar los esfuerzos a lo largo de los bordes

Ejemplo de Cálculo

Para ilustrar el procedimiento de Clough y Duncan, se muestra un problema simple en la Figura 3.53, el cual consiste de una excavación en el nivel del terreno. Para este caso será usado, por conveniencia, elementos rectangulares con esfuerzo constante.

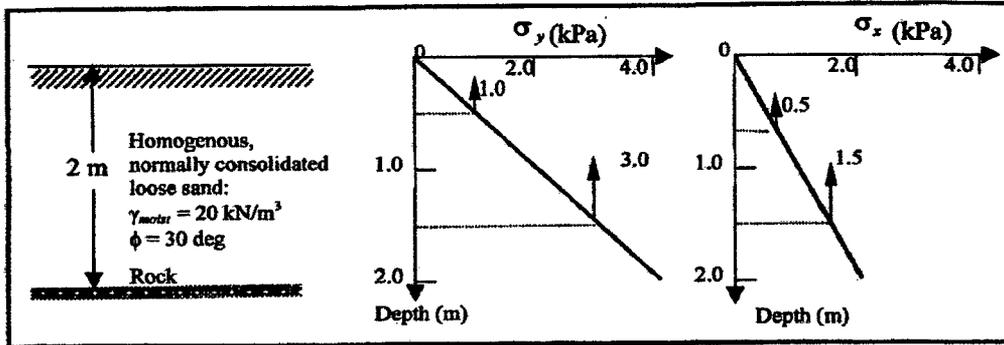


Figura 3.53. – Esfuerzos in situ inicial para el problema

Condiciones In situ

El suelo consiste de una capa de 2m, homogénea, normalmente consolidada de una arena poco densa seguido de una capa de una roca rígida. Por conveniencia, el peso específico del suelo se estima en $\gamma = 20\text{kN}\cdot\text{m}^3$. Los esfuerzos in situ verticales y horizontales son debidos al peso propio. El esfuerzo vertical in situ σ_y varía linealmente con la profundidad y :

$$\sigma_y = \gamma \cdot y$$

Ec(3.55)

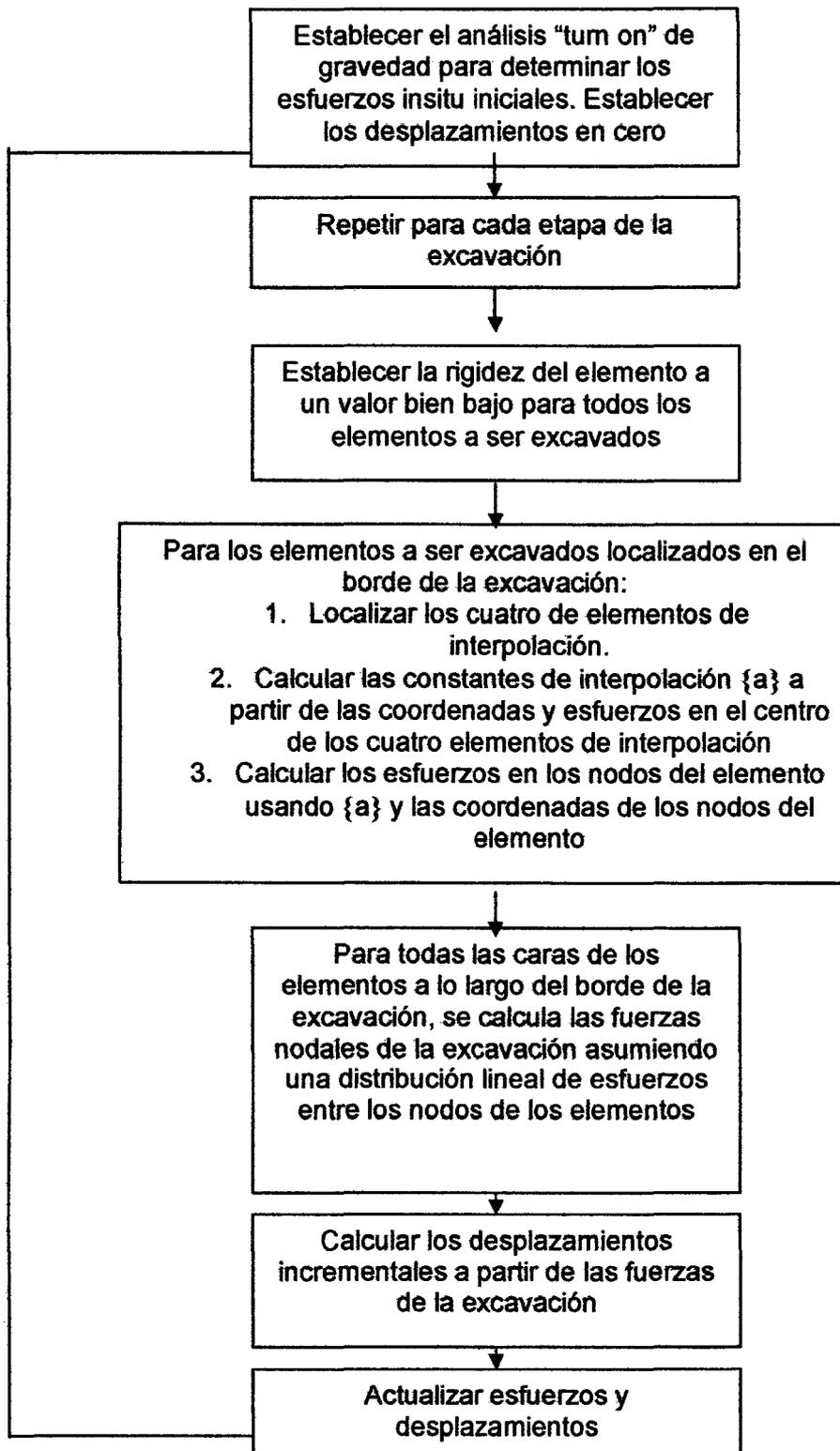


Figura 3.54. – Diagrama de flujo para modelar la excavación usando el procedimiento de Clough y Duncan

Asumiendo una extensión horizontal infinita. En consecuencia, el esfuerzo horizontal σ_x se relaciona con el esfuerzo vertical de acuerdo:

$$\sigma_x = K_o \sigma_y \quad \text{Ec(3.56)}$$

Donde K_o es el coeficiente de presión de tierras en reposo. Esta razón se puede estimar a partir de la ecuación de Jaky para suelos normalmente consolidados según:

$$K_o = 1 - \text{sen} \phi \quad \text{Ec(3.57)}$$

Asumiendo un ángulo de fricción (ϕ) de 30° nos da un $K_o=0.5$. Usando $\gamma=20 \text{ kN-m}^3$ y $K_o=0.5$ nos da un esfuerzo vertical insitu y una distribución de esfuerzos horizontales mostrada en la Figura 3.55.

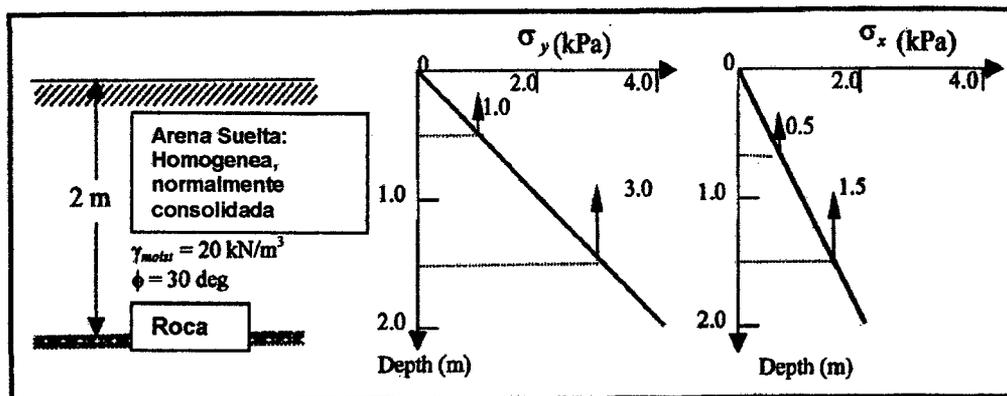


Figura 3.55. – Esfuerzos insitu debajo de la superficie del terreno.

Análisis de Elementos Finitos

Paso 1: “turn-on Gravity” . El primer paso es simular las condiciones del terreno antes de los procesos de construcción. En los programas de elementos finitos (Plaxis, Sigma, etc), el procedimiento estándar envuelve representar las condiciones iniciales mediante un estado inicial de esfuerzos en cada elemento en el cual el esfuerzo vertical es igual al esfuerzo en los alrededores, y donde el esfuerzo horizontal es una fracción del esfuerzo vertical dado por la Ecuación 3.56 . Asumiendo un nivel determinado del terreno, los esfuerzos iniciales de corte en los planos horizontales y verticales son cero.

Además, los desplazamientos y deformaciones a partir de los esfuerzos iniciales se establecen en cero una vez que se completa el análisis "turn-on gravity".

Los esfuerzos calculados en las etapas siguientes se acumulan a la condición inicial. Es muy importante contar las acciones a partir del estado inicial, particularmente en aquellos casos cuando una ley esfuerzo deformación es usada. Este análisis "turn on Gravity" no modela explícitamente la influencia de la historia de esfuerzos en el comportamiento del material.

Se muestra en la Figura 3.56 un modelo simplificado en elementos finitos. El modelo consiste en dos capas de esfuerzos constantes y un total de seis elementos. El cálculo envuelve la determinación de las fuerzas nodales en los bordes de la excavación debido a la remoción del elemento 2. Para simular una extensión horizontal infinita, se restringe los desplazamientos en la dirección x en las condiciones de borde de las caras laterales. Además debido a que la segunda capa le sigue una roca profunda el desplazamiento vertical de la base del modelo se asume cero. El tamaño de los elementos es de $1\text{ m} \times 1\text{ m}$, asumiendo un ancho unitario. Para este ejemplo se ha asumido propiedades elásticas de los materiales.

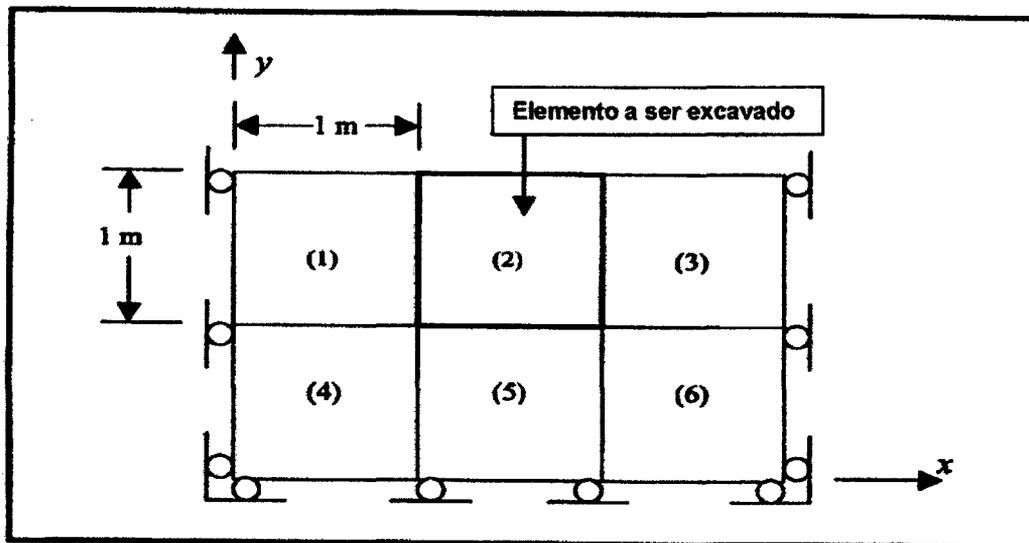


Figura 3.56. – Excavación de un solo elemento

Debido a que en un análisis de elementos finitos las cargas solo pueden ser aplicadas como fuerzas nodales, el peso propio de los elementos tiene que ser convertido a

fuerzas nodales verticales. Asumiendo un ancho unitario el peso propio de cada elemento W mostrado en la Figura 3.57 es igual a :

$$W = \gamma L^2 = (20 \text{ kN/m}^3) (1 \text{ m}) (1 \text{ m}) (1 \text{ m}) = 20 \text{ kN}$$

Para una malla rectangular, las cargas nodales equivalentes a partir de un elemento por su peso propio se obtienen añadiendo un cuarto del peso a cada elemento y sumando los pesos para todos los elementos conectados al nodo (Cook, Malkus, y Plesha, 2002) Ref(7). Para el problema mostrado en la Figura 3.55, el peso propio induce los vectores de carga nodal vertical dado abajo (Figura 3.57). Por ejemplo, la carga vertical de 10kN para el nodo 2 viene a partir de un cuarto del peso del elemento 1 (igual a 5kN) y un cuarto del peso del elemento 2 (igual a 5kN). La suma de los pesos de los elementos se lleva para todos los nodos.

Paso 2: “Resultados del análisis Turn-on gravity”.

Teniendo las cargas verticales prescritas, un análisis de elementos finitos puede llevarse a cabo para calcular los esfuerzos iniciales en los elementos. Normalmente, esto requerirá que los parámetros de los materiales se prescriban. Para un material elástico, se requiere el modulo de Young E y el módulo de poisson ν . Para la situación que se muestra en la Figura 3.57 el análisis de los esfuerzos verticales es simple, y se puede calcular basándose en el equilibrio vertical. Se asume que el modulo de Young es de 10MPa.

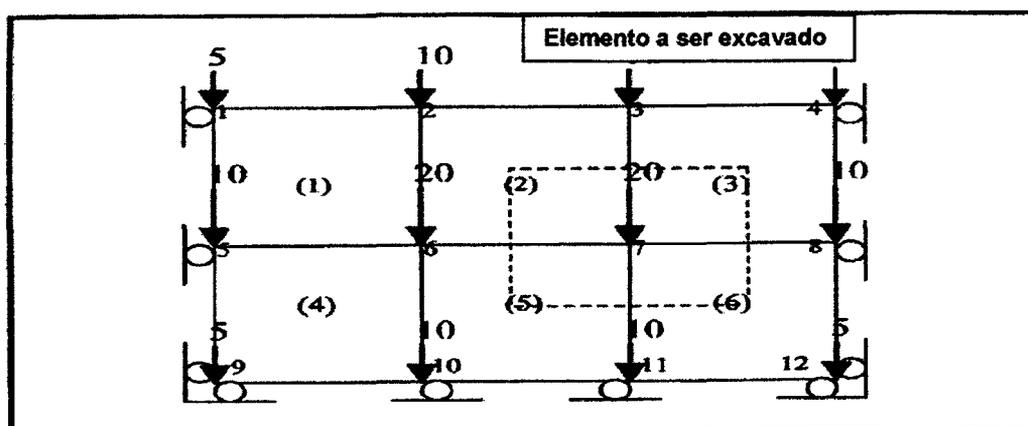


Figura 3.57. – Cargas nodales por peso propio (Las fuerzas se muestran en kilonewtons)

Los esfuerzos horizontales se obtienen a partir de un análisis esfuerzo deformación asumiendo una deformación horizontal igual a cero. Los esfuerzos horizontales a partir

de esta solución siguen la ecuación, donde K_o se relaciona con la relación de poisson del material como sigue:

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \tag{Ec(3.58)}$$

Así, para alcanzar un valor de K_o consistente con el valor que se obtiene apartir de la Ecuación 3.58 la relación de poisson puede resolverse apartir de la ecuación como:

$$\nu = \frac{K_o}{1 + K_o} \tag{Ec(3.59)}$$

Esto nos da un valor ν de 0.33 y K_o de 0.5. Basándose en el equilibrio vertical y la solución de la relación esfuerzo deformación horizontal, los esfuerzos verticales y horizontales se calculan en los centros de los elementos (debido al peso propio).

Cuadro 3.13. – Esfuerzos calculados apartir de fuerzas nodales calculadas en la Figura 3.30

Esfuerzos calculados en los elementos debido a cargas nodales mostrados en Figura 3.57			
Elementos	Profundidad y (m)	Esfuerzo Vertical σ_y (kPa)	Esfuerzo Horizontal σ_x (kPa)
1,2,3	0.5	10	5
4,5,6	1.5	30	15

Estos esfuerzos en los elementos corresponden a los esfuerzos mostrados en los perfiles de esfuerzos en la Figura 3.57. Observe que, debido a la naturaleza de la carga, σ_{xy} son cero.

Paso 3: “Determinación de las fuerzas de la excavación usando el procedimiento de Clough y Duncan”.

Para determinar los esfuerzos a lo largo de los bordes de la excavación, los esfuerzos en los puntos nodales 2, 3, 6, y 7 se determinan primero siguiendo el procedimiento de interpolación discutido arriba. La interpolación se lleva usando los elementos 2, 3, 5, y 6 así como los elementos de interpolación y los esfuerzos en los centros de estos elementos. La interpolación se lleva a cabo usando la región conectada por las líneas

discontinuas en la Figura 3.57. Para ilustración, los cálculos primero se realizan para los esfuerzos horizontales a lo largo del borde de la excavación entre los elementos 2 y 3 (líneas conectando los nodos 3 y 7). Sustituyendo los esfuerzos horizontales y las coordenadas de los centros de los elementos 2, 3, 6 y 5 obtenemos la siguiente ecuación de interpolación (Ecuación 3.60).

$$\begin{pmatrix} 5 \\ 5 \\ 15 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1.5 & 1.5 & 2.25 \\ 1 & 2.5 & 1.5 & 3.75 \\ 1 & 1.5 & 0.5 & 0.75 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.60)}$$

Resolviendo para $[a] = [a_1 \ a_2 \ a_3 \ a_4]^T$ en la ecuación nos da $[a] = [20, 0, -10, 0]$.

Sustituyendo estos valores en la ecuación, junto con las coordenadas de los nodos 2, 3, 6, y 7, nos da los esfuerzos siguientes en los puntos nodales.

$$\begin{pmatrix} B_x(2) \\ B_x(3) \\ B_x(6) \\ B_x(7) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 2 & 2 \\ 1 & 2 & 2 & 4 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 20 \\ 0 \\ -10 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{Ec(3.61)}$$

Resolviendo La Ecuación 3.61 nos da:

$$\begin{pmatrix} B_x(2) \\ B_x(3) \\ B_x(6) \\ B_x(7) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 10 \\ 10 \end{pmatrix} \quad \text{(kPa)} \quad \text{Ec(3.62)}$$

Siguiendo los mismos procedimientos, los esfuerzos verticales $\bar{\sigma}_y$ en los nodos 2, 3, 6, y 7 puede calcularse como :

$$\begin{pmatrix} B_x(2) \\ B_x(3) \\ B_x(6) \\ B_x(7) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 10 \\ 10 \end{pmatrix} \quad \text{(kPa)}$$

Asumiendo una distribución lineal de esfuerzos a lo largo de las caras de los elementos entre los nodos, los esfuerzos a lo largo de los bordes de la excavación correspondiente a los esfuerzos nodales interpolados se grafican en la Figura 3.58. Los esfuerzos del borde son luego convertidos a fuerzas nodales siguiendo el procedimiento descrito por la Figura 3.57.

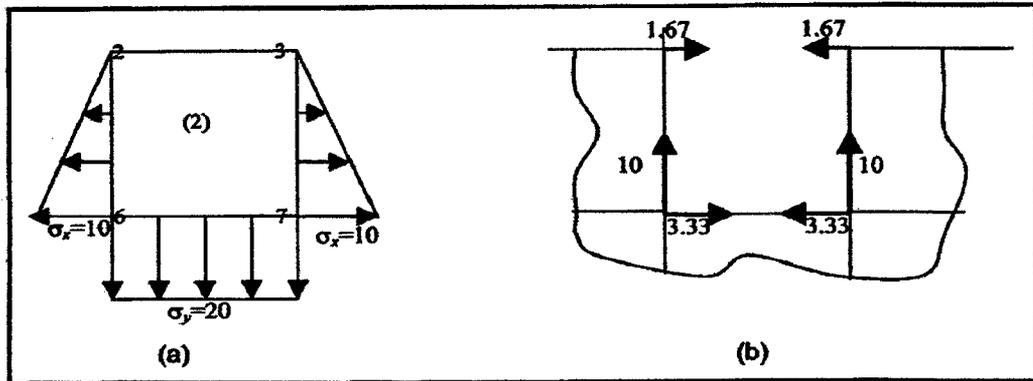


Figura 3.58. –Distribución de esfuerzos (a) a lo largo del borde de excavación a partir de los esfuerzos nodales interpolados; (b) Fuerzas nodales opuestas equivalentes (Esfuerzos en Kpa y Fuerzas en kN)

Las fuerzas nodales equivalentes invertidas se muestran en la Figura 3.58. Estas son las fuerzas que serán aplicadas para simular la excavación de elemento 2 siguiendo el procedimiento de Clough y Duncan.

Revisión de otros modelos de excavación.

Además del procedimiento descrito anteriormente, existen varios procedimientos para modelar procesos de excavación que han sido desarrollados desde que Clough y Duncan presentaron su algoritmo en 1969. Las principales características de algunos modelos diferentes para simular un proceso de excavación se describe a continuación. Los métodos pueden agruparse en cuatro grupos principales de procedimientos numéricos para modelar procesos de excavación como se presenta en el Cuadro 3.14.

Cuadro 3.14. – Esfuerzos calculados a partir de fuerzas nodales calculadas en la Figura 3.57

Tipos principales de procedimientos numéricos para simular una excavación	
Procedimiento numérico	Resumen del procedimiento y variantes
Fuerzas de excavación a partir de esfuerzos a lo largo del borde de excavación	Desarrollado originalmente por Brown y King (1966). Los esfuerzos del borde de la excavación a partir del esfuerzo del borde del elemento de excavación (Christian y Wong, 1973). Los esfuerzos del borde de la excavación se determinan como el promedio de los esfuerzos en los 2 elementos adyacentes al borde de la excavación. (Dunlop, Duncan y Seed, 1968). Los esfuerzos en los nodos del elemento excavado se determinan a partir de la interpolación de los esfuerzos del elemento a partir de cuatro elementos adyacentes al borde de la excavación. Los esfuerzos nodales después se convierten a fuerzas de excavación a lo largo del borde de la excavación (Clough y Duncan 1969). Los esfuerzos del borde de la excavación se extrapolan usando polinomios de quinto o sexto orden calculados a través de los esfuerzos en los centros del elemento en la misma línea horizontal de elementos (Christian y Wong, 1973). Ref(17)
Acumulación de fuerzas de excavación	Conjuntos individuales de cargas de excavación se calculan antes que las etapas de excavación se realicen. Cada conjunto de carga se modifica tomando en cuenta en la carga de la excavación previa. Estos cambios se igualan al producto de la matriz de rigidez para los elementos que no se excavaron y los desplazamientos a partir de la etapa previa (Chandrasekaran y King, 1974). Ref(17)
Procedimiento híbrido de elementos finitos	Usar elementos finitos con desplazamientos y esfuerzos - grados de libertad (Desai y

	Sargand, 1984). Ref(17)
Fuerzas de excavación apartir de fuerzas residuales	Las fuerzas de excavación se calculan apartir de esfuerzos en los puntos de Gauss (Clough y Mana, 1976). Las fuerzas de cuerpo se incluyen a lo largo con los esfuerzos internos en el calculo de las fuerzas de excavación (Ghaboussi y Pecknold 19184, Chow 1985, Brown y Booker 1986). El procedimiento es una generalización del procedimiento de Newton Raphson para minimizar las fuerzas residuales de las no balanceadas (diferencia entre fuerzas externas e internas). El procedimiento se generaliza para un comportamiento no lineal de materiales, (Borja, Lee, y Seed, 1989) Ref(17).

3.8.5 Análisis Numérico con Sigma/W

A. Sótanos Banco de Crédito del Perú – Chorrillos

Se tomó como ejemplo una sección analizada cuyas propiedades elásticas del suelo fueron obtenidas a partir de correlaciones empíricas con sondajes SPT con módulos elásticos, considerando adicionalmente la descarga lateral producto de la excavación, teniendo en cuenta para el análisis una distribución de presiones hidrostáticas, cuyo valor de descarga o peso específico de descarga se adopta para el suelo en mención, compuesto por materiales finos tales como arenas y arcillas. No se encontró nivel freático en el área de excavación. La distribución y características de los anclajes en la excavación es según:

Cuadro 3.15. – Distribución de y características geométricas de los anclajes

Sector	Línea	Espac. (m)	Longitud Bulbo(m)	Longitud Total(m)	Carga (Ton)	Inclinación (°)
ZONA 1	1	4	10.30	17.00	38	15
	2	4	9.30	16.20	48	10
	3	3	10.40	16.20	65	10

Como se mencionó en la introducción teórica el proyecto de excavaciones es un fenómeno de descarga, durante el proceso de excavación hasta un cierto nivel, después

de este estado, el estado de esfuerzos de la masa de suelo varía de acuerdo al procedimiento constructivo, que involucra un análisis numérico incremental, donde las deformaciones se actualizan y se recalculan los esfuerzos, según se detallan los gráficos adjuntos. Para el análisis se tomó el modelo lineal elástico.

Cuadro 3.16. –(a) Propiedades elásticas de la Arena Limosa y (b) Arcilla Limosa

Arena Limosa	Unidad	Símbolo	Valor
Espesor	m	H	11
Peso unitario Natural	kN/m ³	γ	18
Peso unitario Saturado	kN/m ³	γ_{sat}	19
Modulo de Elasticidad	kN/m ²	E	15000
Coefficiente de Poison	-	ν	0.3

Arcilla Limosa	Unidad	Símbolo	Valor
Espesor	m	H	2.4
Peso unitario Natural	kN/m ³	γ	18
Peso unitario Saturado	kN/m ³	γ_{sat}	19
Modulo de Elasticidad	kN/m ²	E	10800
Coefficiente de Poison	-	ν	0.4

Etapa 1: Cálculo de Esfuerzos Insitu

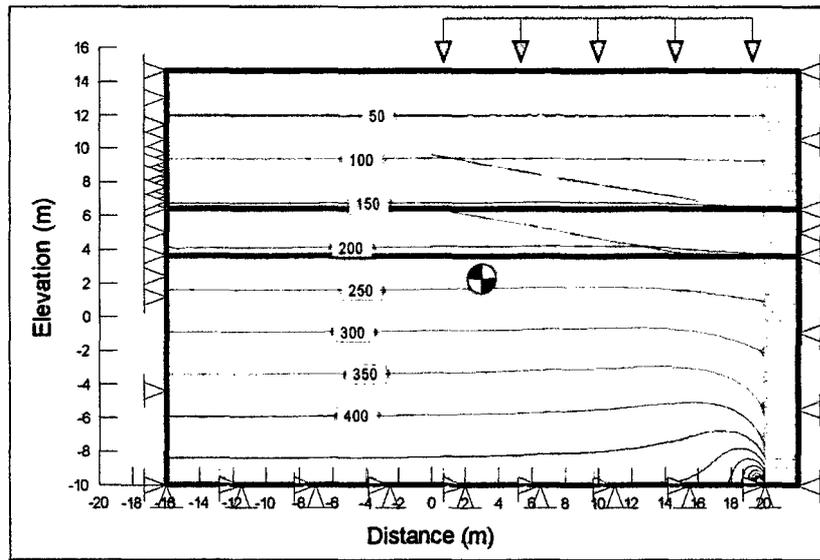


Figura 3.59. –Distribución de esfuerzos insitu

Excavación 1: Obsérvese el fenómeno de descarga lateral (Color Verde) asociado a la excavación, así como la descarga evidente en la dirección vertical

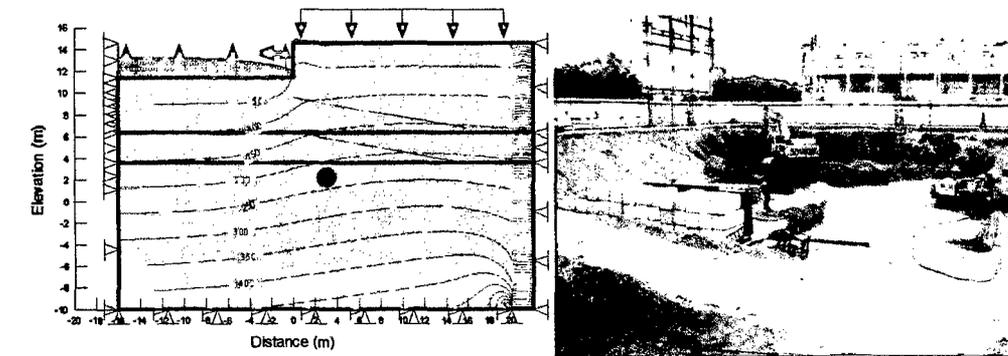


Figura 3.60. –Primer nivel de excavación

Colocación del Muro: Obsérvese la colocación del muro de concreto armado de 25 cm., que en órdenes de magnitud no tiene mayor efecto en la restricción de las deformaciones, sino hasta el momento del tensado de la pantalla anclada.

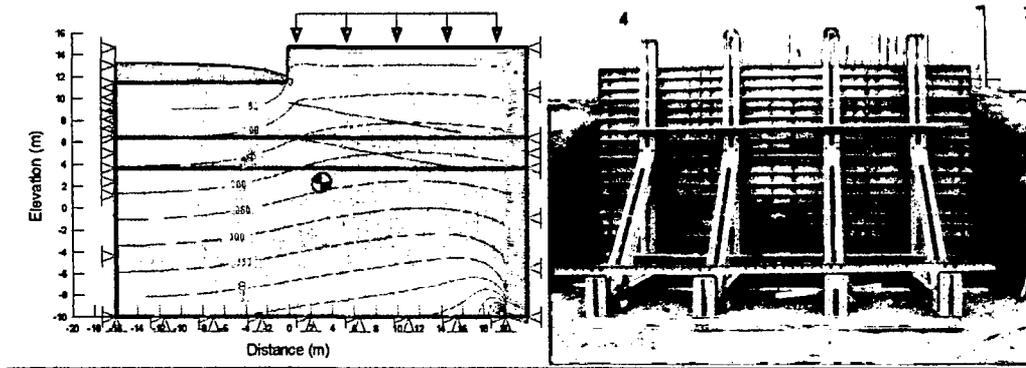


Figura 3.61. – Colocación del muro

Tensado del Anclaje: Obsérvese el tensado del anclaje hasta la fuerza de trabajo, previamente definida para lograr una estabilidad o un control de deformaciones pertinentes para el análisis.

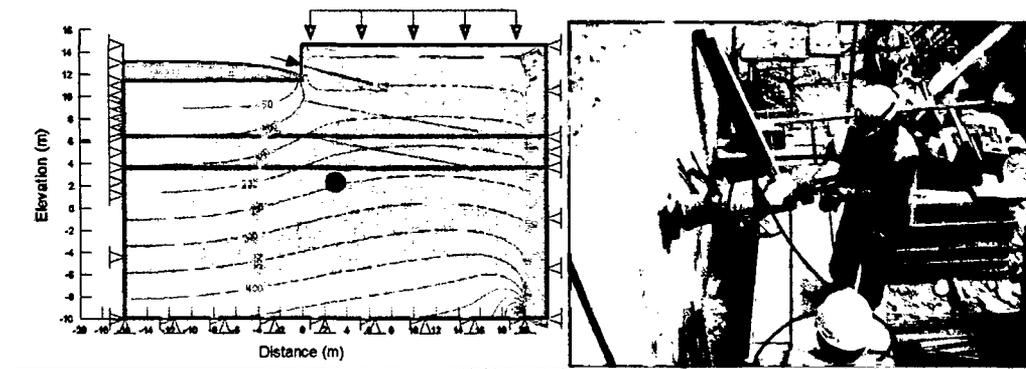


Figura 3.62. – Tensado del anclaje

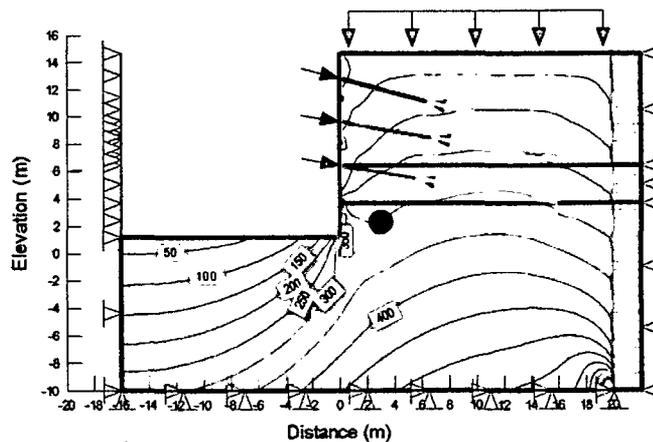


Figura 3.63. – Estado final de Esfuerzos totales verticales, al final de la estabilización, obsérvese que en la última etapa se considera una cimentación de 1.2 m de profundidad.

En base a este estado de esfuerzos finales, se analizaron 3 metodologías de análisis realizadas que se resume en los pasos siguientes:

1. Calculado el Estado de Esfuerzos Finales del procedimiento constructivo para ser introducidos en el método Equilibrio, para representar en una mejor manera la distribución de esfuerzos cortantes variables en el corte vertical, hecho que el método de las dovelas no toma en cuenta, calculando el factor de seguridad final.
2. Realizar el Cálculo del factor de seguridad a partir del estado final de esfuerzos, mediante la relación entre las áreas comprendidas entre las distribuciones de resistencia cortante y de esfuerzo cortante actuante (FEM1). Mediante :

$$FS = \frac{\int_A^B s dl}{\int_A^B \tau dl} \approx \frac{\sum_{i=1}^n [St \Delta li]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta li]} = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i + \sigma_i \tan \phi_i) \Delta li]}{\sum_{i=1}^n [\tau_i \Delta li]}$$

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{yi} - \sigma_{xi})}{2} \sin 2\alpha_i + \tau_{xy_i} \cos 2\alpha_i$$

$$\sigma_i = \sigma_{xi} \sin^2 \alpha_i + \sigma_{yi} \cos^2 \alpha_i - \tau_{xy_i} \sin 2\alpha_i$$

3. Realizar el Calculo del factor de seguridad a partir del estado final de esfuerzos, siguiendo sucesivamente con la reducción de los parámetros de resistencia cortante que modela la simulación del colapso, en donde se interpreta dicho estado mediante el cual no se llegue a una compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, hallándose para este estado el cálculo del factor de seguridad (FEM2)

F.S. Seudo Estático Spencer (FEM)	F.S. Estático Spencer (FEM)	F.S. Estático (FEM1)	F.S. Estático (FEM2)
1.306	1.978	1.781	1.657

B. Sótanos Edificio Capital – San Isidro

Una excavación profunda se realizó en el distrito de San Isidro como parte de la construcción de seis niveles de sótanos correspondientes al ahora edificio Capital. La profundidad de la excavación fue de 22 m con seis niveles de anclaje, teniendo una geometría en planta en forma de L, como se muestra en la Figura 3.64:

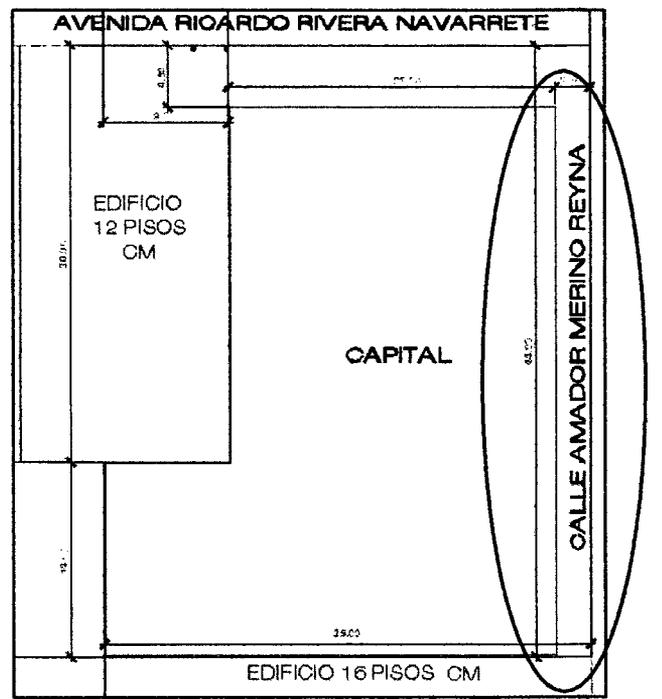


Figura 3.64. –Plano en planta del Edificio El Capital

Para efectos de análisis tomaremos como ejemplo el talud formado por la calle Amador Merino Reyna. El muro fué construido usando una pared de 30cm de espesor; el muro es anclado por seis niveles de bulbos de anclajes preesforzados de suelo. En este ejercicio la construcción de la excavación es simulada, mostrando el estado de esfuerzos y deformaciones asociadas, así como el cálculo del factor de seguridad mediante el método de reducción de los parámetros c y ϕ detallados en el Capítulo 3.8.3.

El estrato de suelo superior corresponde a la grava perteneciente al conglomerado de Lima, un suelo muy rígido, con un peso específico promedio de 21 kN/m^3 .

El modelo del suelo a ser usado será el Mohr-Coulomb, considerando un comportamiento del suelo elastopercamente plástico explicado en el Capítulo de modelos constitutivos; se debe tener en cuenta que para este ejemplo no se considera

que la Grava de Lima pierde resistencia cortante por deformación, o la variación de sus parámetros de resistencia cortante según se detalló en el modelo constitutivo para las gravas.

Cuadro 3.17. – Parámetros del suelo

Grava de Lima	Unidad	Símbolo	Valor
Profundidad	m	h	Superior a 20m
Angulo de Fricción interna	(\emptyset)	$^{\circ}$	40
Cohesión	kN/m ²	c	40
Peso unitario Natural	kN/m ³	γ	21
Peso unitario Saturado	kN/m ³	γ_{sat}	22
Modulo de Elasticidad	kN/m ²	E	Variable**
Coefficiente de Poison	-	ν	0.3
Angulo de dilatancia	(Ψ)	$^{\circ}$	10

**El modulo de elasticidad se obtuvo a partir de las ecuaciones encontradas por Ortigosa y Kort (1997) Ref(18), a través de correlaciones hechas a ensayos insitu realizados en la grava de Santiago tanto al primer como la segunda depositación, presentados en las Ecuaciones 2.8 y 2.9 descritas en el Capitulo I.

Las propiedades de los materiales estructurales y anclajes:

Cuadro 3.18. – Propiedades de elementos estructurales

Propiedad	Unidad	Símbolo	Muro	Long Libre	Long Bulbo
Área	m ²	B	1x0.30=0.30	0.00126	0.00126
Módulo de Elasticidad	kN/m ²	E	2.3 x 10 ⁷	2.0 x 10 ⁸	2.0 x 10 ⁸
Momento de Inercia	m ⁴	I	0.0013	-	0.00025
Módulo de Poisson		ν	0.20	-	0.20
Peso Unitario	kN/m ³	\square	25	-	25

Utilizando la Ecuación 2.9 para el primer depósito y la Ecuación 2.8 para el segundo depósito de la grava de Santiago, se obtuvo la siguiente variación de los módulos de elasticidad respecto de la variación de esfuerzos efectivos:

Cuadro 3.19. – Módulos de elasticidad con la profundidad

Esfuerzo Efectivo (kN/m²)	Módulo de Elasticidad (kN/m²)
40	101000
100	131000
140	149000
160	196000
200	214000
240	231000
280	247000
320	269000
360	276000
400	289000
450	306000
500	321000
550	336000
600	350000
650	364000
700	378000
750	390000

El rango de la variación del módulo de elasticidad se buscó de tal modo de abordar los bordes del modelo de elementos finitos, hasta las condiciones de borde planteadas. En base a las condiciones de suelo y geométricas planteadas en el Cuadro 3.17, se realizó el modelo en el programa Sigma/W, siendo las condiciones de borde de apoyos fijos en la parte inferior del modelo con restricción para movimientos en los ejes x e y, así como apoyos libres en los bordes laterales, con restricción de movimientos en el eje x.

Se modeló el problema en 16 etapas, las cuales se presentan en el Cuadro 3.20:

Cuadro 3.20. – Etapas de Modelamiento

Paso	Secuencia	Análisis
1	0	Condición inicial
1	1	Excavación 1
1	2	Muro 1
1	3	Anclaje 1
1	4	Excavación 2
1	5	Muro 2
1	6	Anclaje 2
1	7	Excavación 3
1	8	Muro 3
1	9	Anclaje 3
1	10	Excavación 4
1	11	Muro 4
1	12	Anclaje 4
1	13	Excavación 5
1	14	Muro 5
1	15	Anclaje 5

Etapa 1: Estado de esfuerzos insitu, relacionado con los esfuerzos a que fué sometido el suelo en el pasado y la geología local. Para este caso, tomando en cuenta las expresiones siguientes y teniendo un ángulo de fricción de 40 grados se tiene un coeficiente lateral de presión de tierra en reposo K_0 de 0.357 así como un coeficiente de poisson de 0.26

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

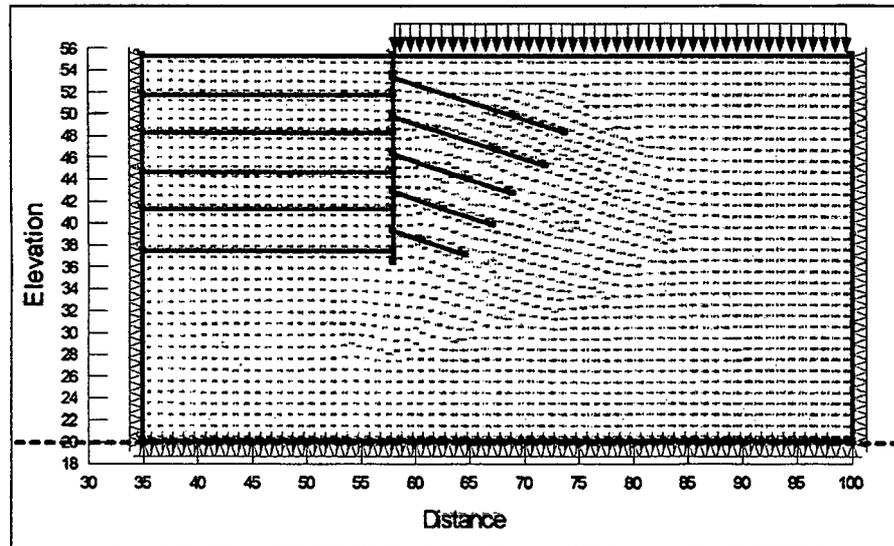


Figura 3.65. – Modelo en Elementos Finitos, Estado Insitu

El peso específico total es de 21kN/m³, asumiendo una condición seca.

La Figura 3.66 muestra el perfil de esfuerzos horizontales (x) en la cara vertical, El esfuerzo efectivo horizontal en la base del perfil debe ser aproximadamente $(21 \text{ kN/m}^3 \times 35.243) \times 0.357 = 264.22 \text{ kPa}$

Estos dos resultados coincide, obsérvese la Figura 3.66.

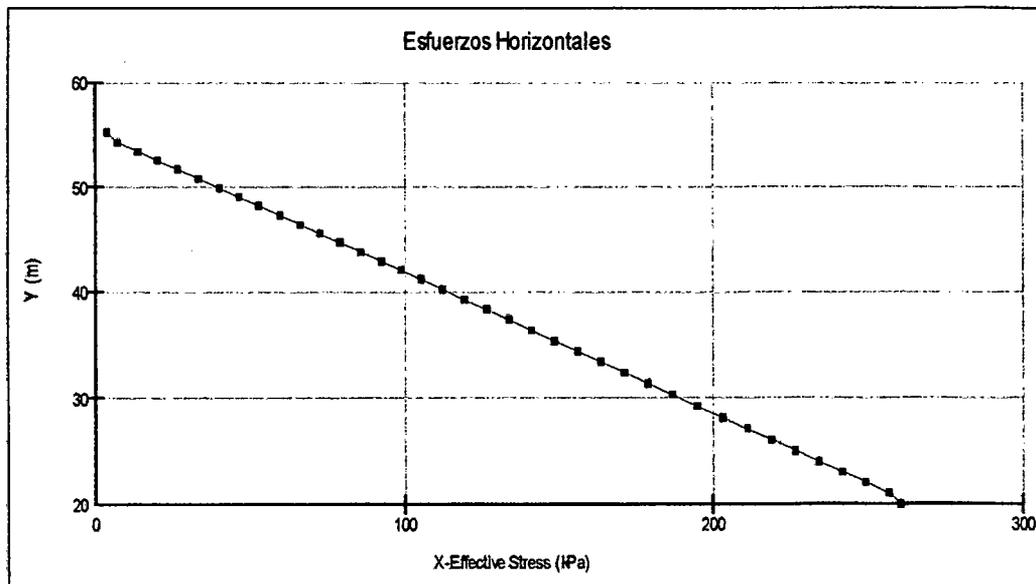


Figura 3.66. – Presiones laterales de tierra en reposo

Antes de la excavación, la presión existente sobre la cara de la pantalla a colocar es la que se muestra en la Figura 3.66, una vez empezada la excavación el sistema tendrá que tomar estas acciones. El área bajo la curva de la Figura 3.66 es una aproximación de la fuerza lateral total que actuará en el sistema. La fuerza total es 1192kN por metro de longitud (en dirección perpendicular la modelo), es de especial interés notar que las fuerzas tensoras aplicadas para los anclajes suman 850kN, que muestra una menor magnitud que la fuerza total del diagrama de presiones en reposo de arriba. De lo último, se pueden sacar conclusiones importantes en términos de análisis y diseño. Desde el punto de vista del análisis es aceptable tener fuerzas tensoras totales menores a las presiones en reposo del suelo, dado que la condición durante y al final de la excavación no es estrictamente de reposo, sino por el contrario bascula entre un rango activo, de reposo y en pocos estados pasivos, sobre todo en la parte inferior izquierda del talud, con lo cual las acciones sobre la pantalla tienden a ser menores que las calculadas mediante una distribución en reposo. Una manifestación de lo dicho son los resultados obtenidos por Matallana(1970) en comunicación personal con el autor, tema abordado en el Capítulo 3.9. Desde el punto de vista del diseño, nos permite decir que si tenemos estructuras aledañas donde haya riesgo de quedar fuera de servicio a causa de deformaciones inducidas por la excavaciones, se debe recomendar que la suma de las fuerzas tensoras por unidad longitud sean iguales o mayores a las acciones de las presiones de tierra en reposo.

El esfuerzo lateral total a lo largo del perfil de la pared expresado en la Figura 3.67, sigue una distribución hidrostática. La presión en el nivel 17.8m es 133.4 kPa. Si asumimos que la distribución es lineal, entonces la razón de incremento es de 7.5 por metro de profundidad. Esta información es usada en las condiciones de borde de elementos finitos para representar la extracción del esfuerzo lateral insitu, la razón de crecimiento se especifica en -7.5; el signo negativo indica que el esfuerzo se comporta en esencia actuando fuera del suelo. La descarga a la base de la excavación es simulada con la profundidad a través de la condición de borde.

Etapa 2: Excavación del primer nivel o anillo, obsérvese la representación de las condiciones de borde de esfuerzos interpuestas en los bordes de las excavaciones, para representar la descarga del material, para la descarga vertical se coloca un valor

de esfuerzo vertical constante de magnitud igual al esfuerzo total retirado, así como para la descarga lateral una fuerza que aumenta linealmente.

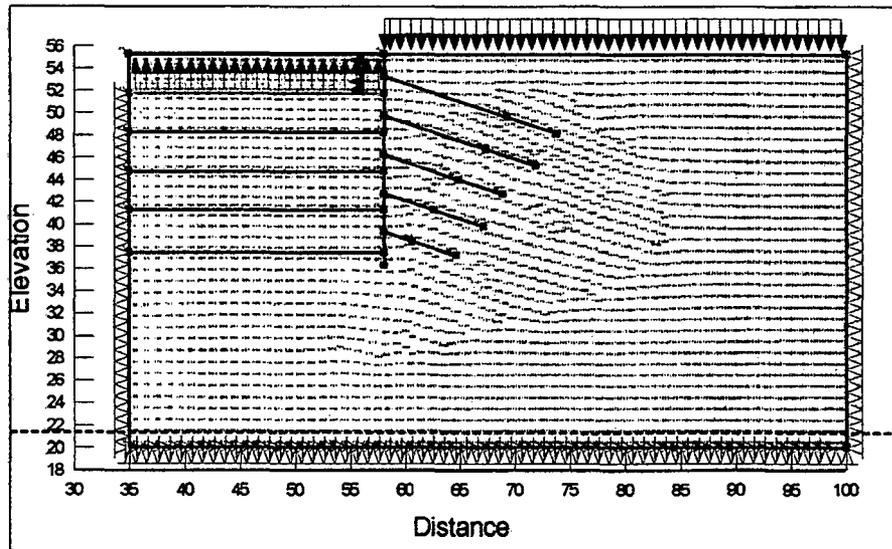


Figura 3.67. – Excavación del primer nivel, fenómeno de descarga vertical y lateral

Etapas 3: Colocación del muro, Se coloca el muro de primer anillo, antes del tensado.

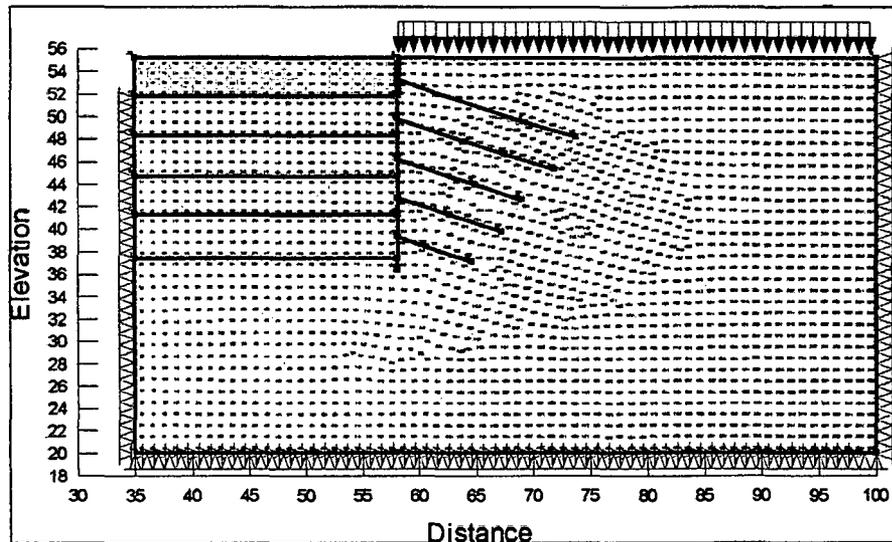


Figura 3.68. – Colocación del Muro Estructural

Etapas 4: Tensado del primer anclaje, Se tensa el anclaje hasta la carga de diseño prevista. Análogamente se realizan los siguientes pasos hasta llegar hasta el tensado del quinto nivel de excavación, que se detalla en la etapa 16.

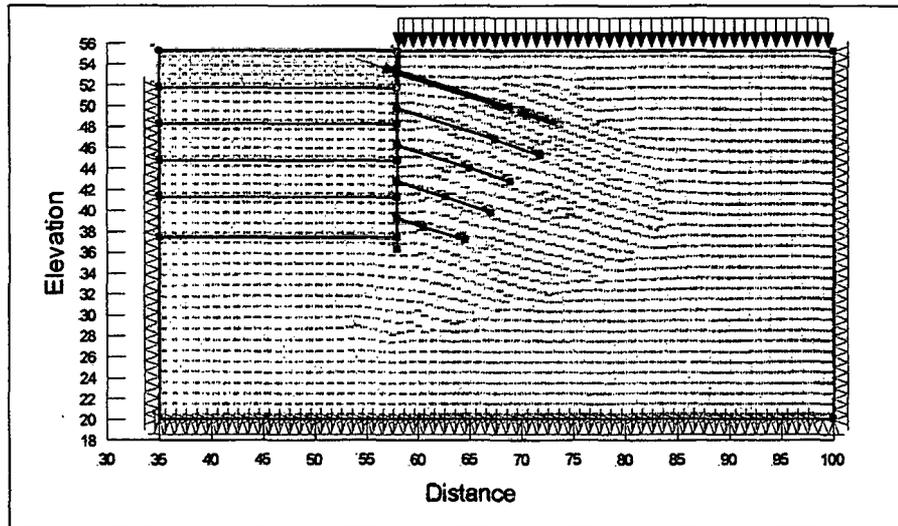


Figura 3.69. – Tensado del Anclaje

Etapa 16: Estado final del sistema

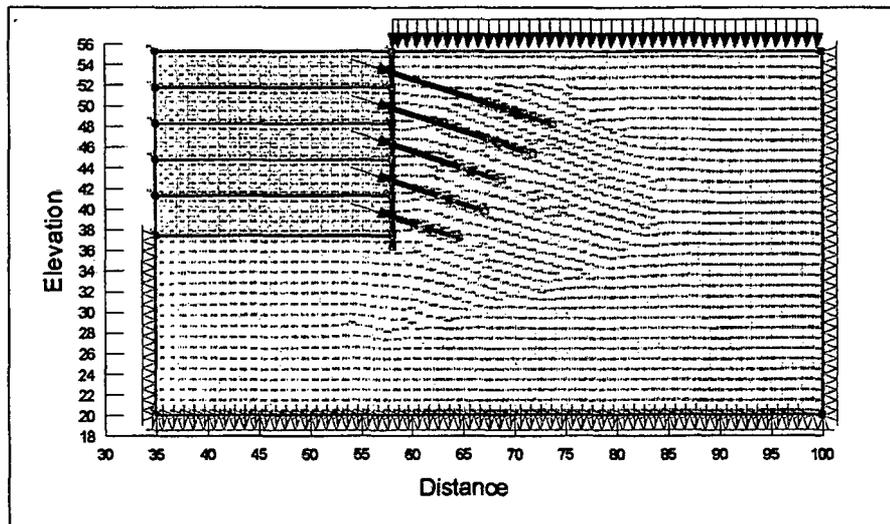


Figura 3.70. – Estado Final del Sistema

Resultados del análisis: Luego de haber realizado el análisis incremental mediante el método de elementos finitos así como la redistribución de los esfuerzos se observa el patrón de deformaciones y acciones en los elementos estructurales con la variación del proceso constructivo, presentándose una deformación máxima de 2.00 cm.

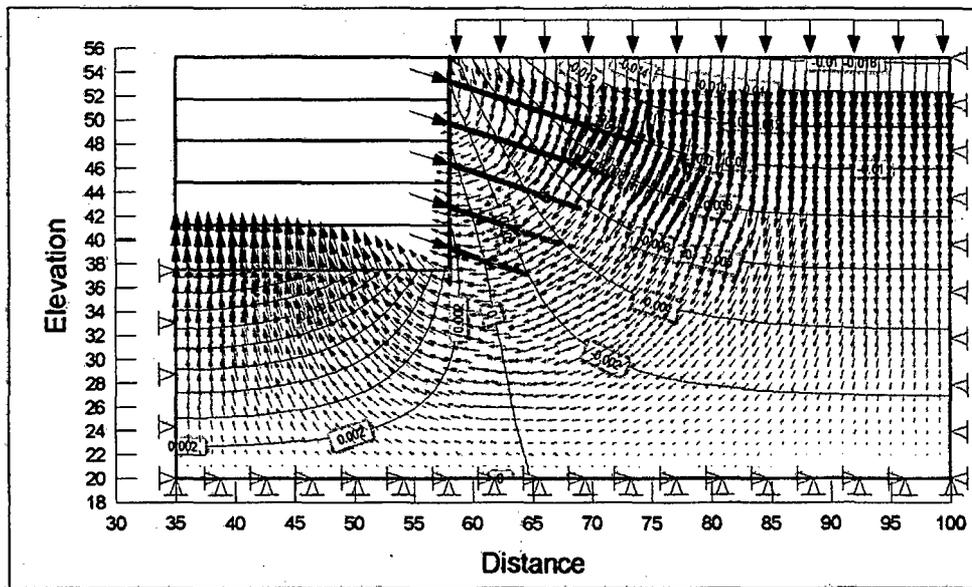


Figura 3.71. - Vectores desplazamiento al final del análisis. Obsérvese el patrón desplazamiento hacia el lado de la excavación

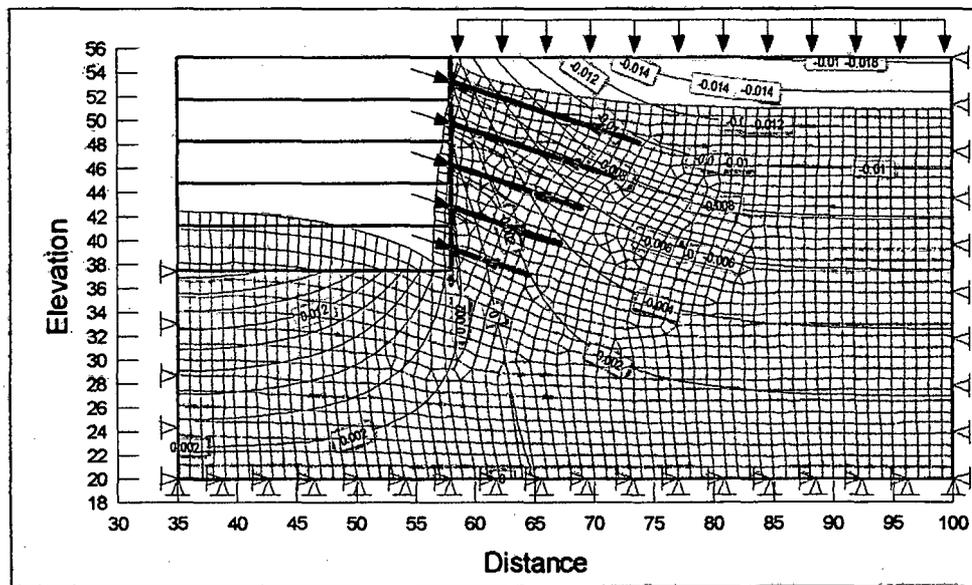


Figura 3.72. - Malla deformada al final del análisis.

Variación de Fuerza Axial en los Anclajes

Debido al análisis incremental realizado por el método de elementos finitos, se puede conocer las sollicitaciones y respuestas de los elementos estructurales al cambio del estado tensional de esfuerzos que existe como producto de la excavación. La Figura 3.73 muestra el cambio en la carga axial en la zona del bulbo del anclaje ubicado en el

primer nivel en las distintas etapas posteriores a la instalación del primer anclaje (3sec hacia 15sec) :

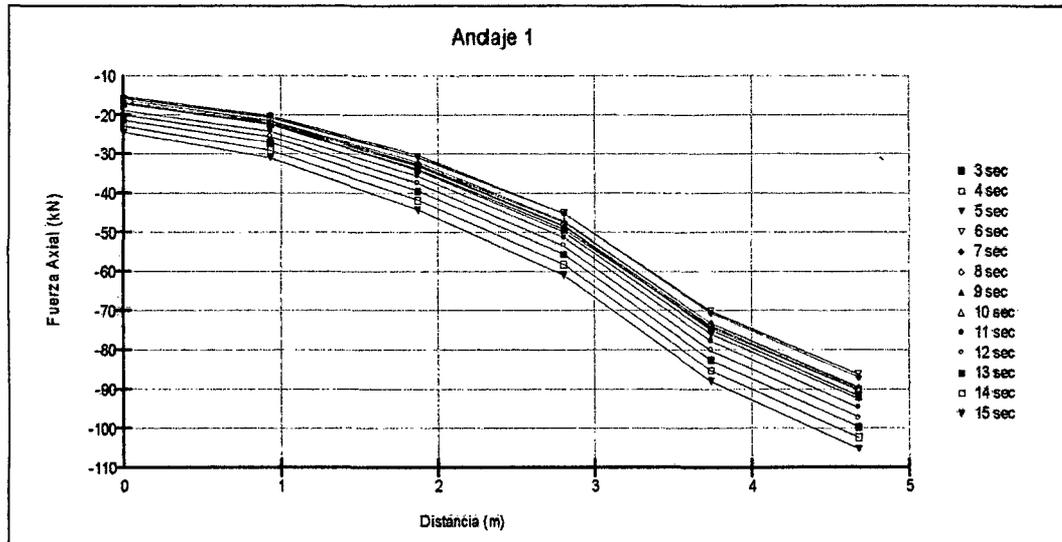


Figura 3.73. – Variación de la carga axial en el primer anclaje en etapas

De la Figura 3.73 anterior se pueden sacar conclusiones importantes, como se observa y es lógico la zona del bulbo que está pegada en interacción con los tendones son las que toman la mayor parte de la carga axial transmitida llegando a ser hasta 11 veces mayor que el tramo final. De esto se puede concluir que las suposiciones que toman en cuenta un valor de resistencia al jalado constante no son precisamente ciertas, si no que varían de acuerdo al estado de esfuerzos que se somete al bulbo.

Otro aspecto importante que no ha sido considerado en este análisis es la no representación de interfaces entre el suelo y las estructuras circundantes, que modelaría en una forma mas aproximada la fricción y el desplazamiento relativo con la variación de la resistencia. No tomar en cuenta estas interfases asume que la unión entre el bulbo y el suelo es perfecta, no habiendo una capa intermedia con un comportamiento mecánico distinto, la misma suposición se tendría para la interacción pantalla suelo.

La Figura 3.74 muestra la variación de la fuerza tensora transmitida por los tendones en función de la secuencia constructiva, se observa que si bien es cierto se tensa el anclaje con una carga de 170kN para este ejemplo, esta fuerza varia conforme avanza la

construcción, nótese que una vez tensado el segundo anclaje (sec 6), la tensión en el primer anclaje disminuye por este efecto hasta 167kN, aumentando en las sucesivas etapas, teniendo la fuerza última un valor de 193kN, es de vital importancia considerar este punto en el diseño de la longitud del bulbo, dado que se puede subestimar las sollicitaciones para el cálculo de la longitud anclada.

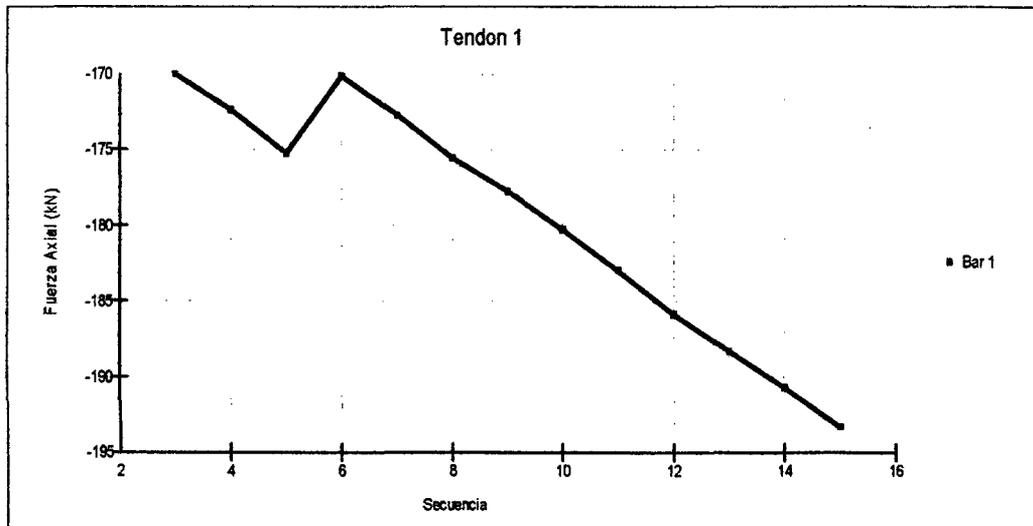


Figura 3.74. – Variación de la fuerza máxima en anclajes según secuencias constructivas

Otro aspecto importante que se da durante la construcción de los muros anclados, es el hecho de que no siempre el perfil del terreno se encuentra acorde a lo que especifica el estudio de suelos, es por ello que en situaciones se ha visto el caso que un anclaje determinado no alcanzaba el nivel de carga especificado a pesar de las sucesivas reinyecciones realizadas, esto por la presencia de suelos no competentes; cuando ocurre este hecho, se hace necesario un cambio en el diseño en donde se considere que el diferencial de fuerza estabilizadora que dejó de transmitirse sea tomado por el resto de los anclajes tanto superiores como inferiores, debiendo verificarse nuevamente tanto el aspecto de deformaciones y estabilidad.

Desplazamientos Laterales

La Figura 3.75 muestra los desplazamientos laterales para las etapas constructivas. Cuando se remueve los primeros 3.5 m de suelo, la cara lateral de la excavación tiende a tener un movimiento lateral hacia la derecha, debido a la que la descarga vertical tiende a ser considerable levantando el terreno y produciendo un movimiento lateral en la cara del talud, este hecho que tiende a no ser tan cercano al comportamiento físico

del material, es debido a que los parámetros de descarga para el material no son precisamente los correctos, es decir la variación de módulos de elasticidad con la profundidad asumida inicialmente esta referida según el Capítulo correspondiente a los estudios de la Grava de Santiago para ensayos sometidos a carga, en consecuencia son módulos de elasticidad en carga, que son mucho menores a aquellos módulos para el estado tensional de descarga, que produciría menores deformaciones en la zona de descarga que las que el modelo anterior produce. Este es un problema aun no resuelto de la mecánica de suelos, dado que la excavación es un proceso de descarga, en donde si seguimos la trayectoria de esfuerzos p-q, hasta cierto punto se llega a un punto llamado el punto de colapso, donde a partir de este no hay una ruta definida de la trayectoria de falla. Este comportamiento ha sido estudiado por Duncan y Clough en la Universidad de California Berkeley llegando a recomendaciones extendidas por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos para modelar el proceso de una excavación haciendo uso de las condiciones de borde asociadas, típicamente estas condiciones de borde son necesarias en taludes verticales como los usados para muros anclados donde las concentraciones de esfuerzos en las esquinas son considerables, para taludes no tan empinados estas condiciones de borde no son de mucha relevancia. Se observa en la Figura 3.75 que las secuencias constructivas que demanden la instalación de los anclajes, tienden a llevar al sistema hacia el lado contrario de la excavación, lo que es lógico dado que se repone en cierta manera la descompresión a causa de la excavación.

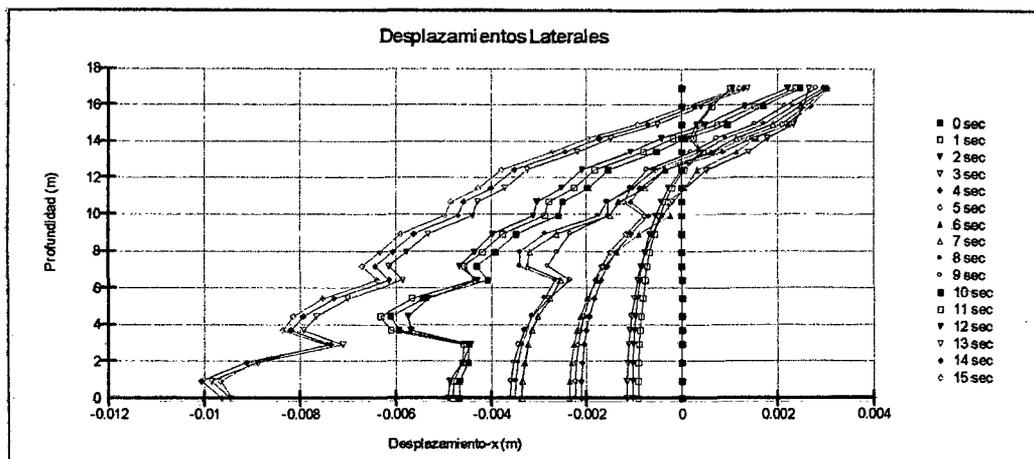


Figura 3.75. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga
Variación de la fuerza máxima en anclajes según secuencias constructivas

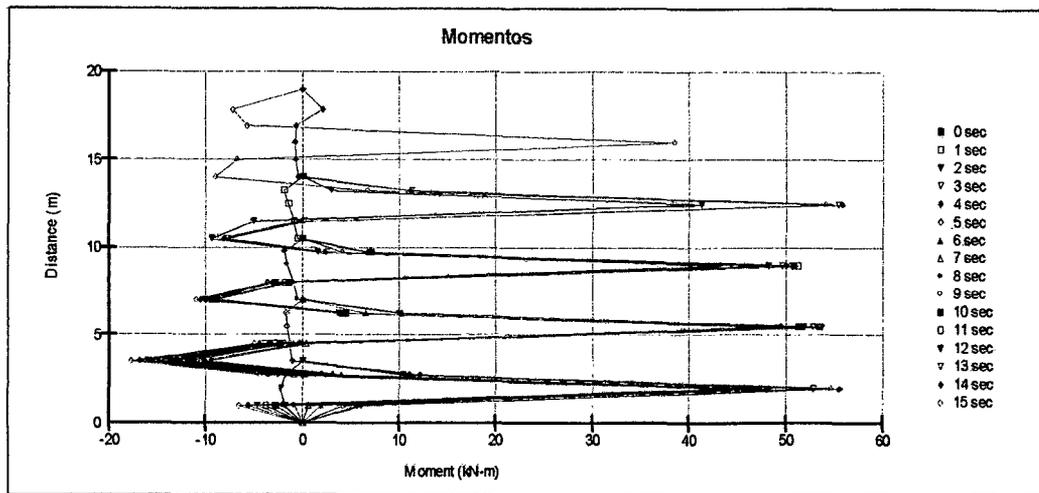


Figura 3.76. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga

Variación de la fuerza máxima en anclajes según secuencias constructivas

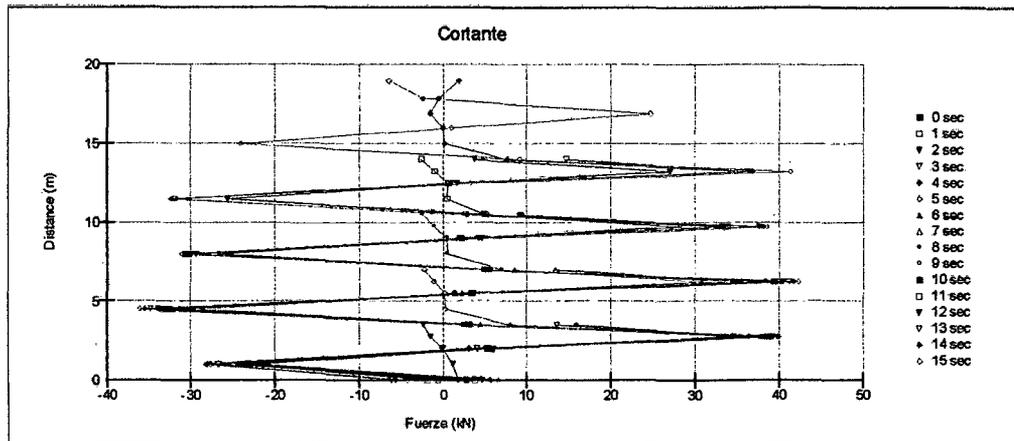


Figura 3.77. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga

Variación de la fuerza máxima en anclajes según secuencias constructivas

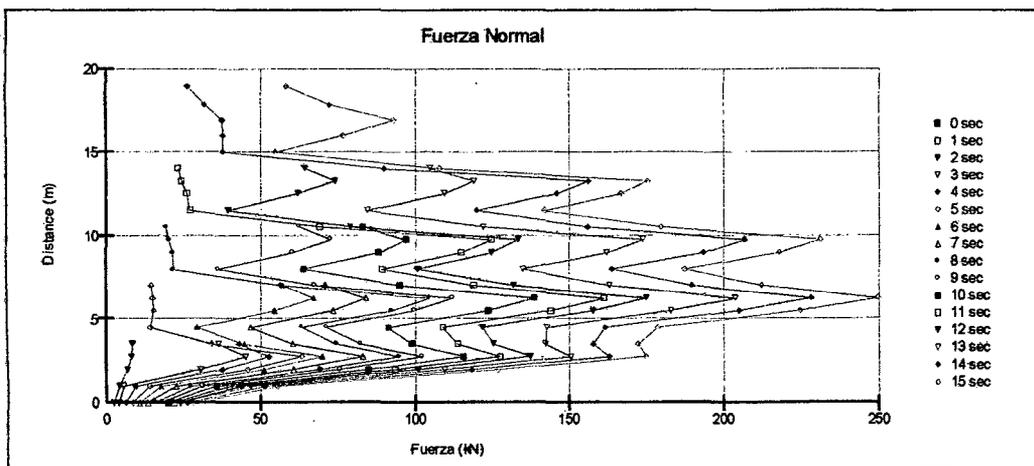


Figura 3.78. – Desplazamientos laterales asumiendo modulo de elasticidad en carga

Variación de la fuerza máxima en anclajes según secuencias constructivas

3.9 Empujes de tierra para el diseño de la pantalla

3.9.1 Introducción

El tema de los empujes de tierra es un tema muy importante para el cálculo y diseño de la pantalla o estructura que contendrá estos empujes, por ejemplo en una excavación que contiene anclajes temporales las cargas al final de la construcción deberán ser tomadas por los sistemas estructurales, losas, vigas, placas, columnas, etc. Este caso se da muy comúnmente en la practica para sótanos de edificios habiéndose observado un buen desempeño, como los casos de los edificios Capital, El Libertador, Banco de Crédito entre otros parte de este buen desempeño es debido a la geometría de la excavación que por lo general es cerrada, de formas cuadrangular, rectangular o alguna forma irregular cerrada, tal y como se muestra en la Figura 3.79.

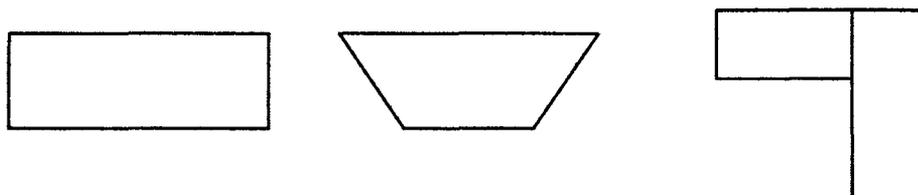
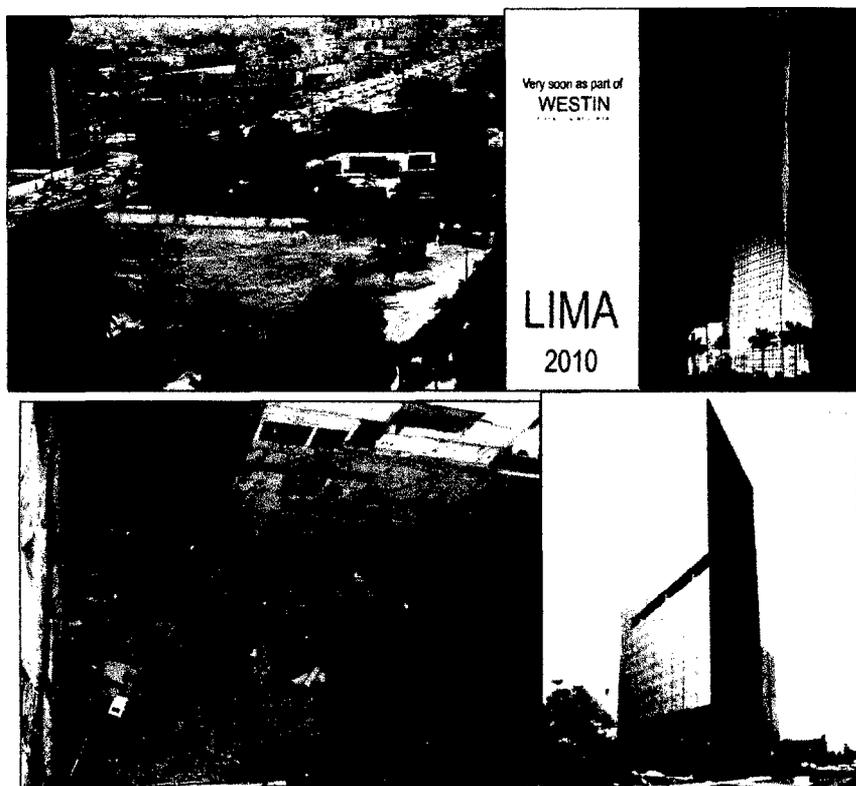
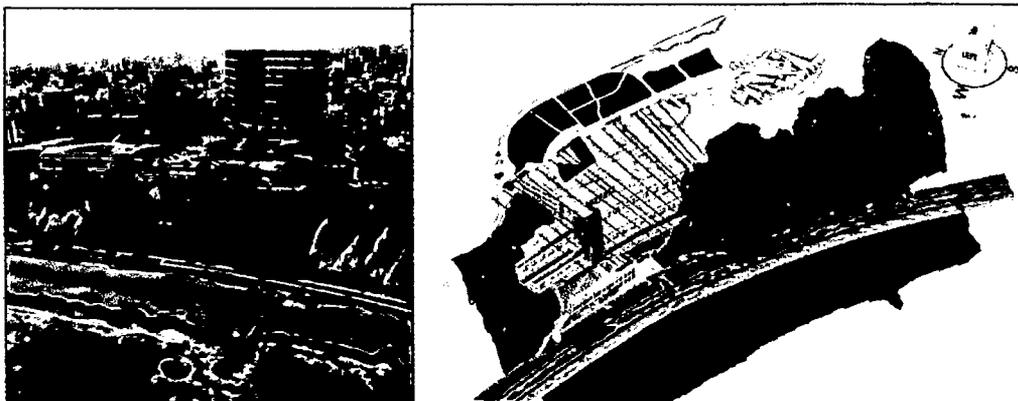


Figura 3.79. – Vista en planta de las geometrías de excavaciones profundas en Lima



Fotografía 3.12. – Vista en planta de las geometrías de excavaciones profundas a) Hotel Libertador,
b) Edificio Capital

Se puede también mencionar casos especiales en donde se demande una excavación a un talud natural, de donde los empujes resultantes al final de la construcción, es decir cuando se destensen los elementos de anclajes tengan que ser soportados por la estructura, con la diferencia que la geometría en planta no sea cerrada sino mas bien abierta por uno o más lados, este último caso es más complejo dado que la estructura globalmente no cuenta con arriostramiento en todas las direcciones como el caso anterior. Un ejemplo de este caso es el Hotel Larcomar, proyecto que se construiría el año 2011 en la parte inferior del Centro Comercial Larcomar, en las faldas del acantilado de la Costa Verde.



Fotografía 3.13. – Vista del terreno actual del futuro Hotel Larcomar y Arquitectura 3D

La importancia de este ultimo caso es que debido a las condicionantes del terreno se pueda tener estructuras permanentes, de tal modo que la estructura no tome los empujes del terreno, dado que para estas profundidades los empujes son sumamente altos.

Entre los métodos conocidos se tienen:

- 1.- Métodos de estado limite
- 2.- Métodos semiempiricos
- 3.- Métodos que utilizan una ley tensión – deformación
- 4.- Métodos con elementos finitos y diferencias finitas

En el método del *estado limite* considera el empuje que ofrece el terreno en la pantalla son aquellos que se da en el estado limite de resistencia, desarrollándose el estado

activo en algunas y pasivos en otras, reposo, o un promedio entre éstos. En este caso se considera que el terreno se encuentra en un estado de falla en el cual es independiente de la deformación, situación en la cual se manejan factores de seguridad pertinentes. Entre los métodos más comunes se tiene:

- Método de Blum para pantallas en voladizo
- Método del pie libre o articulado, o método americano
- Método del pie empotrado o método europeo.

Para el caso común de muros anclados que son usados típicamente en nuestro país, se tiene que el sistema es hiperestático en 3 dimensiones, con lo que se consigue varios puntos de apoyo regularmente distribuidos, esto a diferencia de micropilotes que no tienen esta característica de hiperestaticidad tridimensional. En el caso de muros anclados, se hace innecesario el empotramiento en el para satisfacer la condición de estabilidad de la pantalla y de las tierras en ella contenidas. Puede, sin embargo, requerirse cierto empotramiento para garantizar la estabilidad global o la impermeabilización del terreno, así como un cimiento para recibir las cargas de gravedad una vez destensados los anclajes.

Los *métodos semiempíricos* también se basan en el estado último con adaptaciones pertinentes basados en ensayos a escala reducida, mediciones experimentales o experiencia. Entre los cuales se puede mencionar.

- Método de Blum o de la Viga Equivalente
- Método de Tschebotarioff
- Método de Empujes Aparentes de Terzaghi – Peck
- Método de las Áreas Tributarias y de articulación

El principio básico de los métodos que utilizan una ley *tensión deformación* se basan en que los empujes de tierra que actúan sobre la pantalla son dependientes de las deformaciones que esta experimente. En este tipo de métodos se puede ver comportamiento elásticos o elastoplásticos. En estos métodos se define una ley esfuerzo-deformación del terreno. Lo importante en este método es elegir la ley que más se adapte al tipo de suelo que estamos analizando. La pantalla se analiza como

una viga flotante sobre apoyos elásticos o elastoplásticos (Viga de Winkler), entre los métodos conocidos tenemos:

- Viga en Medio Elástico
- Turabi y Balla
- Halliburton
- Castillo Ron.
- Rodríguez Liñan.

Dentro de los métodos de **elementos finitos y diferencias finitas** son aquellos que se basan en la teoría general de elementos finitos o diferencias finitas, para el caso concreto de un problema de interacción suelo estructura, como para un muro pantalla o anclado, se pueden realizar análisis incrementales que simulen el procedimiento constructivo, excavación, estructuras, etc. Esto se realiza discretizando el problema en elementos pequeños en donde se cumplan las leyes básicas de la mecánica del continuo. Lo importante en este método es elegir un modelo constitutivo del suelo y materiales adecuados para representen el real comportamiento que tendrá estas estructuras en una excavación.

A continuación presentaremos una breve descripción de los principales métodos.

3.9.2 Métodos semiempíricos

Método de Empujes Aparentes de Terzaghi – Peck.

Los diagramas de empujes aparentes son diagramas semi-empíricos que desarrollo originalmente por Terzaghi y Peck (1967) y Peck (1969) para el cálculo de cargas envolventes de los arriostramientos en excavaciones entibadas.

Los diagramas representan:

1. Cargas drenadas en arena.
2. Cargas no drenadas en arcillas fisuradas de firmes a duras;
3. Cargas no drenadas en arcillas blandas a medias.

El análisis de los diagramas de empujes aparentes permite un cálculo manual y relativamente simple de las cargas de los anclajes y de los momentos flectores en el

muro. Ellos representan una envolvente que puede usarse para desarrollar un sistema de anclajes o puntales adecuadas para toda la vida de la excavación.

Los diagramas de Terzaghi y Peck, que son de forma rectangular o trapezoidal, se observan en la Figura 3.80 donde la máxima presión se denomina "p" y están basados en las siguientes premisas:

- Los diagramas de presiones fueron desarrollados para cortes verticales y coronamiento horizontal, a partir de puntales instalados horizontalmente.
- Se considera que la excavación tiene una profundidad mayor a 6m y que es relativamente ancha. Se supone, además, que los movimientos del muro son lo suficientemente grande para desarrollar íntegramente la resistencia al corte.
- Se supone que para las arenas, el nivel freático está por debajo de la base de la excavación, y para arcillas su posición no es de importancia. La carga debida a la presión de agua no se considera para el desarrollo de las presiones.
- Se asume que la masa de suelo es homogénea y que el comportamiento del suelo durante el corte es drenante para arenas y no drenante para arcillas, es decir se consideran solamente las cargas a corto plazo.
- Los diagramas de carga se aplican solo a la porción del muro expuesta y no a aquella que esta empotrada en el terreno debajo del fondo de excavación.

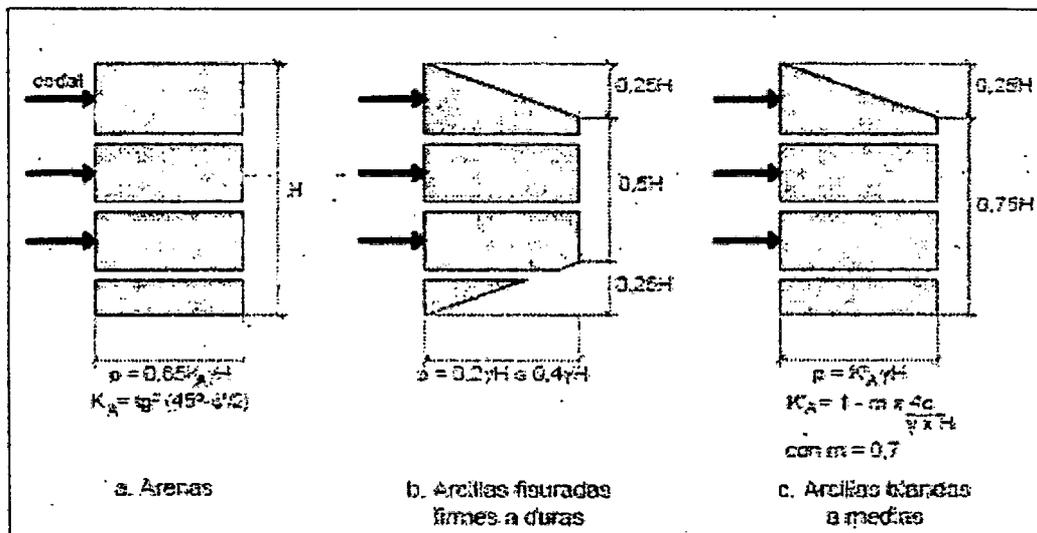


Figura 3.80. – Empujes de Tierra según Terzaghi y Peck.

Método de las Áreas tributarias y de Articulación.

Este método es útil para prever en forma sencilla y manual la carga que tomarán los arriostramientos de una entibación flexible. Este método, cuando utiliza los diagramas de empujes apropiados, ha dado estimaciones razonables de las cargas en los arriostramientos.

Las cargas a calcular en los arriostramientos, según el método se presenta en la Figura 3.81. Ambos procedimientos suponen que se desarrolla una articulación (en la cual el momento flector es nulo) en la base de la excavación a medida que esta avanza y que dicha base actúa como un puntal de soporte. Esta última suposición es razonable para muros que penetran dentro de materiales competentes. El momento máximo que gobierna el diseño de la entibación ocurre típicamente en la porción expuesta del mismo, es decir, sobre la base de la excavación.

El método supone que la fuerza de reacción R está soportada por la resistencia pasiva del suelo bajo la base de la excavación, en consecuencia, el muro debe estar lo suficientemente empotrado para que la misma se desarrolle. En este caso, el arriostramiento inferior toma solo el área tributaria del diagrama de empujes aparentes, considerados desde la base de la excavación hasta la mitad de la altura entre la base y la ubicación del arriostramiento inferior.

Para este caso el arriostramiento inferior debe diseñarse para soportar carga de su área tributaria, arriba mencionada, más la carga de la reacción.

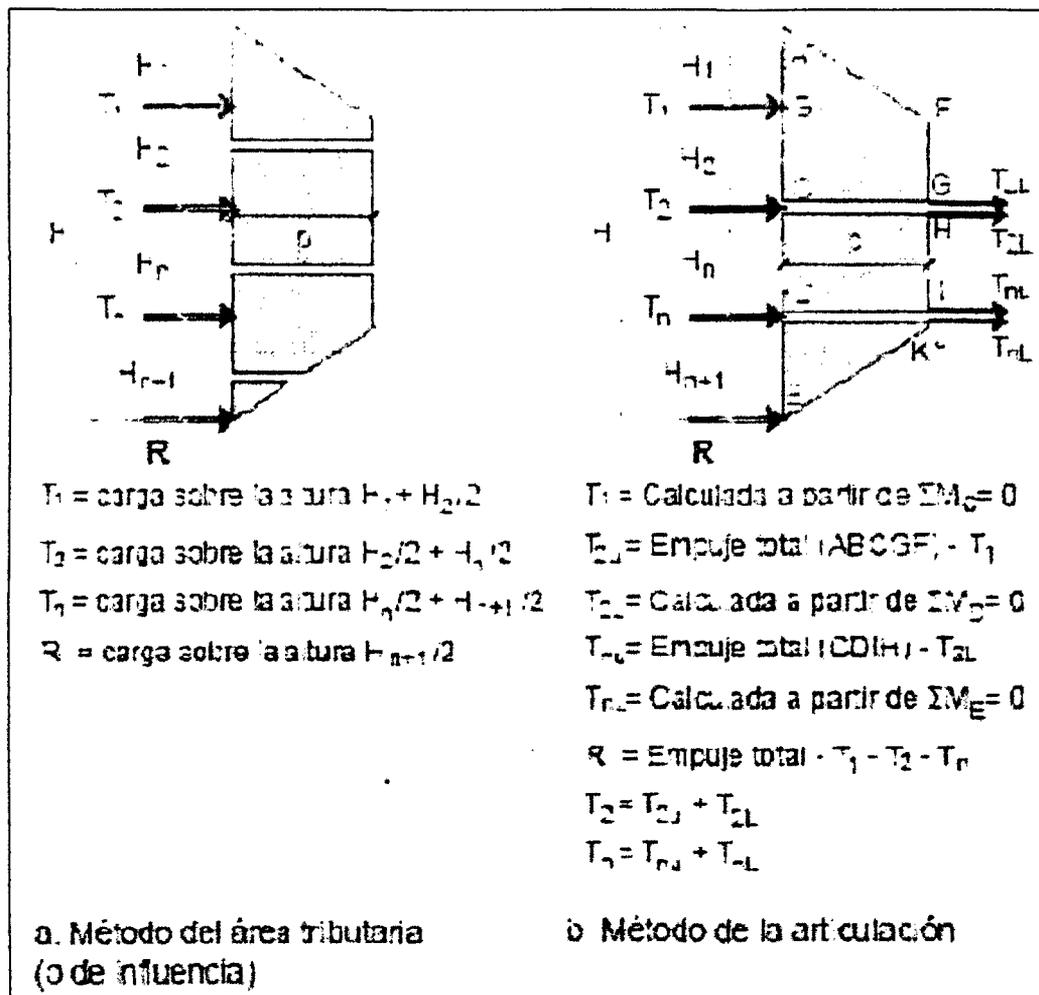


Figura 3.81. – Modelo aproximado de áreas tributarias y articulación

Método de Matallana y Hanna

En comunicación personal con el Ing. Gustavo Matallana, quien estuvo a cargo de la investigación experimental "The Behaviour of Tie Back Retaining Walls", se pudo conocer un criterio de diseño para los empujes que se basa en los movimientos que ocurren en un sistema de muros de retención anclados. Según se detalla:

De acuerdo a como se desarrolle el movimiento de la estructura; simultáneamente se desarrolla la distribución de los empujes de suelos contenidos.

- ✓ Si la estructura se desplaza horizontalmente, y sin bascular, la distribución de los empujes es trapezoidal.
- ✓ Si la estructura se rota o bascula sacando la pata o parte inferior, la distribución de los empujes asciendo de $1/3$ de la base a $1/2$ de la altura.

- ✓ Si la estructura rota y se desplaza en la parte superior, el empuje es triangular.
- ✓ Si el movimiento de la estructura es mayor al 5% de la altura, el empuje de reposo se rompe y pasa a ser empuje activo.
- ✓ Para diseño, el empuje de reposo es $(K_0+K_a)/2$; según su investigación.
- ✓ El proceso constructivo de tensionamiento de una estructura, es progresivo de acuerdo con la cota o nivel de excavación y simultáneamente se aplica la carga o empuje correspondiente, siguiendo la teoría de reposo.

Estos conceptos son muy importantes en el diseño y calculo constructivo de una estructura de contención anclada por detrás de la cuna de esfuerzos y deformaciones que contiene.

3.9.3. Métodos de tensión deformación.

Método de Rodríguez Liñan.

Este método corresponde al mas completo desarrollado a la fecha realizado por Liñan, 1985, y es ampliamente utilizado para el diseño de pantallas en España y otros países, así como implementado en varios software de diseño. Ref(5)

El método modela al terreno como un sistema de resortes, con una ley de empujes-deformación elastoplástica, con las siguientes características.

- Ley de empuje deformación elastoplastica, como la representada en la Figura 3.82. En los tramos curvos puede utilizar leyes rectilíneas o ajustarse parábolas u otro tipo de curvas, que se adapten mejor al comportamiento de terreno.

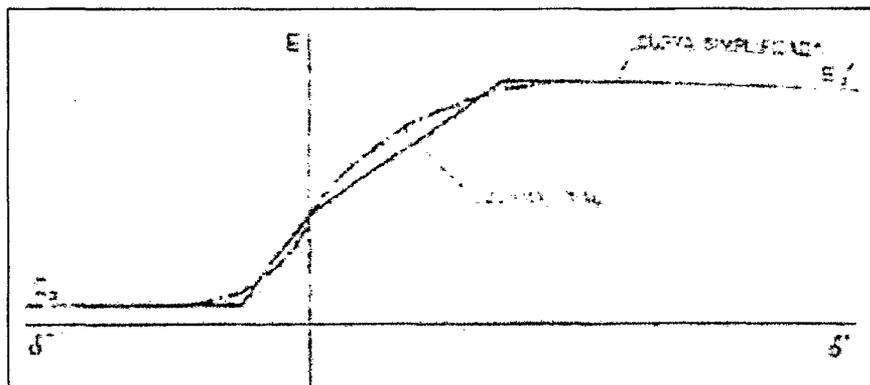


Figura 3.82. – Método Rodríguez-Liñan. Ley empuje deformación

- Como coeficientes de empujes, se adoptan la teoría de la plasticidad, o teoría de Rankine. Estos valores proporcionan la situación de los dos tramos horizontales de la curva de la Figura 3.82.
- El modelo que se emplea consiste en una viga continua con una serie de apoyos puntuales que funcionan como muelles de comportamiento no elástico y no lineal.

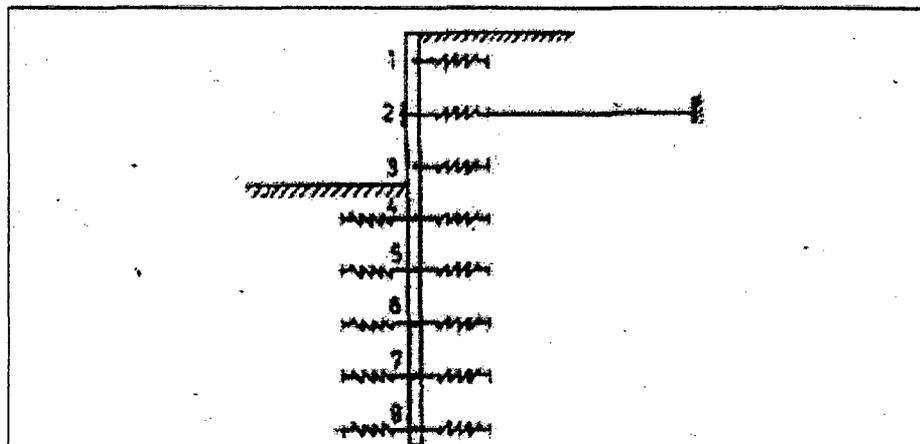


Figura 3.83. – Modelación mediante resorte según Rodríguez-Liñan

- Para describir el comportamiento de los resortes hay que tener en cuenta que el coeficiente de empuje del terreno varía con el desplazamiento de la pantalla de acuerdo con una curva como la que se presenta en la Figura 3.84, en la que se indican las ordenadas correspondientes a los coeficientes de empujes activos, en reposo y pasivos, con su deformación (abscisas) correspondientes.
- Multiplicando por la tensión vertical, los valores de los coeficientes de empuje de esta curva se obtendría la curva que relaciona empujes con desplazamientos.

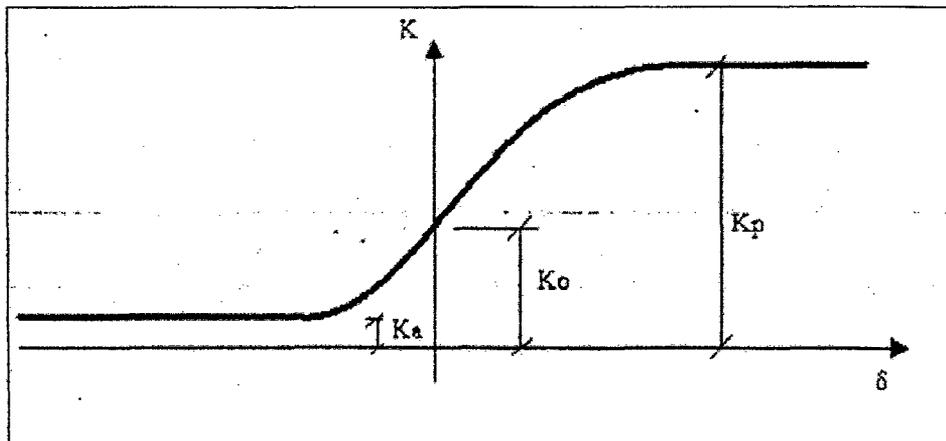


Figura 3.84. - Ley de empuje deformación

Para comprender la trayectoria de tensiones entregada por el modelo en los diferentes estados de carga y descarga sucesivos, se ha ilustrado el ejemplo.

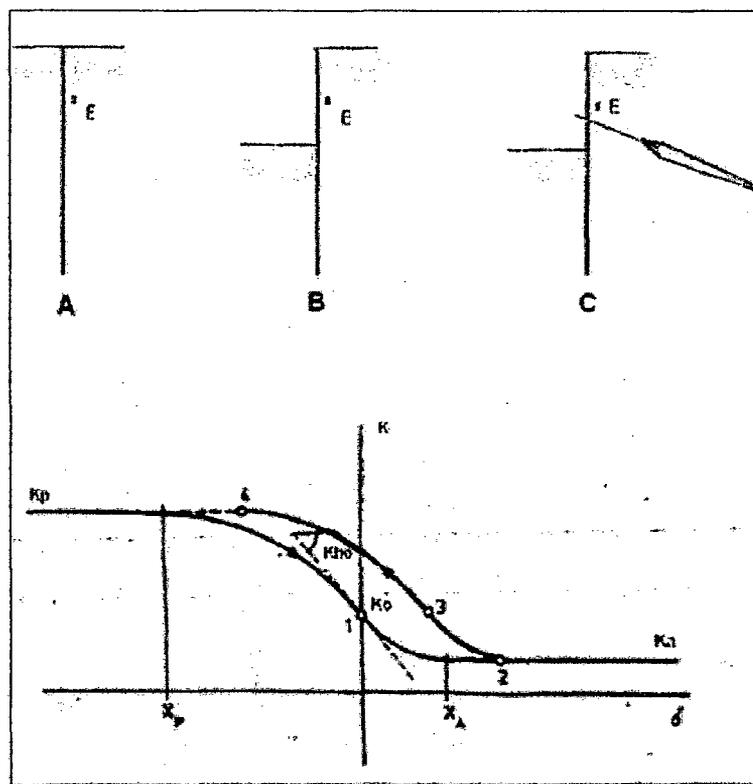


Figura 3.85. - Ejemplo de Curva Empuje - deformación para distintas etapas de carga y descarga

En el diagrama de la Figura 3.85 se toma un elemento de suelo E que está en el trasdós de la pantalla no deformada para lo cual se asocia un coeficiente de empuje en reposo. En el grafico de la Figura 3.86 nos encontramos en el punto N 1.

Mientras se realiza la excavación hasta el nivel descrito de la Figura 3.85(a) el elemento del suelo E se encuentra en descarga; siguiendo la trayectoria de empujes hasta movilizar completamente el empuje activo, hasta un nivel de deformación entregado por el punto 2 del grafico de la misma figura.

Después, se simula por la Figura 3.85(b) la colocación y tensado de un anclaje activo: para lo cual la deformación del elemento E se invierte generándose en este caso una trayectoria en carga llegando hasta un empuje en reposo dado por el punto 3 y posteriormente, desarrollándose completamente la resistencia pasiva hasta llegar al punto 4.

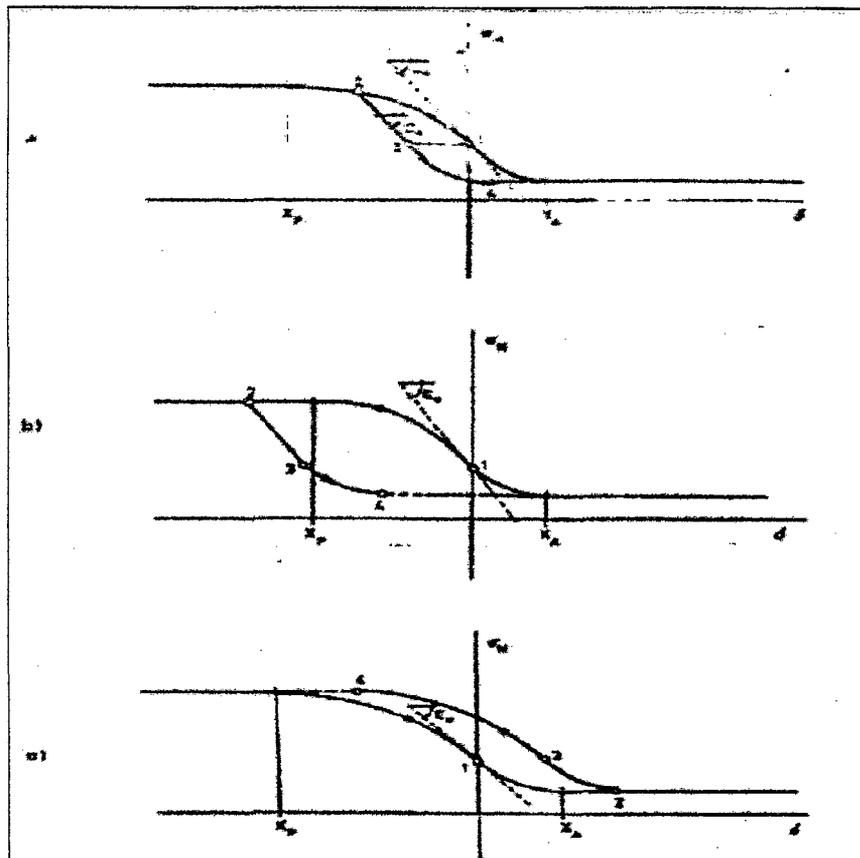


Figura 3.86. – Ley de tensión – Ejemplos de trayectoria de empujes sobre pantallas para distintas hipótesis de carga y descarga

La trayectoria de tensiones se puede esquematizar para cada punto en el trasdós e intradós de la pantalla, considerando el estado tensional de todas las etapas de excavación en sus estados de carga y descarga asociados.

El ejemplo anterior muestra el comportamiento del terreno para cargas nodales a partir del empuje en reposo. Para estados de carga y descarga sucesivos, es preciso definir el comportamiento plástico del terreno. Como ejemplo se muestra en la Figura 3.87 algunas curvas de empuje para distintas hipótesis de carga-descarga

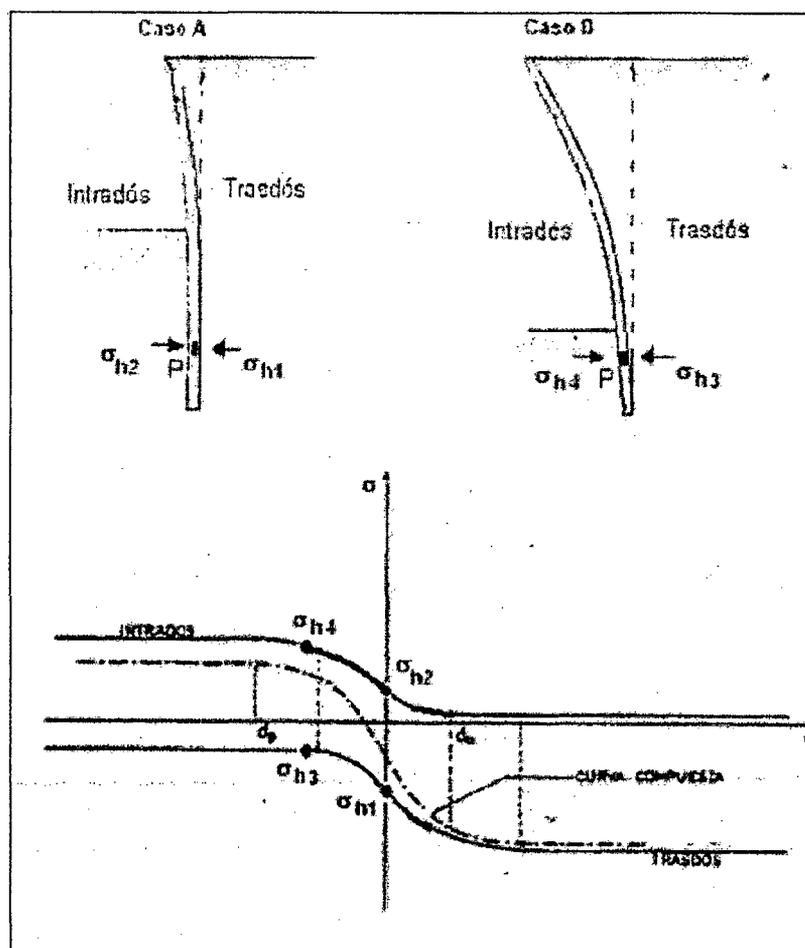


Figura 3.87. – Ley de empuje deformación para puntos situados bajo el nivel de excavación

Para un punto de la pantalla situado por debajo de la zona excavada se tendrían leyes diferentes para el intradós y el trasdós. En esta zona se trabajaría con la curva resultante de ambas.

Como ejemplo se ilustra la Figura 3.87, donde el punto P se ubica en la zona enterrada de la pantalla. En este caso A la excavación realizada en el intradós no ha provocado deformaciones en el punto O, sin embargo, las tensiones horizontales a cada lado de la pantalla son opuestas y de diferente magnitud, denominadas σ_1 y σ_2 . En el caso B, la excavación realizada en el lado del trasdós, σ_3 (hasta llegar al empuje activo), y aumentando las tensiones en el intradós σ_4 (hasta llegar al empuje pasivo). La tensión real en el punto en ambos casos será la diferencia de ambas tensiones, representada por la curva compuesta.

- El modelo propuesto permite considerar todas las fases constructivas de la pantalla, teniendo en cuenta la situación en la que va quedando el terreno al final de cada fase, “recordando” el punto de la curva empuje-deformación, para arrancar de ahí los cálculos de la siguiente fase.
- En el modelo que se describe también permite considerar la presencia de anclajes o puntales.
- También es posible considerar una ley de presiones de agua cualquiera, definiendo la ley por puntos en cada fase de excavación para el trasdós y el intradós de la pantalla.
- Permite considerar fuerzas exteriores a la pantalla, que se introducen en el proceso de dimensionamiento de la misma.

3.10 Movimientos y asentamientos permisibles

3.10.1 Introducción

En el diseño y construcción de una pantalla es importante controlar las deformaciones para que las estructuras adyacentes comprometidas se encuentren en estado de servicio durante y al final de la construcción.

Estos movimientos están asociados principalmente a:

- Configuración y dimensiones de la excavación.
- Las características del terreno.
- La alteración del nivel freático.
- La configuración y la rigidez del sistema constituido por la pantalla y su sistema de arriostramiento.
- La velocidad de construcción.
- La situación del entorno, en lo que se refiere a edificios contiguos y sobrecargas actuantes.
- El plazo de ejecución y, en especial, el tiempo transcurrido hasta que se dispone el sistema de arriostramiento.

Para analizar la influencia del método de excavación del terreno y de ejecución de la pantalla en las deformaciones, Justo Alpañes (1980) Ref(5) realizó un estudio estadístico de la relación δ_{\max}/H para diversos tipos de pantalla y de terrenos, siendo δ_{\max} la máxima deformación de la pantalla y H la profundidad de la excavación, concluyendo lo siguiente:

- La relación δ_{\max}/H es prácticamente independientemente de la profundidad de la excavación, salvo pantallas en voladizo.
- El tipo de pantallas mas adecuado para limitar las deformaciones son las pantallas continuas de hormigón armado.
- La existencia de un nivel freático aumenta las deformaciones.
- Cuando la separación entre arriostramientos es excesiva, las deformaciones pueden ser importantes.
- Para conseguir que las deformaciones sean pequeñas, es conveniente colocar el primer arriostramiento a escasa profundidad.

3.10.2 Método de Peck

Peck(1969) Ref(5) desarrolló unas curvas que permiten estimar un rango de los asentamientos por excavaciones en arcillas.

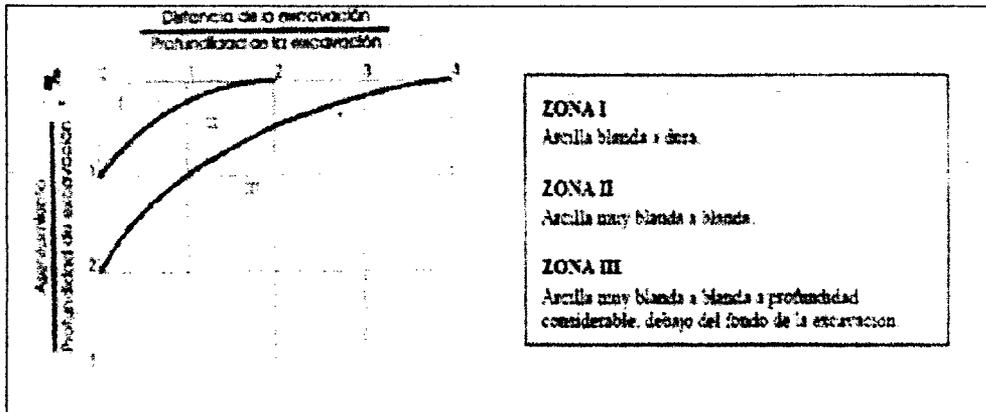


Figura 3.88. – Curvas de Peck para la estimación de asentamientos en arcillas

También Peck estableció algunas recomendaciones sobre los asentamientos admisibles según el tipo de construcción del edificio contiguo a la excavación.

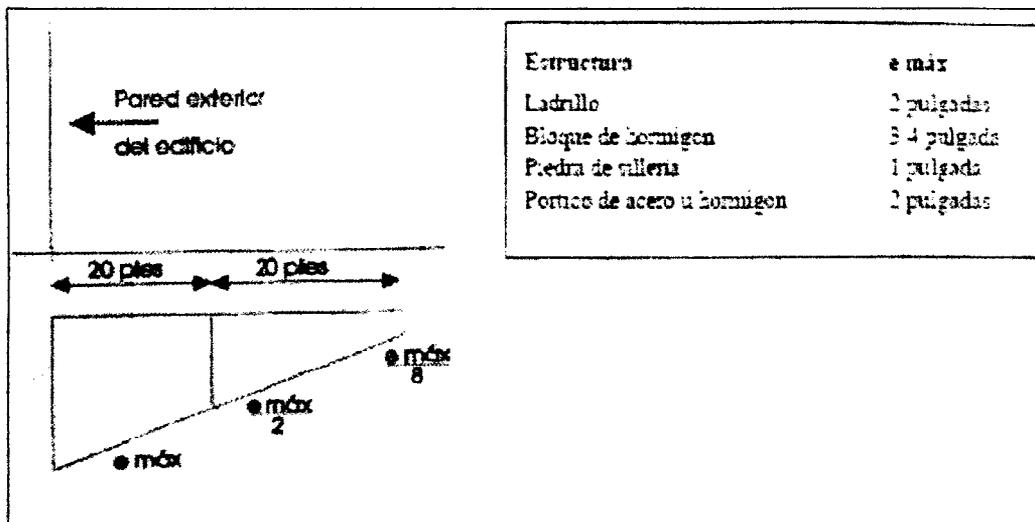


Figura 3.89. – Recomendaciones de Peck sobre asentamientos admisibles.

3.10.3 Recomendaciones: Rodríguez Ortiz, 2002 - Clough y O'Rourke, 1990 Ref(5)

Las pantallas deberán dimensionarse considerando la limitación de los movimientos en los edificios o servicios próximos. Estos son horizontales y verticales y obedecen, según Rodríguez Ortiz (2002), a lo indicado en la Figura 3.90. La Figura 3.90(a) es típica de pantallas en voladizo, mientras que la Figura 3.90(b) se da en pantallas con arriostramiento en la cabeza.

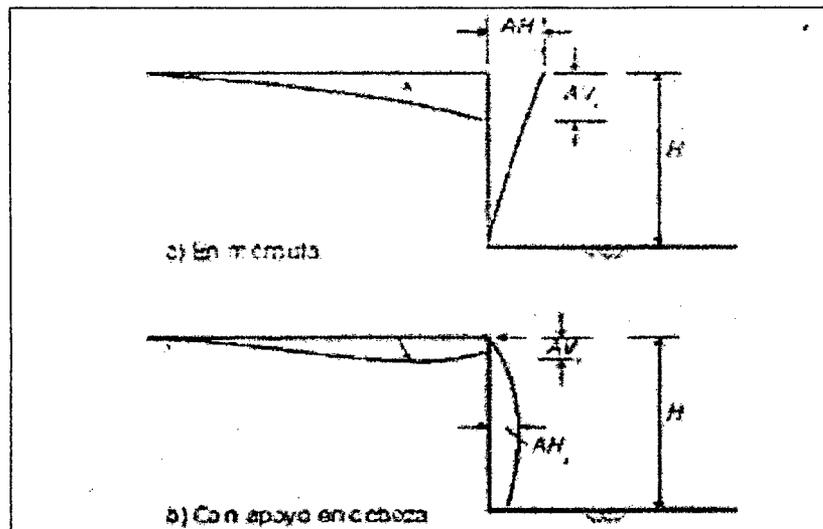


Figura 3.90. – Figura Deformadas Normalizadas (Hsieh y Ou).

Algunos investigadores (Clough y O'Rourke, 1990) sitúan movimientos de las pantallas en las órdenes siguientes:

- Flecha horizontales máximas $\delta_h < 0.2\%H$ (siendo H la profundidad de la excavación).
- Asentamiento máximo en superficie $\delta_v < 0.15\%H$.

Con respecto a los asentamientos que se producen en el trasdós de las pantallas, diversos autores han propuesto métodos analíticos para estimar su distribución en superficie. Si bien se trata de un resultado directo cuando se emplean modelos de elementos finitos, la calidad de las predicciones es bastante dudosa.

Dentro de las propuestas, puede citarse la de Hsieh y Ou (1998) Ref(9).

1. Calcular la flecha máxima horizontal de la pantalla δ_{hm} .
2. Obtener el asiento máximo vertical δ_{vm} por alguna de las correlaciones existentes (a falta de mejor información considerar $\delta_{vm} = 0.75 \delta_{hm}$)
3. Hallar la distribución de asentamientos por las leyes adimensionales siguientes:

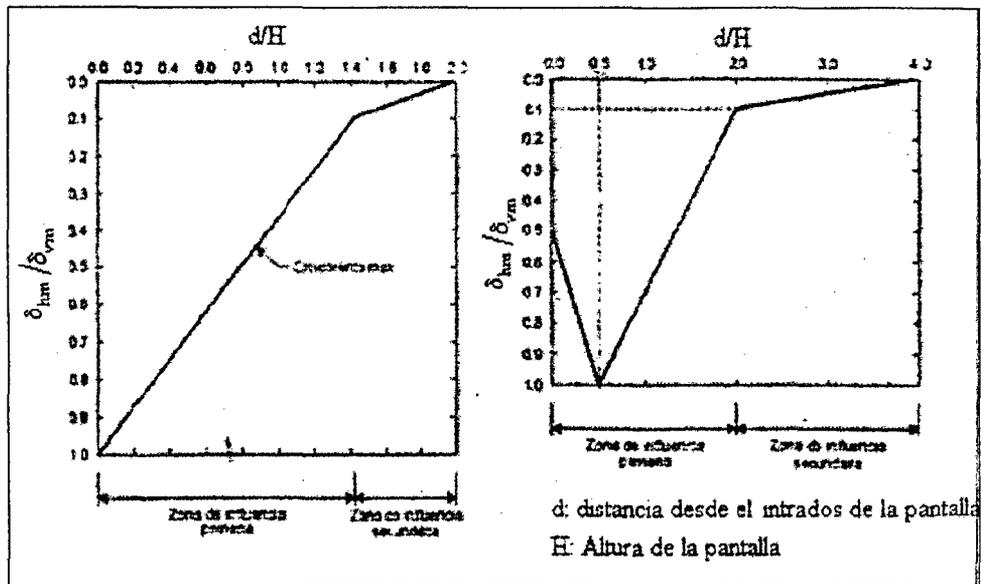


Figura 3.91. – Recomendaciones de Peck sobre asentamientos admisibles.

Otro método nace al suponer que los asentamientos que se producirían en el trasdós de la pantalla suponiendo que el volumen de tierras afectadas por los asentamientos con el volumen que se desplaza por deformación horizontal de la pantalla es igual. El volumen de asentamiento puede considerarse delimitado por una parábola que alcanza una distancia horizontal $D=1.5H$ y de expresión:

$$y = y_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{(x-0.75)^2}{(0.75H)^2} \right)$$

Ec(3.63)

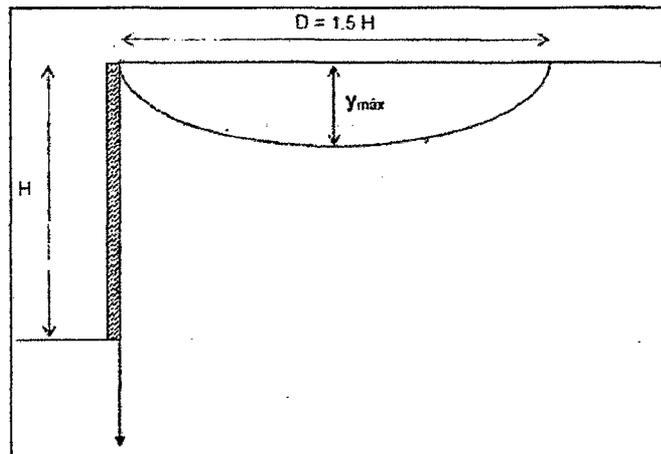


Figura 3.92. – Asentamientos en el trasdós de la pantalla.

3.11. Aspectos del modelaje tridimensional

En los últimos años el uso de herramientas numéricas para el modelamiento de problemas de interacción suelo estructura han tomado gran relevancia, en base diversos códigos numéricos se han desarrollado, siendo uno de ellos el programa FLAC de Itasca Internacional. El Dr. Peter Cundall, creador del código FLAC que realiza modelamiento numérico para problemas geotécnicos mediante el método de diferencias finitas, en comunicación personal con el autor, mostró un ejemplo de modelamiento tridimensional de una pared impermeable de Caisson de concreto con anclajes postensados, el cual se presenta a continuación para conocer el procedimiento de modelaje tridimensional

3.11.1. Simulación numérica de un sistema de anclajes en 3D mediante el código FLAC 3D

Este ejemplo muestra un procedimiento de modelamiento para simular la etapa constructiva de una excavación vertical soportada por una pared impermeable de un caisson de concreto con anclajes postensados. La excavación tiene aproximadamente 84m de largo y 36.5 de ancho, y profundidad final de excavación es de 23.5m. La pared tiene un espesor de 1.07m y se compone por enclavamientos de caisson de concreto de 26.5 de longitud. Se instalan pilotes soldados a lo largo de la pared a un espaciamiento de 2.25m, e inclinado, los anclajes postensados se conectan y extienden desde los pilotes soldados. La Figura 3.93 ilustra un cuarto de sección de la excavación con la pared, los pilotes soldados y el soporte de anclaje. El sistema de ejes coordenados se define para este ejemplo como el origen está alrededor del centro de la excavación con el eje Z hacia arriba. La profundidad final de la excavación se encuentra a $Z=26.5\text{m}$, y la superficie del suelo se encuentra a $Z=50\text{m}$.

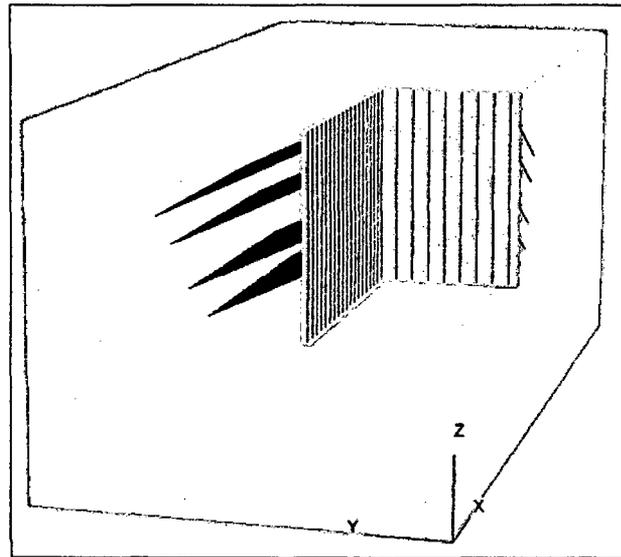


Figura 3.93. – Excavación con pared impermeable de Caisson de concreto que incluye pilotes soldados con anclajes postensados (vista de un cuarto de sección)

El propósito de este análisis es evaluar la estabilidad de una excavación en términos de desplazamientos de la pared y el desarrollo de las fuerzas en los anclajes. El análisis se realiza como sigue:

1. Se establece el equilibrio inicial con la pared concreto y los pilotes soldados instalados a una profundidad de 26.5m, antes de la excavación. El estado inicial incluye una distribución de presiones de poro tomando en cuenta un nivel freático de $z=39.5\text{m}$ y una pared impermeable. El valor de coeficiente de reposo para el problema es 0.6.
2. La excavación se realiza en cinco cortes. La profundidad de excavación para cada corte se resume abajo.

Cuadro 3.21. – Tabla de profundidades de excavación

Corte	Profundidad de Excavación (m)
1	3.5
2	8.0
3	13.0
4	17.5
5	23.5

3. Después de cada uno de los primero cuatro cortes, se instala una línea de anclaje, y estos anclajes se postensan antes que el siguiente corte se realice.

4. El corte 3 hasta el corte 5 se encuentran debajo del nivel freático. Antes de cada uno de estos cortes, la excavación se deprime hasta un metro debajo de la profundidad de excavación para cada corte. Hay dos aspectos en este ejemplo que son resaltados. Primero, el procedimiento de postensado de los anclajes usa una función FISH la cual especifica un postensado que se puede ajustar hasta la fuerza que corresponde cercanamente hasta el valor destinado para el estado de equilibrio. Observe que el comando SEL cable pretensión puede usarse también, pero la carga en este caso es una carga inicial. Esta carga se reajustara conforme el modelo alcanza el equilibrio, produciendo un valor que puede variar del valor inicial. Segundo, el procedimiento para simular como se deprime la napa freática usa el cálculo de flujo de fluido en FLAC_{3D} para producir una distribución de presiones de poros que cercanamente corresponde a las condiciones de borde aplicadas para el abatimiento de la napa freática. Este enfoque nos muestra presiones de poro alrededor de la excavación que se espera reflejen la condición de campo mejor que usando el comando WATER table. El comando WATER table no nos da un cálculo preciso para las presiones de poro alrededor de la pared como el cálculo del flujo.

La estratigrafía consiste en cinco capas de suelo horizontales de diferentes espesores. Los suelos se muestran en la Figura 3.94, y las propiedades del suelo se resumen en el Cuadro 3.8. El nivel freático inicial se localiza 10.5m debajo de la superficie del suelo ($z = 39.5$ m), cerca del suelo superior 3.

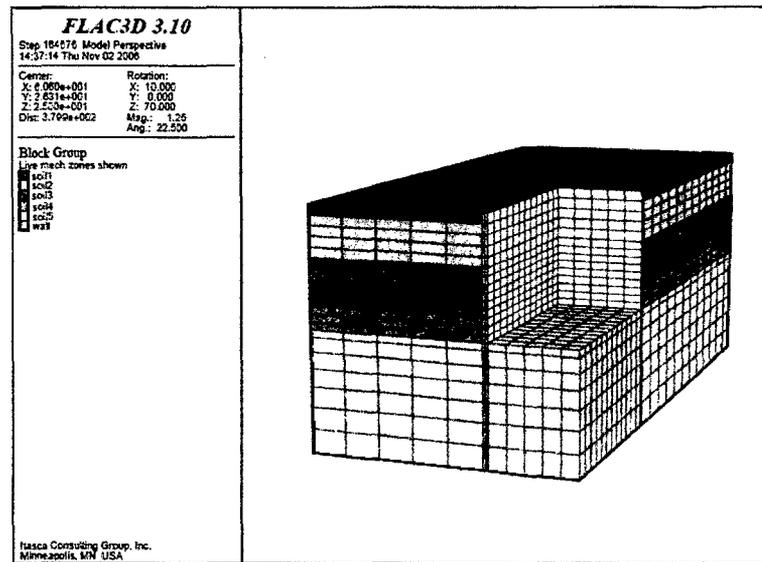


Figura 3.94. – Esquema básico de análisis en diferencias finitas

Cuadro 3.22. – Capas de Suelo

	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3	Suelo 4	Suelo 5
Espesor (m)	3.0	7.0	10.0	5.0	25.0
Densidad Seca (kg/m³)	1830	2000	2050	2100	2250
Modulo de Bulk (MPa)	25.0	81.9	147.0	333.0	833.0
Modulo de Corte (MPa)	11.6	37.8	68.0	154.0	625.0
Cohesión (MPa)	0.025	0.0	0.0	0.35	15.0
Angulo de fricción (grados)	26.0	34.0	38.0	42.0	45.0
Angulo de dilatancia (grados)	0	2	5	5	0
Coefficiente de movilidad (m²/(Pa-sec))	10 ⁻⁷				
porosidad	0.18	0.18	0.13	0.15	0.15

Las propiedades de la pared de concreto, pilotes soldados y anclajes se resumen en las Tablas respectivamente. Las pilas soldadas se localizan a un espaciamiento de 2.25m a lo largo de la pared, 4 líneas de anclaje se instalan y se conectan a las pilas durante la construcción. Los anclajes tienen una inclinación aproximada de 25grados y se pretensan después de su instalación a las cargas listadas en el Cuadro 3.9.

Cuadro 3.23. – Propiedades de caisson de concreto

Propiedades de la pared del caisson de concreto	
Espesor (m)	1.07
Densidad (kg/m ³)	2500
Modulo de Young (GPa)	25.0
relación de Poisson	0.4
Cohesión (MPa)	4.0
Angulo de fricción (grados)	45
Resistencia a la tensión (MPa)	2.0

Cuadro 3.24. – Propiedades de pilotes soldados

Propiedades de los pilotes soldados	
área (m ²)	0.0144
Espaciamiento (m)	2.25
Modulo de Young (GPa)	205.0
relación de Poisson	0.3
Momento de inercia (m ⁴)	8.75x10 ⁻⁴

Cuadro 3.25. – Propiedades de las líneas de anclaje

	Línea 1	Línea 2	Línea 3	Línea 4
área (m²)	0.00554	0.00554	0.00554	0.00554
Longitud Total (m)	21.897	19.691	17.187	14.398
Longitud de bulbo (m)	12.0	12.0	12.0	12.0
Fuerza de pretensado (MN)	0.80	0.90	1.15	1.15
Espaciamiento (m)	2.25	2.25	2.25	2.25

Modulo de Young (GPa)	205.0	205.0	205.0	205.0
Resistencia a la fluencia en tensión (MN)	1.534	1.534	1.534	1.534
Rigidez del bulbo (MN/m/m)	560	560	560	560
Resistencia de bulbo (MN/m)	0.15	0.15	0.15	0.15
fricción del bulbo (grados)	25	25	25	25

Procedimiento del modelamiento

Se crea un cuarto del modelo en FLAC3D, como se muestra en la Figura 3.95. El modelo posee una malla gruesa y distancias cortas con los bordes del modelo de tal modo de acelerar el calculo para efectos de demostración. El archivo dato para este modelo es "WALL.DAT", registrado en el ejemplo, usa FISH para definir los parámetros (ver función `setup`), de tal modo que las cantidades como la densidad de la malla, y el tamaño del modelo puedan ser rápidamente cambiados para un análisis mas detallado.

Observe que, cuando cambiamos las dimensiones del modelo, el número de zonas debe también ajustarse para mantener la zona tan uniforme como sea posible. Por ejemplo, en este ejemplo la profundidad de excavación es 23.5m, y las zonas que componen la excavación en la dirección z (`nzt`) y entre la base de la excavación y la base de la pared (`nzm`) se establece en 13 y 2 respectivamente para mantener un mapeado uniforme. Si la profundidad de la excavación se cambia a 21.5m, entonces `nzt` y `nzm` deben ser cambiados a 12 y 3 respectivamente, para mantener un mapeado uniforme.

La configuración de flujo de fluido *flow fluid* se usa en el análisis de la excavación para modelar el abatimiento de la napa freática. Las propiedades del suelo en el Cuadro 3.8 se ingresan como propiedades secas. Las propiedades saturadas se calculan automáticamente en la configuración *flow fluid*. En el estado inicial de esfuerzos, incluyendo la distribución de presión de poros a un nivel de $z=39.5\text{m}$, se asigna vía

funciones FISH (ver `ini_szz` y `ini_conf` en el Ejemplo). Observe que son esfuerzos totales, y que el K_0 es la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical efectivos.

La pared de concreto se añade en la etapa inicial asignando las propiedades de los materiales en el Cuadro 3.9 a las zonas donde se localiza la pared. Ver Figura 3.94. De tal modo que el modelamiento de la pared sea impermeable, el modelo flujo nulo (fluid null) (**MODEL fl_null**) se asigna a las zona de la pared, la porosidad y la presión de poros en estas zona se establecen en el valor de cero. (Asignando la porosidad en cero, el modulo de Bulk no se modifica). Observe que la adición de la pared se hace en dos pasos. Primero, la pared se hace impermeable, y el modelo se equilibra. Luego, las propiedades mecánicas de las zonas de la pared se cambian, y el modelo alcanza otra vez el equilibrio. De este modo, los esfuerzos totales solo reflejan los cambios de esfuerzos debido al peso de la pared, y la presión de poros se mantiene hidrostática alrededor de la pared. La presión de poros inicial para el modelo con la pared colocada se muestra en la Figura 3.95.

Los pilotes soldados se instalan también en esta etapa usando elementos estructurales viga. La función FISH `soldier_pile` (ver los "TIEGEOM.FIS" registrado en el Ejemplo) se ejecuta automáticamente para crear los pilotes soldados a un espaciamiento de 2.25m dentro de las zonas de la pared. Usando los elementos viga, los pilotes soldados son conectados rígidamente a las zonas de la pared a los nodos de la viga. Las ubicaciones de la viga soldada se indican por líneas verticales en la Figura 3.96. Después que se ejecuta `soldier_pile` las propiedades descritas en la Tabla se asignan .

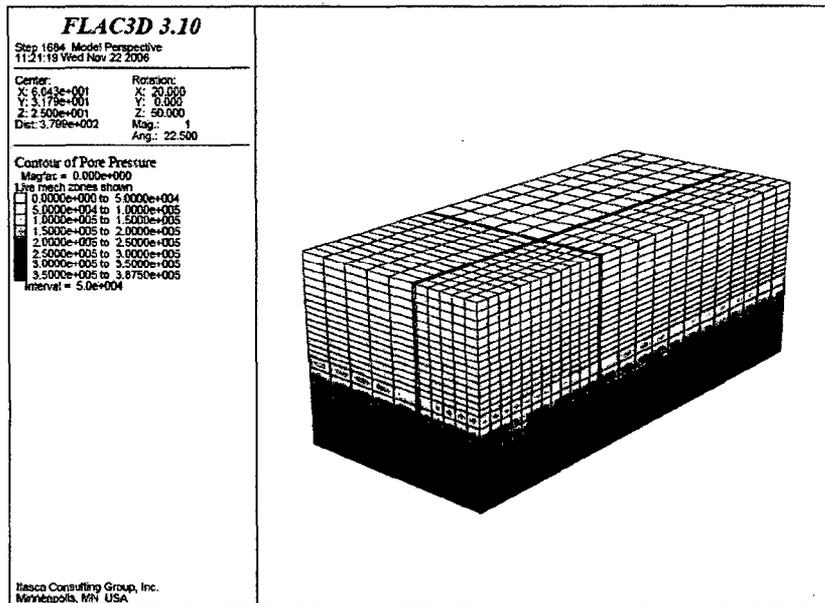


Figura 3.95. – Distribución inicial de presiones de poro

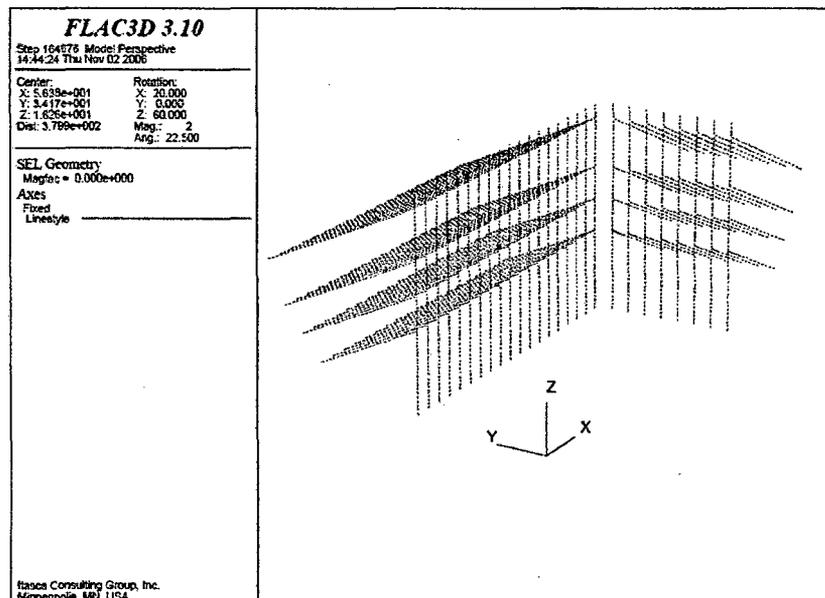


Figura 3.96. – Localización de los pilotes soldados (líneas verticales) y anclajes (líneas inclinadas)

Los cortes de la excavación se realizan anulando zonas dentro de una región cortada. La excavación se realiza incrementalmente (usando la función FISH_excavate – ver Ejemplo) anulando las zonas en etapas dentro de cada corte. De este modo, los efectos transientes de la respuesta del modelo se minimizan.

Se añade una línea de anclajes después de cada corte usando la función FISH `_createTie` (Ver Ejemplo). La geometría del anclaje se muestra en la Figura 3.96. La creación y el pretensando de los anclajes se basa en dos arreglos FISH de punteros de nodos de elementos estructurales, nombrados `_xwndptr` y `_ywndptr`, definidos en `_setuptie` en el Ejemplo. El arreglo `_xwndptr` se usa para los pilotes soldados (elementos vigas) y anclajes (cables) que se originan en la pared que es perpendicular al eje x. El arreglo `_ywndptr` se usa para pilotes soldados y anclajes que se originan en la pared que es perpendicular al eje y.

Cada anclaje se une a un pilote soldado vertical. también, cada anclaje tiene un espacio en el para facilitar el pretensado. Los nodos de los punteros (de la viga SEL) donde los anclajes se unen a los pilotes soldados y los nodos en el espacio del anclaje se almacenan en dos arreglos `_xwndptr` y `_ywndptr`. El primer índice del arreglo se refiere a la asignación del anclaje-pilote soldado. El índice se coloca en 50, pero se puede incrementar si se necesitan mas de 50 pilotes por pantalla. El segundo índice del arreglo se refiere a las 12 posiciones de los nodos, como se ilustra en la Figura 3.97.

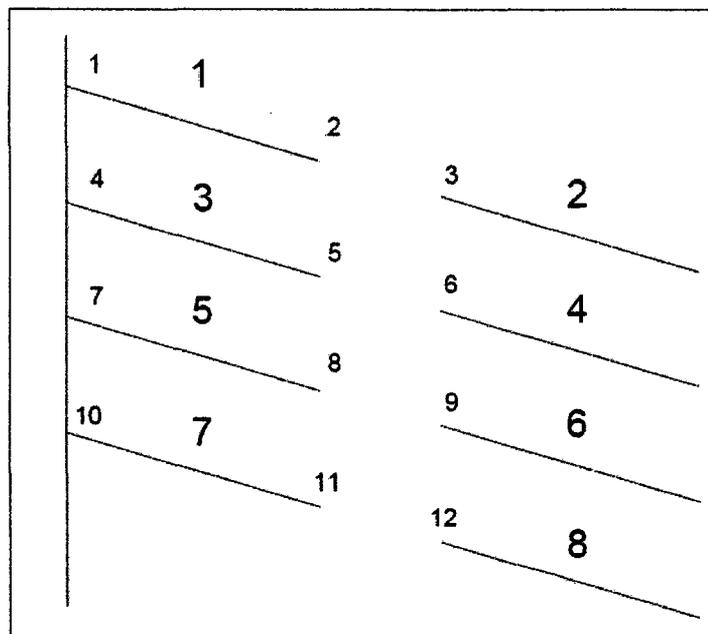


Figura 3.97. – Índices de nodos SEL sobre los pilotes soldados y anclajes (números pequeños), e identificación de los elementos de anclaje (números grandes).

Cuando primero se crean las vigas (en la función `soldier_pile`), los punteros de los nodos de la viga, donde los anclajes se unirán, se almacenan. Se establecen cuatro variables en la función `_tievars` (`_bdist1`, `_bdist2`, `_bdist3`, `_bdist4`) que corresponden a la distancia desde la parte superior del pilote hasta cada conexión con los anclajes. Los anclajes se adjuntan a los nodos de las vigas cercanos a `_bdist1`, `_bdist2`, `_bdist3`, y `_bdist4`. La variable FISH `_nseg` (especificado en `setup`) controla el número de segmentos de viga en cada pilote soldado. Algunos ajustes a `_nseg` y `_bdist1`, `_bdist2`, `_bdist3`, y `_bdist4` puede ser necesarios para reproducir un enlace entre la posición del nodo y la conexión del anclaje.

Una línea de anclajes se instala después de cada `_excavate`. Los parámetros que controlan la creación del anclaje se especifican en `_tievars`. Estos se definen en un caso de construcción. El Caso 1 contiene los parámetros usados para crear la primera línea de anclajes; el Caso 2 es para la segunda línea, etc. La definición de los parámetros se da en `_tievars`. La variable FISH `_tielevel` se establece en 1, 2, 3 o 4, correspondiente al nivel de anclaje a ser instalado, antes de ello `_createTie` se llama para crear los anclajes en el nivel. Esta función crea un nivel simple de anclajes en las dos paredes y lo adjunta rígidamente los anclajes a los pilotes soldados (a una distancia especificada a partir desde la parte superior del pilote).

Los anclajes se crean en dos secciones (una anclada y una libre), con un espacio entre los elementos para permitir el pretensado, como se describe abajo. La longitud del bulbo es de 12m para todos los anclajes. Después que se crean los anclajes, se les asigna las propiedades descritas en el Cuadro 3.11. Observe que el segmento del anclaje cercano al pilote soldado es libre (la propiedades del cable con lechada se ponen en cero).

Para añadir los anclajes al pilote soldado, el enlace SEL por defecto sobre el anclaje cercano al nodo del pilote soldado se elimina primero (debido a que esta enlazado a una zona) y es reemplazado con un enlace que conecta rígidamente el nodo del anclaje a un nodo de pilote soldado. Esto se hace con la función `_createTieLink`. Es importante notar que el FLAC^{3D} no soporta uniones rígidas en capas en la misma ubicación. Por esta razón, cuando el cable se une a un nodo de una viga, el enlace de nodo de la zona

de la viga se borra. Como alternativa, la viga puede unirse al cable. Ya sea el caso, uno o dos enlaces de nodos de zona se pierden. Sin embargo, este es un efecto local el cual puede reducirse usando una grilla mas fina para los elementos estructurales.

Los anclajes se pretensan usando una función `_appTieLoad`. Esta función localiza los espacios en todos los anclajes a un nivel determinado y aplicada una fuerza de tensión a estos nodos. Los comandos de esta función se aplican igual fuerzas de tensión (y en signos opuestos).

```
Sel node apply force _ntload 0 0 system local range id _ndid1
```

```
Sel node apply force _ntload 0 0 system local range id _ndid1
```

La palabra clave `local` establece un sistema de coordenadas locales para el cable de tal modo que la dirección `x` para la carga aplicada esté a lo largo del eje del cable. La fuerza que se aplica, `_tload`, se especifica en `_tievars`. El modelo es llevado al equilibrio en este punto de tal modo de construir una fuerza a lo largo de los anclajes.

Después que los anclajes se pretensan, el espacio en los anclajes se cierra usando la función `_closeTie`. Esta función remueve las cargas de tensión aplicadas en los nodos y coloca una sección de cable a través del espacio. El modelo es otra vez llevado al equilibrio y se realiza una verificación de las fuerzas. La Figura muestra las fuerzas de los anclajes después de ser instaladas la primera línea de anclajes, se aplica el pretensado, y se remueve el espacio. Observe que la máxima fuerza es ligeramente menor que la fuerza de tensión asignada (0.8MN). Una ligera caída en la fuerza ocurre después que el modelo se equilibra con el espacio removido; un valor inicial mayor puede aplicarse a `_tload`, y la etapa de pretensado se repite si se requiriese un pretensado mayor.

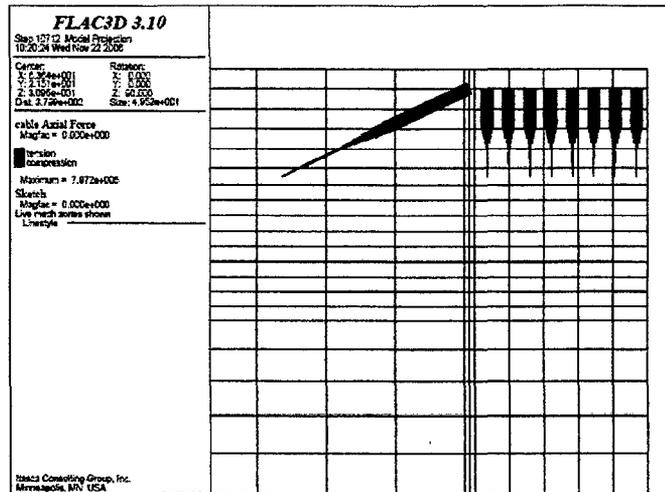


Figura 3.98. – Fuerzas axiales en la primera línea de anclaje después del pretensado

La evacuación del agua se simula en los Cortes 3, 4 y 5, estableciendo la presión de poros a un valor de cero sobre la profundidad drenada, 1m por debajo de la profundidad de excavación para cada corte. La respuesta del modelo a la extracción del agua se calcula en dos etapas. Primero, un cálculo del flujo del fluido se realiza para conseguir un estado de flujo constante para la condición de presiones de poro cambiadas. Luego, se realiza un cálculo mecánico (con el modulo del fluido en cero para prevenir presiones de poro adicionales). Observe que, cuando los comandos **FIX pp value** se usan para cambiar las presiones de poros, el esfuerzo total se ajusta automáticamente para tomar en cuenta el cambio de presión. Las Figuras 3.99, 3.100, 3.101 muestran la distribución de presiones de poros luego de la extracción de agua para los cortes 3, 4 y 5.

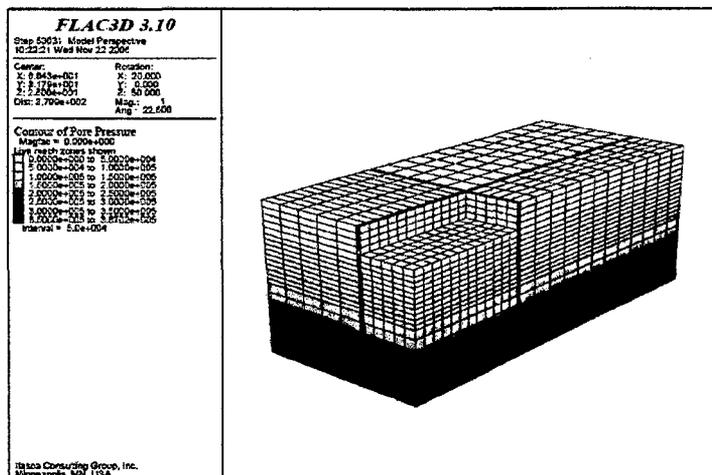


Figura 3.99. – Distribución de presión de poros después de la extracción del agua para el corte 3

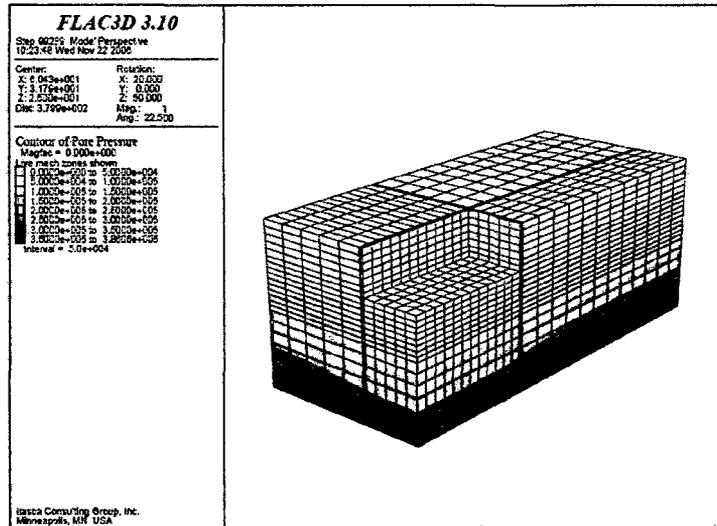


Figura 3.100. – Distribución de presión de poros después de la extracción del agua para el corte 4

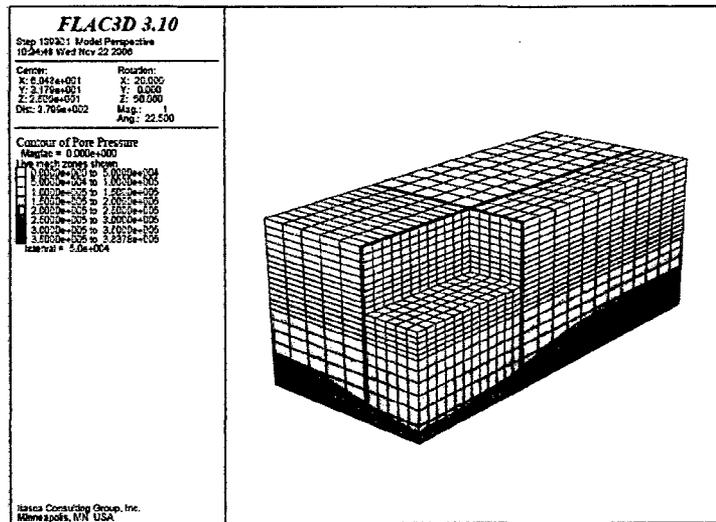


Figura 3.101. – Distribución de presión de poros después de la extracción del agua para el corte 5

Resultados

Los resultados para la simulación de este ejemplo se presenta abajo, en una serie de gráficos que indican el desarrollo de las fuerzas axiales en los anclajes y los desplazamientos en los suelos y la pared así como el progreso de los cortes de la excavación.

La Figura 3.102 muestra las fuerzas axiales en los anclajes. Estos gráficos presentan una vista normal hacia el eje x. La fuerza axial máxima se desarrolla en la tercera línea

de anclaje a lo largo de la pared paralela al eje x. El valor máximo es aproximadamente 1.3 MN en los cortes 4 y 5. Los desplazamientos inducidos por la excavaciones se muestran en las Figuras 3.106 hasta 3.110 . El valor máximo de desplazamiento ocurre a la mitad de la altura paralelo a la dirección x, y es aproximadamente 8.8mm hacia la excavación, después que se realiza el Corte 5, como se muestra en la Figura 3.110. Esto coincide aproximadamente con el tercer nivel de anclajes el cual experimenta el valor máximo de carga axial. La Figura 3.111 muestra la historia de desplazamientos grabados a través de la simulación en dos ubicaciones que coinciden con la ubicación del máximo desplazamiento en cada pared. La parte superior de los dos gráficos corresponde a desplazamientos verticales, las dos líneas de la parte inferior corresponden a los desplazamientos horizontales. Las etapas de drenaje aparecen como segmentos con líneas horizontales. Las etapas de drenaje siguen por etapas de excavaciones y puede notarse que las paredes se mueven hacia la excavación hasta que el pretensado ocurre, lo que se indica por tendencias de subidas en las líneas inferiores de la historia.

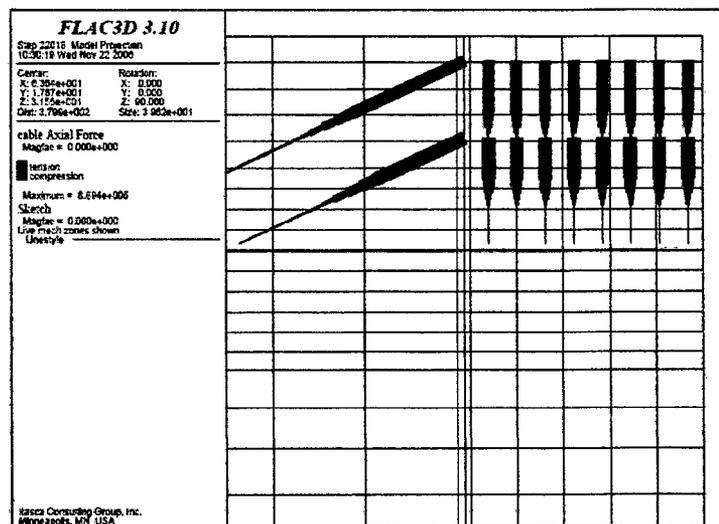


Figura 3.102. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 2

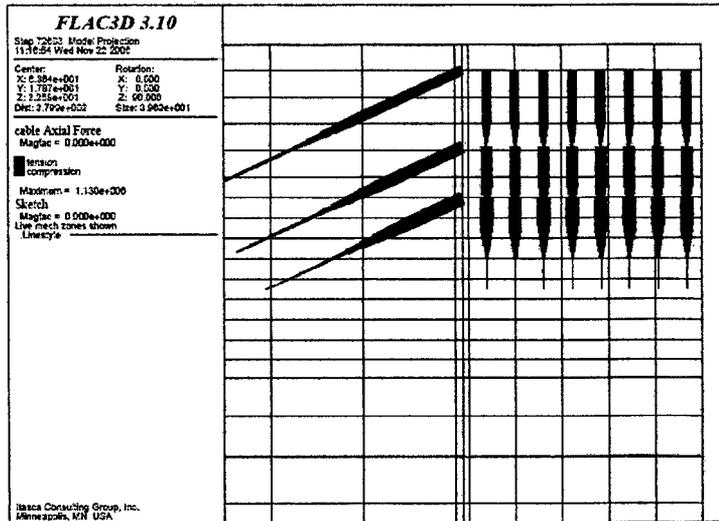


Figura 3.103. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 3

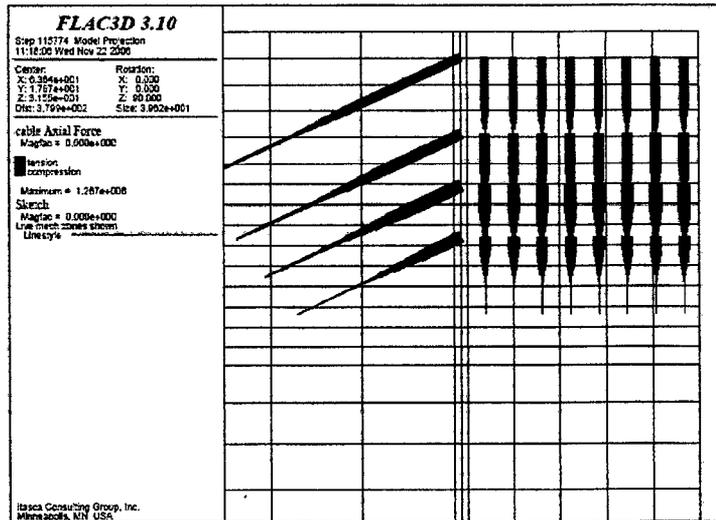


Figura 3.104. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 4

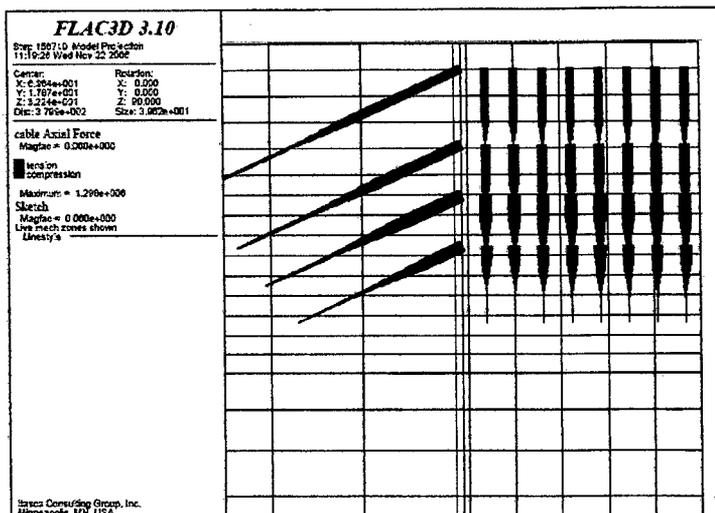


Figura 3.105. – Fuerzas axiales en los anclajes después del Corte 5

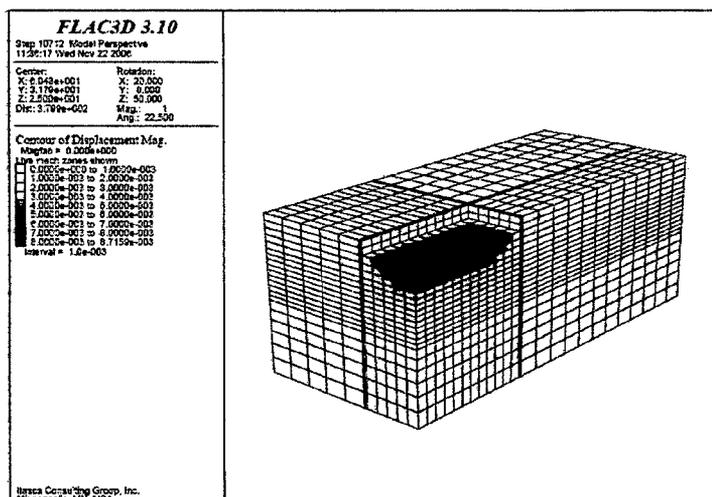


Figura 3.106. – Contorno de desplazamientos después del Corte 1

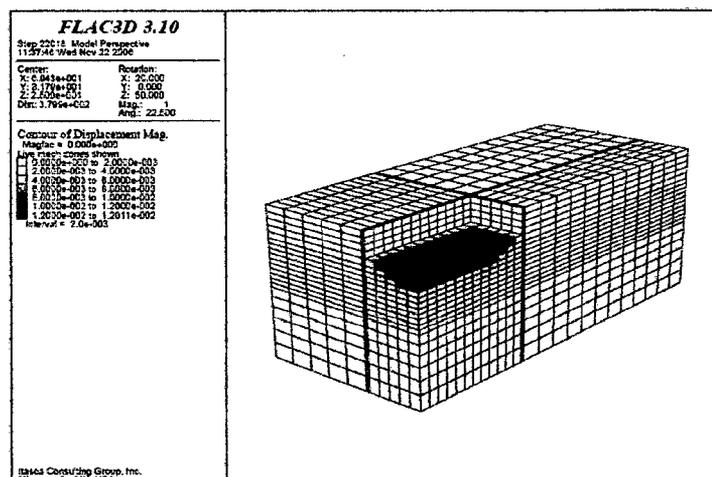


Figura 3.107. – Contorno de desplazamientos después del Corte 2

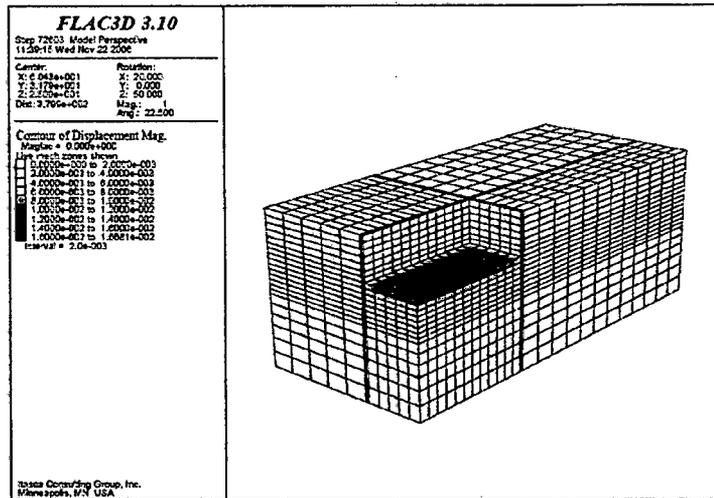


Figura 3.108. – Contorno de desplazamientos después del Corte 3

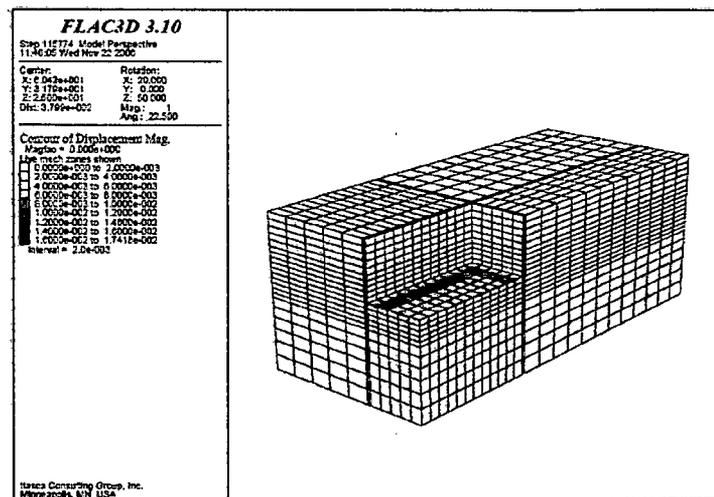


Figura 3.109. – Contorno de desplazamientos después del Corte 4

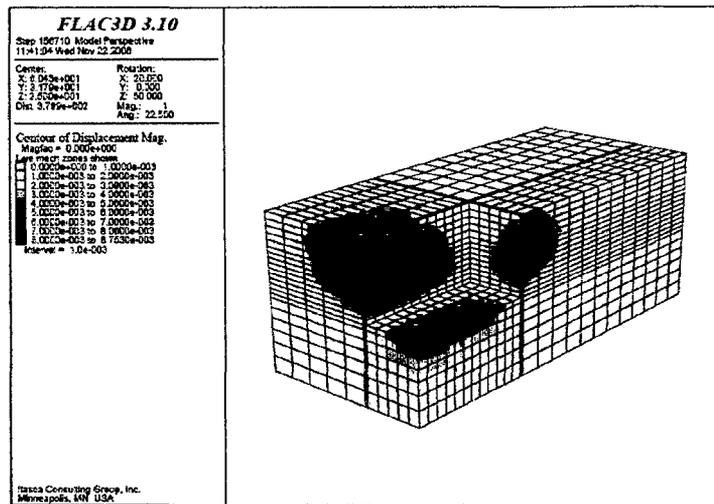


Figura 3.110. – Contorno de desplazamientos después del Corte 5

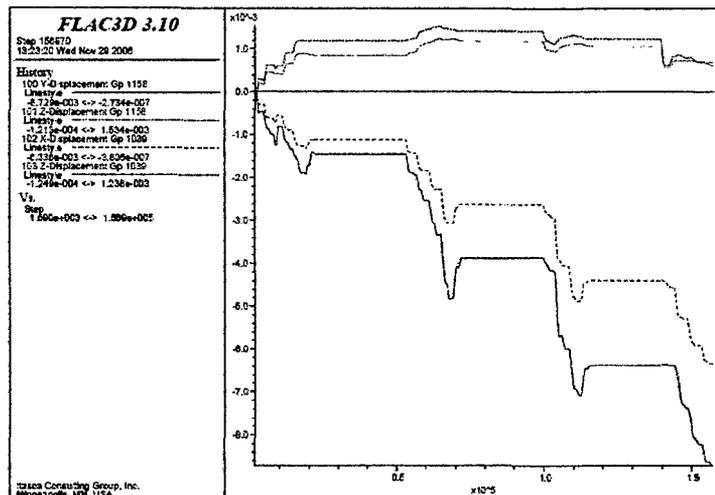


Figura 3.111. – Historia de desplazamientos cerca de la mitad de altura de la pared donde ocurre el máximo desplazamiento

3.12 Introducción al comportamiento dinámico de estructuras ancladas

En los últimos años se han reportado daños a estructuras de retención de tierras por ocurrencia sísmica. Muchos de los daños están asociados a estructuras como muros de gravedad y muros cantilever. Se ha reportado daños a estructuras ancladas en donde el principal problema básicamente era el de licuación de suelos. Muros anclados sobre terreno firme no han reportado mayor daño por efecto sísmico.

Debido a que la mayoría de fallas están asociadas a muros de gravedad, el método más común para incorporar las acciones sísmicas es añadir una componente pseudo estática

a las presiones estáticas en la pared o muro estructural. Este procedimiento fue originalmente propuesto por Mononobe y Matsuo y es comúnmente referido como Mononobe-Okabe (MO). Aunque el método de Mononobe Okabe ha sido validado en la respuesta sísmica en campo de muros de gravedad, su aplicación al diseño sísmico de estructuras ancladas aun es indeterminado. Este asume la cuña activa de Coulomb, la cual actúa como un cuerpo rígido desarrollado detrás de la pared. Se aplican apropiadamente coeficientes sísmicos laterales y verticales para considerar las fuerzas inerciales causadas por el sismo. Las fuerzas de inercia son luego sumadas a los esfuerzos estáticos. Debido a que los fundamentos de diseño de estructuras ancladas son diferentes que de los muros de gravedad, la aplicación del método de Mononobe-Okabe es cuestionable.

Varios reportes tratan de abarcar el tema del comportamiento sísmico de pantallas ancladas. Hanna (1982), menciona específicamente en resumen que:

“El comportamiento sísmico de estructuras ancladas en zonas sísmicas no está bien documentado, en proyectos futuros de estructuras ancladas en estas regiones, estas estructuras deben ser monitoreadas para verificar el desempeño adecuado de los métodos de diseño, niveles de carga en los anclajes y como la estructura se comporta bajo cargas sísmicas. Hasta que esto no se haya realizado habrá incertidumbre en el correcto enfoque de diseño para estas condiciones de carga”

Después de Hanna (1982), de acuerdo a Gazetas et al (2004), se menciona que el comportamiento sísmico de estructuras ancladas, tuvo un comportamiento sorprendentemente bueno durante sismos recientes. Loma Prieta (1989), Northridge(1994), Kobe(1995), Chi-Chi(1999), Kocaeli(1999), y Athens(1999). Esto, a pesar del hecho de haber sido diseñado para una aceleración de base del 20% de la aceleración pico que realmente experimentó.

A modo de resumen se cuenta actualmente con los siguientes métodos para analizar estructuras ancladas en el caso sísmico:

1. Método Pseudo Estático de Equilibrio Limite : Mononobe-Okabe
2. Método de elementos finitos Lineal o Lineal Equivalente, no lineal

3. Métodos de reacciones pasivas y activas del suelo mediante resortes tipo Winkler

En los últimos años los métodos de elementos finitos, principalmente los no lineales, para estudiar el problema dinámico de interacción suelo estructura ha sido tratado. Se menciona en las siguientes líneas una breve descripción de este método.

Requerimientos del código de Elementos Finitos:

La respuesta sísmica de estructuras ancladas es un caso particular del mas general de problemas de interacción suelo estructuras no lineales. Un programa de cómputo adecuado para analizar esto, en consecuencia deberá poseer características adecuadas para resolver este problema en forma eficiente y correcta. A continuación se describe algunas de las características a modelar para simular el problema:

- (a) Elementos finitos isoparamétricos para modelar el suelo como un continuo
- (b) Elementos de barra unidimensionales para modelar el tensado de las líneas de anclaje.
- (c) Elementos de viga bidimensionales para modelar el comportamiento de elementos estructurales como la pantalla.
- (d) Un mecanismo que permita un movimiento relativo entre la interfase suelo estructura.
- (e) Modelos constitutivos para el suelo, lineal o no lineales, generalmente los aceptados por la comunidad geotécnica.

Para modelar el comportamiento sísmico de estas estructuras se hizo uso del programa Quake de Geostudio 2007, en donde se estudian las siguientes características:

- ✓ Comportamiento Sísmico de un muro anclado horizontal según Figura 3.113.
- ✓ Comportamiento Sísmico de un muro anclado con una inclinación según Figura 3.115.

Las propiedades del suelo y la estructura para el presente análisis son:

Suelo: Modelo Lineal Equivalente, $G=100,000$ kPa

Peso Especifico : 20kN/m^3 , $\nu=0.33$, Amortiguamiento=0.10

Estructura: Altura muro : 10m

Cargas en Anclajes: 80tn

Longitud Bulbo: 6m

Diámetro de la perforación: 0.15m

El registro sísmico de entrada es, para una aceleración de diseño de 0.35g :

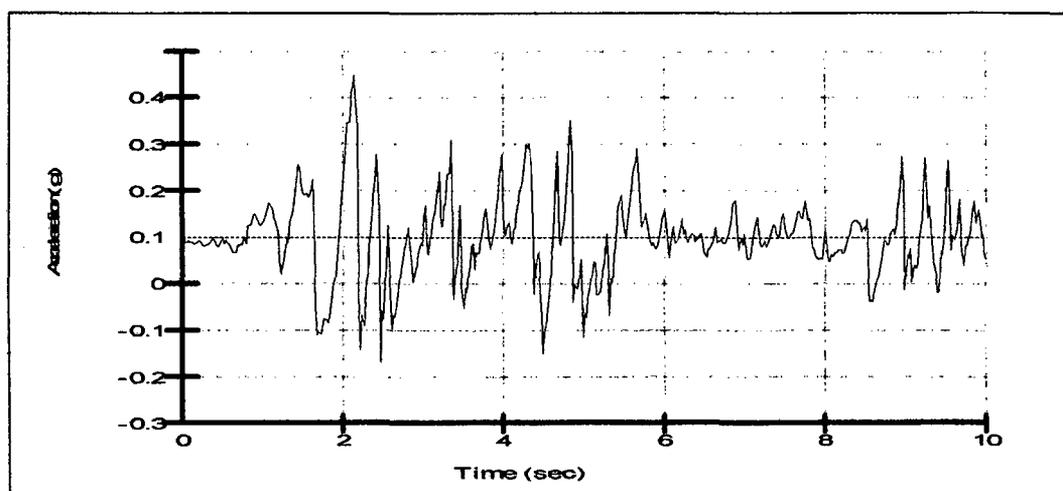


Figura 3.112. – Tiempo historia de aceleraciones en la base

Modelo Sistema Horizontal:

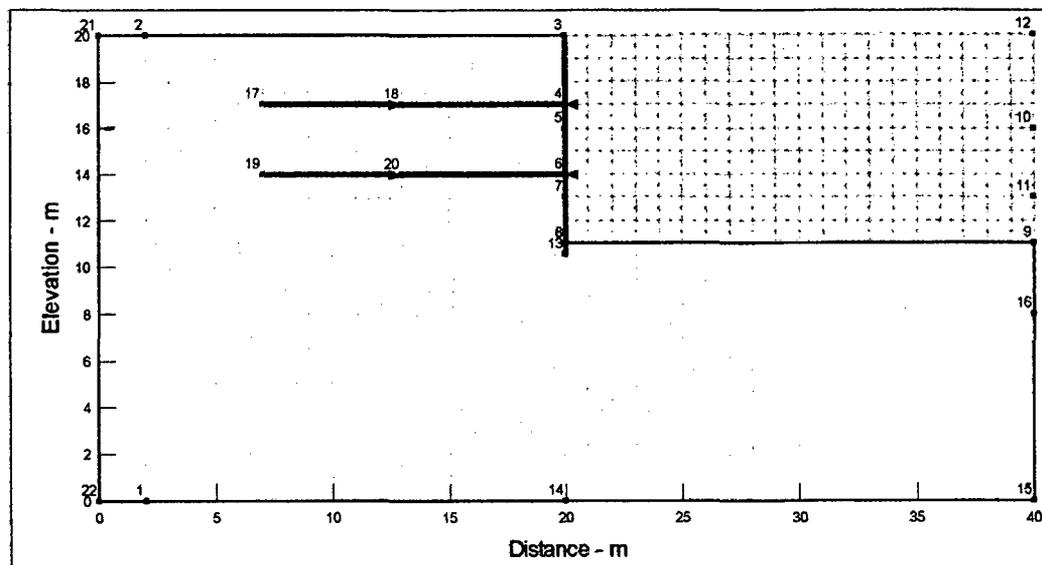


Figura 3.113. – Modelo para sistema horizontal de pantallas ancladas

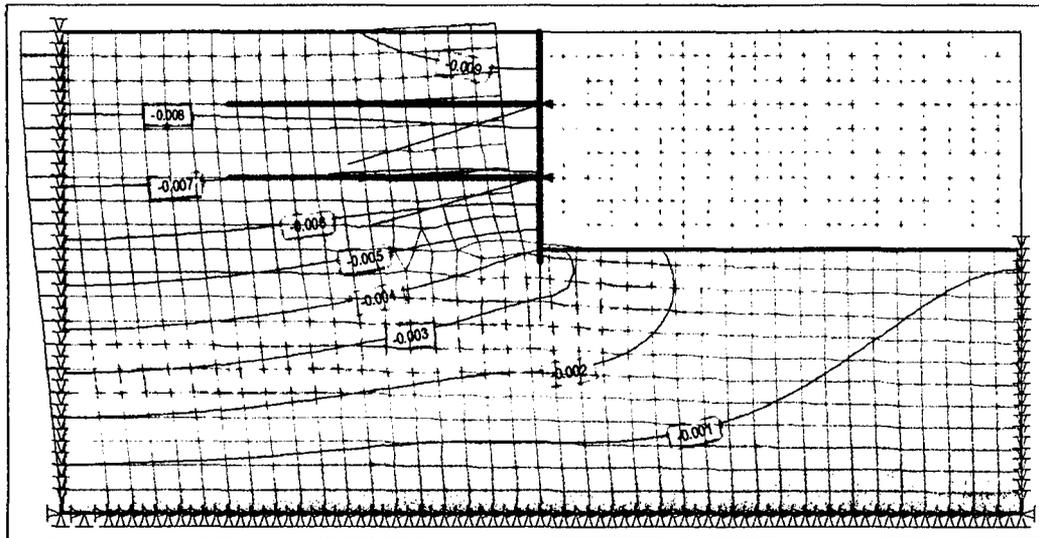


Figura 3.114. – Malla deformada al final del análisis dinámico

Modelo Sistema Inclinado:

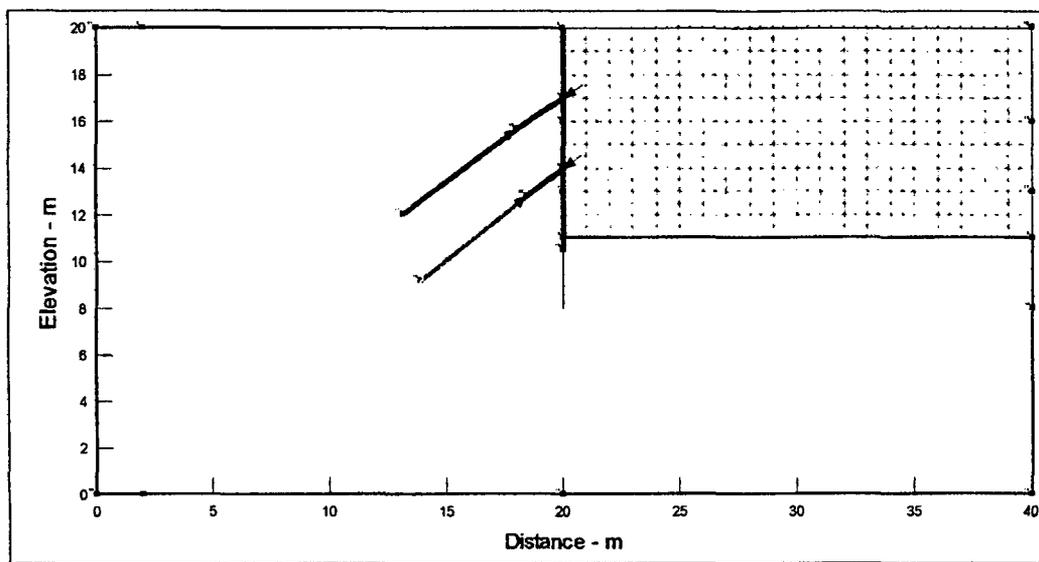


Figura 3.115 - Modelo para sistema inclinado de pantallas ancladas

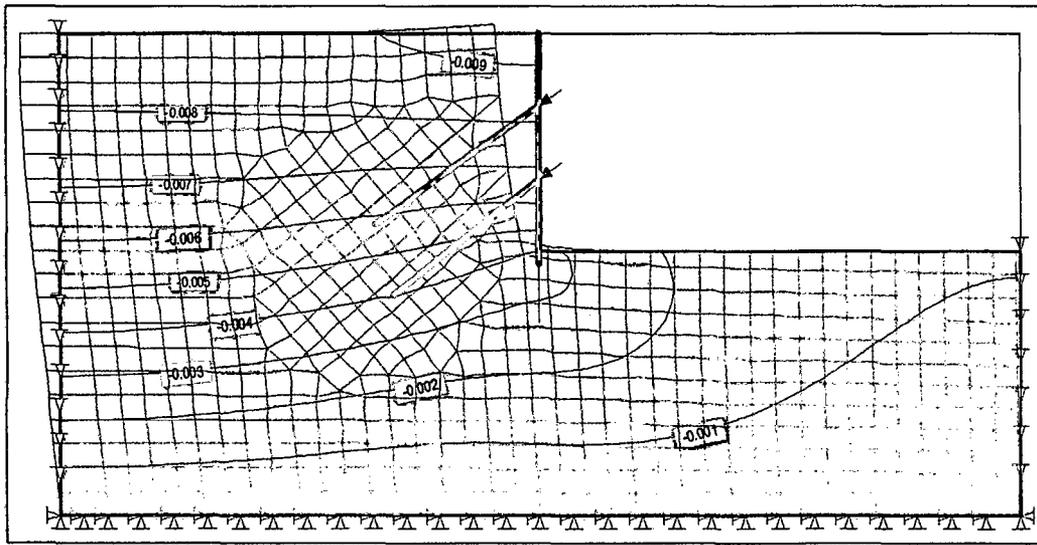


Figura 3.116 - Malla deformada al final del análisis dinámico

De los análisis realizados se observa las distintas acciones en la interacción suelo estructura. Como ejemplo se precisan: los esfuerzos horizontales y los momentos flectores presentes en el muro.

Esfuerzos Horizontales en el Muro - Modelo Sistema Horizontal:

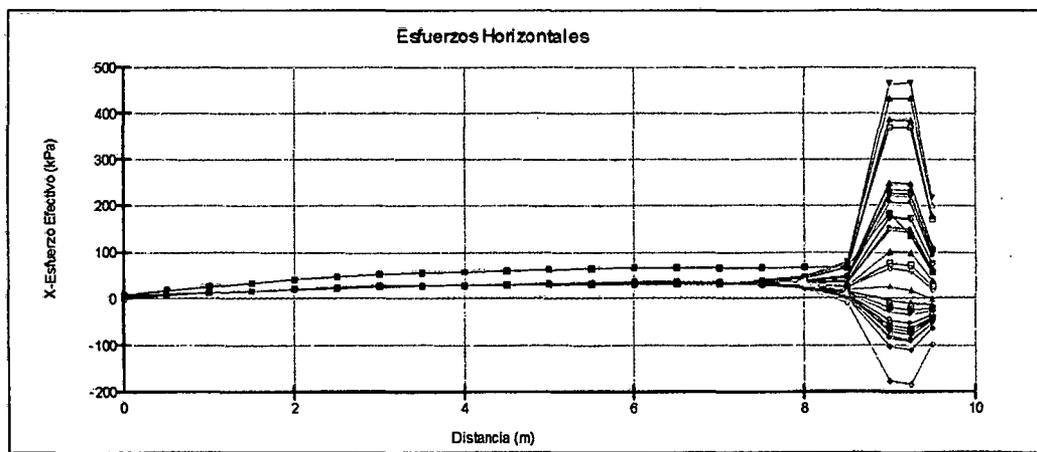


Figura 3.117. - Presiones sísmicas en el tiempo historia

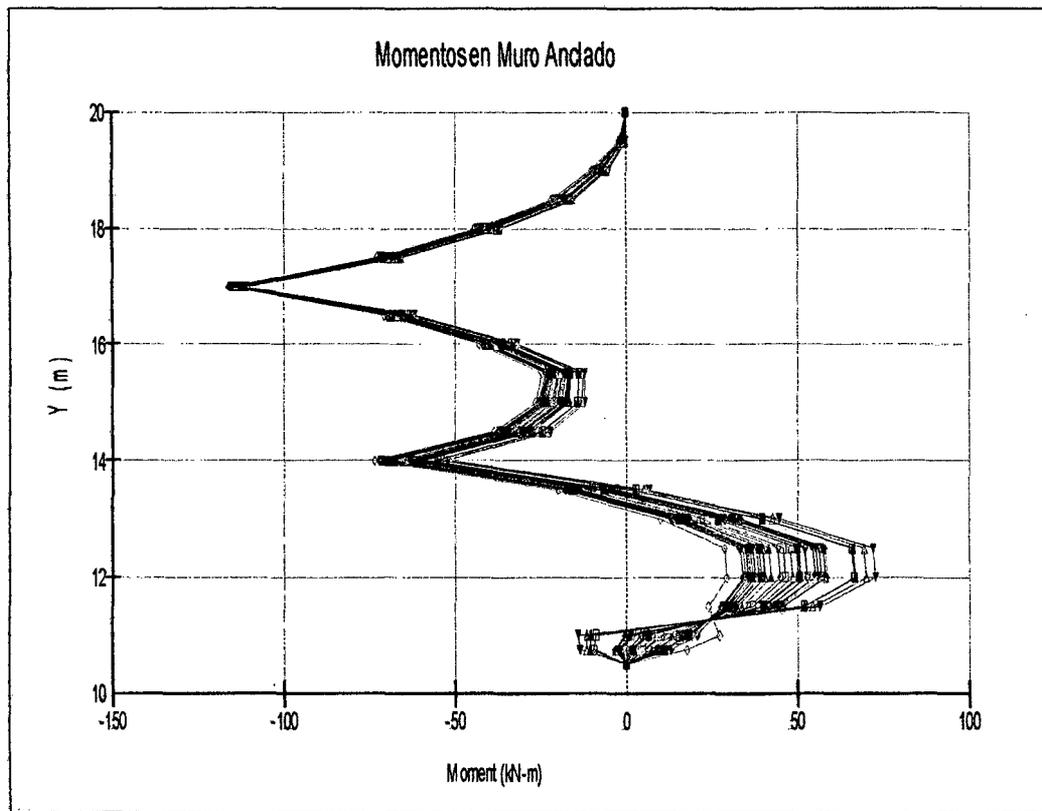


Figura 3.118. – Diagrama de momentos del muro anclado, sistema horizontal

Esfuerzos Horizontales en el Muro - Modelo Sistema Inclinado:

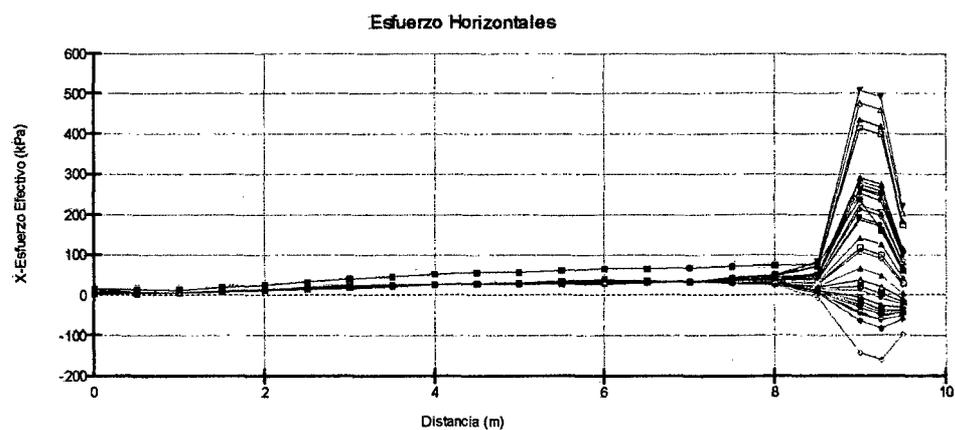


Figura 3.119. – Presiones sísmicas en el tiempo historia

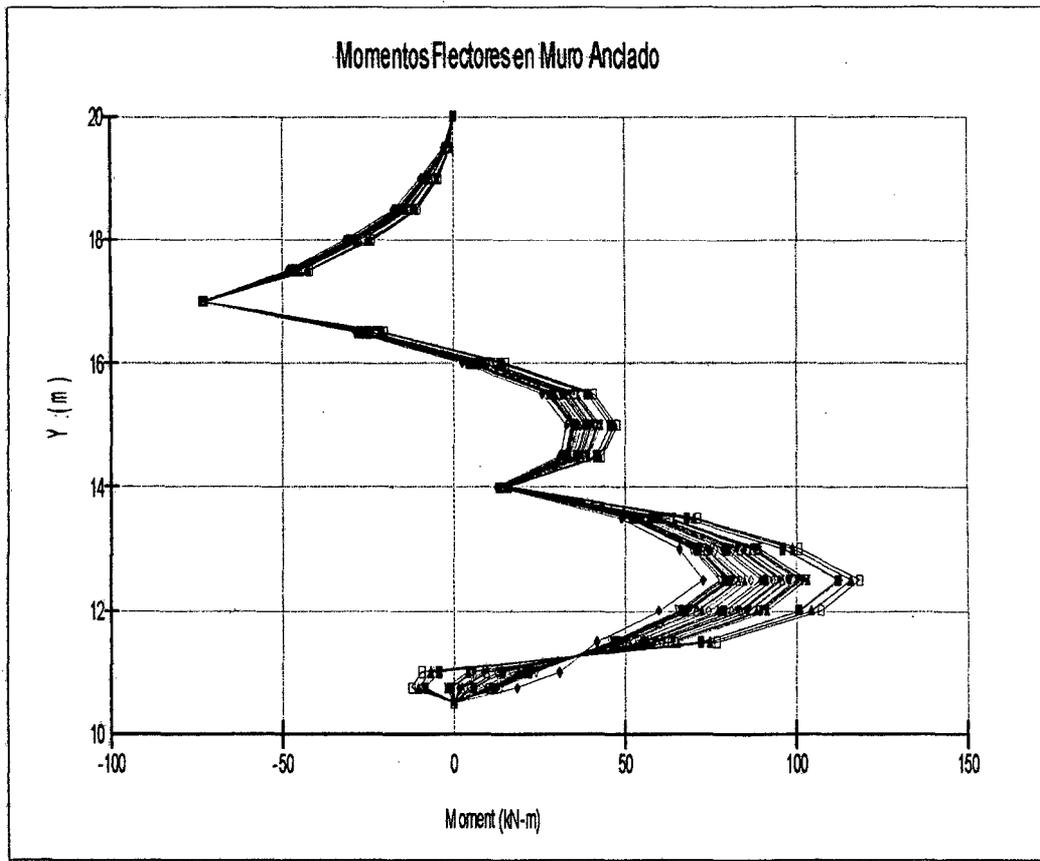


Figura 3.120. – Diagrama de momentos del muro anclado, sistema inclinado

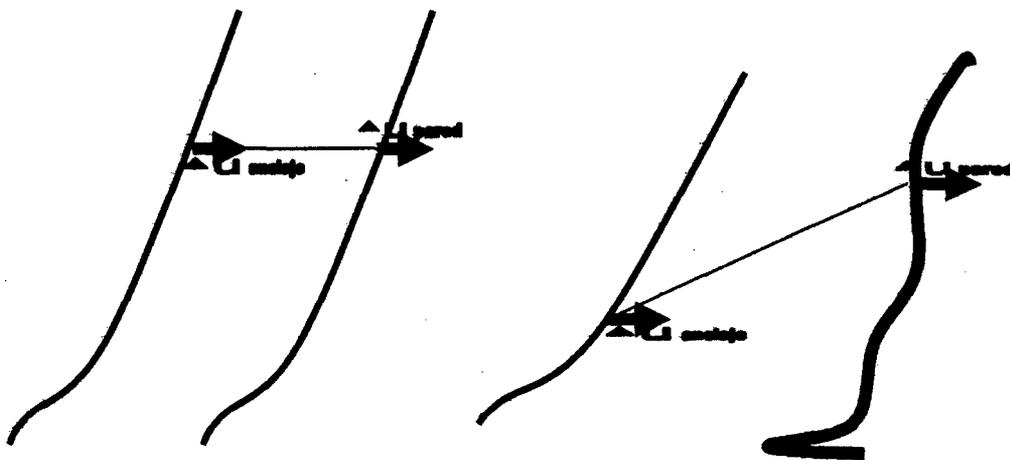


Figura 3.121. – Efecto de la inclinación del anclaje en el muro

De las Figuras 3.118 y 3.120 se observa que el muro inclinado presenta valores de momento mayores en la zona inferior que el obtenido con el sistema horizontal. Este fenómeno se puede explicar como se ilustra en la Figura 3.121, debido a que en el segundo caso el movimiento relativo entre el punto de anclaje en la pared y el punto del bulbo hace que exista un movimiento en contra de la dirección sismo en la horizontal, caso que no ocurre en un anclaje perfectamente horizontal en donde el movimiento relativo es casi nulo debido a que el anclaje se direcciona en la trayectoria del movimiento sísmico, no generando sobreesfuerzos en la pantalla.

3.13. Metodologías recientes para sostenimiento en sótanos – Soil Nailing

Alternativa Soil Nailing

3.13.1 Introducción.

El uso de los suelos soil nailing es una técnica en la que el refuerzo del suelo o macizo es obtenido por la inclusión de elementos de barra pasivas, resistentes a efectos de tracción principalmente, esfuerzos cortantes y momentos flectores en menor magnitud. Estos elementos son muy semejantes a los elementos de anclajes postensados descritos anteriormente con la diferencia que en estos no se pretensa el tramo libre.

Estos muros han sido utilizados tanto en taludes naturales y previamente excavados, trayendo consigo la estabilidad del sistema y un buen desempeño. En nuestra ciudad capital podemos nombrar el ejemplo del edificio de Graña y Montero ubicado en Paseo La Republica, donde se utilizó esta técnica para estabilizar aproximadamente 8 metros de excavación.

La técnica de soil nailing es una técnica de refuerzo realizada en fases sucesivas de corte de terreno y colocación del refuerzo (Figura 3.122). El procedimiento generalmente empieza desde la parte superior del talud hacia el pie del talud, reforzándolo en cada etapa de corte. Si el material de la región excavada fuera estable se instalan inmediatamente los refuerzos, en caso contrario se podría echar concreto lanzado para estabilizar las paredes e impedir desplazamientos inadmisibles.

Durante las excavaciones sucesivas el talud está sujeto a una descompresión lateral. Al final de la construcción, los valores máximos finales de desplazamiento horizontal y

vertical, ocurren por lo general en la parte superior del talud o excavación. Los desplazamientos esperados para las estructuras contenidas con la técnica de soil nailing son del orden de $0.1\% H$ hasta $0.5\% H$, siendo H la profundidad total de la excavación (Shen y otros, 1981; Juran e Elias, 1987; Springer, 2001). Ref(26)

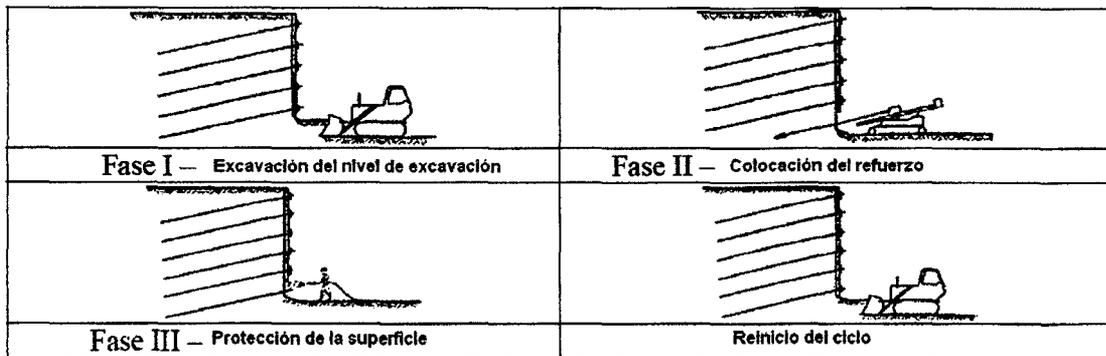


Figura 3.122 – Proceso constructivo de un muro con soil nailing (Clouturre, 1991)

En la práctica común los análisis de muros con soil nailing se toman en cuenta con el concepto de equilibrio límite. Este tipo de abordaje del problema no incluye la validación de las condiciones de deformabilidad de la estructura, así como los esfuerzos transmitidos a los refuerzos. Un modelamiento numérico de este tipo de estructura, en el que el proceso constructivo se simula por etapas, se presenta como una herramienta para analizar los desplazamientos y esfuerzos en los refuerzos.

En la presente investigación se presentará un ejemplo de modelamiento de estructuras de soil nailing como una alternativa a los muros anclados en nuestro país, utilizando el programa FLAC2D de Itasca realizada por (Springer, 2001), así como una comparación con el método de equilibrio límite utilizando el programa SLOPE/W de Geostudio Internacional, siendo la comparación realizada en base a las fuerzas máximas desarrolladas en el análisis de deformación, que se incluirá en el análisis de equilibrio límite mediante el método riguroso de Spencer (1963).

Técnica de Soil Nailing .

Los refuerzos se introducen en el suelo por la perforación directa de un elemento metálico, seguida por la inclusión de un refuerzo metálico y un relleno con lechada de concreto (refuerzo inyectado).

En el caso de un refuerzo inyectado, concluida la perforación, se sigue por la instalación y fijación de elementos de refuerzos (barras de acero). Usualmente se utilizan las barras de acero disponibles para construcción civil, existen anclajes auto perforantes, es decir la misma armadura del anclaje la barra de perforación e inyección, estas barras son huecas con rosca externa continua en toda su longitud. De la experiencia en el suelo de Lima se tiene que generalmente estas se componen por longitudes de 3m, empalmándose mediante mangos roscados hasta llegar a la longitud requerida. La perforación con este tipo de barras puede ser por rotación pura o roto percusión de cabeza, eligiéndose la broca de perforación según la condición del suelo.

Después que las barras han sido colocadas y centradas con ayuda de centralizadores se procede a la inyección de la lechada.

El extremo externo del elemento metálico puede ser roscado, recibiendo una placa metálica y tuerca o ser doblada a 90 grados según Figura 3.123. En el primer tipo la tuerca de la placa de apoyo permite una pequeña carga de incorporación, que sirve para garantizar el contacto del suelo con el concreto inyectado, especialmente usado en taludes verticales. El segundo tipo es más empleado en taludes inclinados con refuerzos de diámetros de hasta 20mm.

La elección de la longitud del refuerzo (L), ángulo de instalación (α), espaciamiento vertical (S_v) y horizontal (S_h) entre refuerzos, depende de algunos factores como: H , altura de la excavación, inclinación de la cara (α), tipo de refuerzo (inyectado o claveteado), cantidad de refuerzos, (q_s) resistencia movilizados del contacto suelo concreto, y variaciones ambientales que eventualmente puedan cambiar las características del refuerzo.

Como regla general los refuerzos se colocan en líneas, ligeramente inclinadas en relación con la horizontal. Además los refuerzos son más eficientes en el control de las deformaciones laterales de la estructura cuando son instalados horizontalmente. En la práctica se utilizan ángulo de inclinación que varían desde los 5 a 15 grados.

Se recomienda que en un mismo proyecto los refuerzos tengan las misma longitud, inclinación, y diámetro. En algunos casos se puede justificar el uso de inclinaciones diferentes, como en el caso de presencia de cimentaciones superficiales, estructuras, interferencias, pilares, etc.

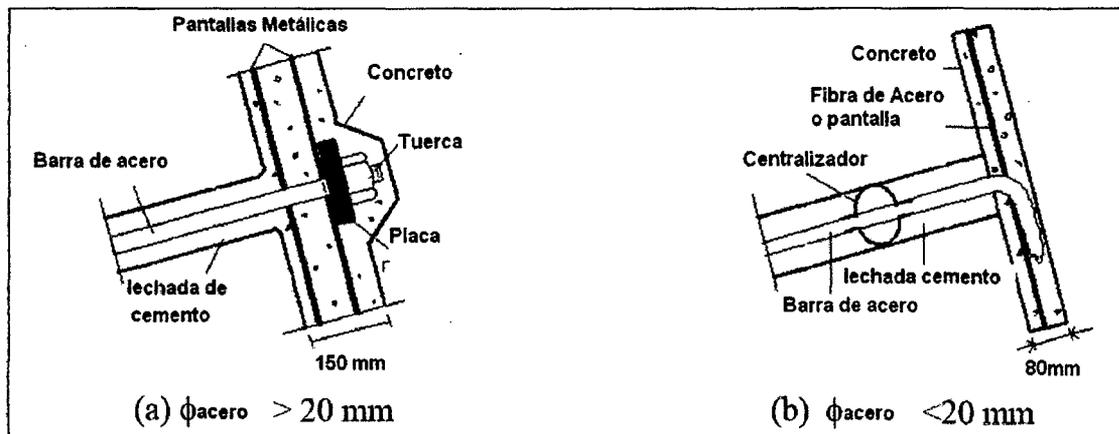


Figura 3.123. – Cabezales de refuerzo (Ortigao y otros, 1995)

Ventaja y limitaciones de la técnica .

La técnica de soil nailing presenta ventajas económicas tanto en el sostenimiento de excavaciones como en la estabilización de taludes. Se expone a continuación las principales ventajas:

- I. **Bajo Costo:** Una ejecución de obra que requiere una cantidad pequeña de equipamiento; espesor de concreto lanzado y relativamente un pequeño espesor (0.05m a 0.15m), lo que representa un ahorro de material principalmente en taludes naturales.
- II. **Accesibilidad:** Los equipos utilizados son de fácil transporte, tomando versatilidad en lugares de difícil acceso y densamente ocupados.
- III. **Tipos de Suelo:** La técnica se aplica a diferentes tipos de suelo, siendo las mejores condiciones observadas en suelos granulares compactos, arcillas arenosas rígidas de baja plasticidad.
- IV. **Seguridad:** Los muros del soil nailing puede ser inclinados en el sentido del terreno, lo que mejora la estabilidad global y reduce los movimientos de la

tierra en obra. La flexibilidad de este tipo de estructura permite absorber estas diferencias.

- V. Versatilidad: Pueden ser usados en combinación con soluciones mixtas, como anclajes convencionales.

En contrapartida la técnica de soil nailing presenta algunas limitaciones:

- I. Tipo de Suelo: El suelo deberá poseer alguna cohesión o cimentación que no debe ser susceptibles a variaciones volumétricas significativas (arcillas expansivas, suelos orgánicos).
- II. El nivel de agua: El uso de esta técnica se limita a suelos que no presenta nivel freático.
- III. Calidad del refuerzo: el refuerzo debe mantenerse resistente a ataques químicos, manteniendo sus propiedades mecánicas a lo largo de toda su vida útil de la obra.

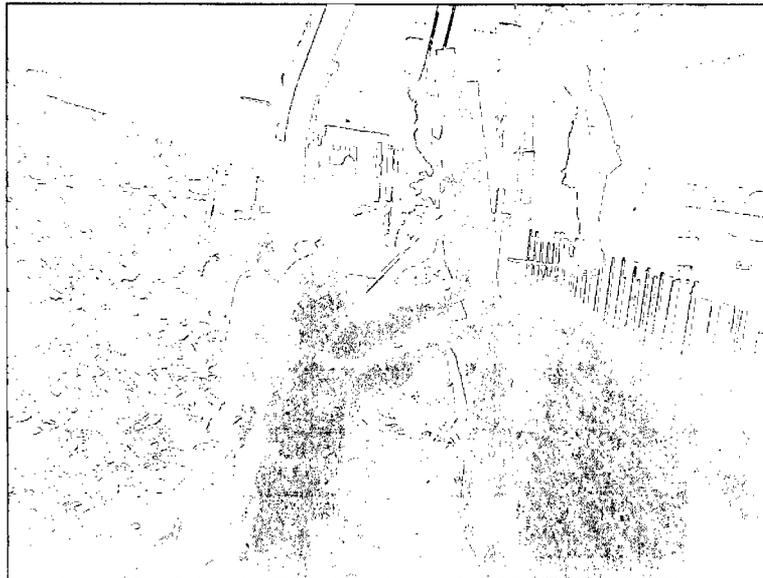
Experiencia en la Grava de Lima.



Fotografía 3.14. – Vista en planta edificio GyM Lince



Fotografía 3.15. – Excavación Masiva, observese barras del sistema soil nailing



Fotografía 3.16. – Colocación del encofrado



Fotografía 3.17. – Barra de soil nailing obsérvese el bulbo desde un inicio



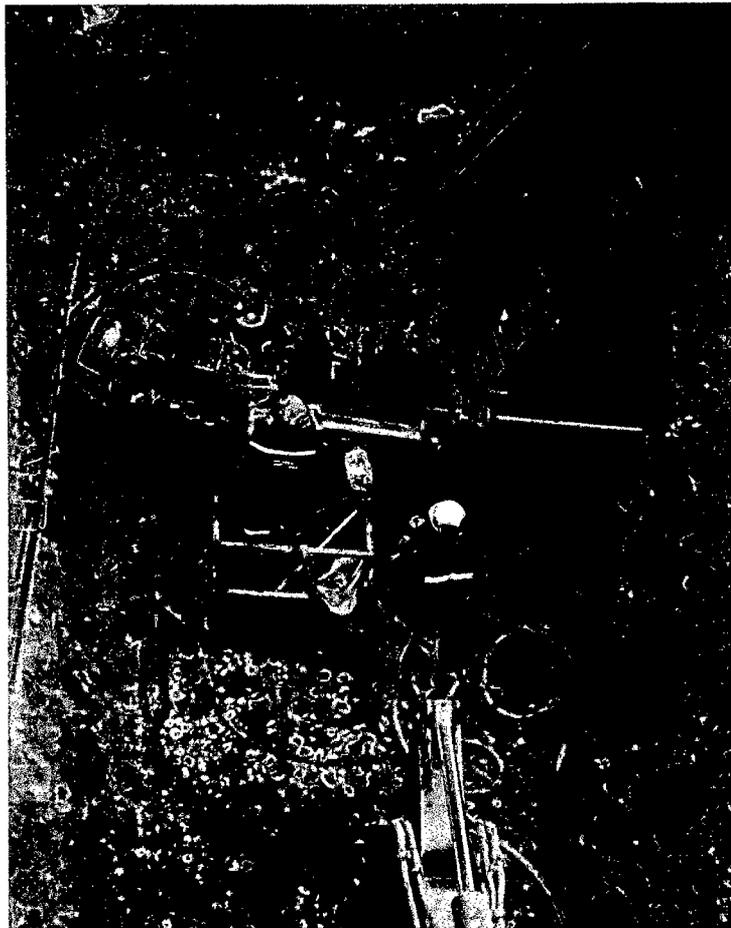
Fotografía 3.18. – Enroscado de la placa del sistema soil nailing



Fotografía 3.19. – Vista del primer nivel de soil nailing



Fotografía 3.20. – Excavación del segundo nivel de soil nailing



Fotografía 3.21. – Perforación para la colocación de la barra



Fotografía 3.22. – Entibado para colocar concreto en el muro trasero

3.13.2 Simulación Numérica con FLAC según Springer (2001). Ref(26)

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) es un programa computacional bidimensional de diferencias finitas, capaz de simular secuencias constructivas de obras en ingeniería civil. El programa incorpora modelos constitutivos que reproducen el comportamiento de estructuras constituidas de suelo, roca u otros materiales.

La estructura del FLAC utiliza palabras comando que permiten al usuario una rápida identificación de sus aplicaciones. De este modo, la secuencia de operaciones en obra de ingeniería (establecimiento de tensiones insitu, aplicaciones de cargas, excavación de suelo, instalación de soporte, etc), pueden ser fácilmente simuladas a través de una serie de comandos de entrada (almacenados en un archivo tipo .dat).

Para simulación del refuerzo, el FLAC utiliza elementos unidimensionales que trabajan a tracción, no presentando resistencia a la flexión. La resistencia entre el contacto suelo refuerzo se indica por el grafico de fuerza axial, normalizada en función de la longitud del refuerzo. (F_{smax}/L) vs esfuerzo normal (Figura 3.124), descrita por la siguiente ecuación.

$$\frac{F_s^{máx}}{L} = S_{bond} + p' \cdot x_{perimetro} \cdot \text{tg}(S_{friction}) \quad \text{Ec.(3.63)}$$

Donde:

S_{bond} : representa una cohesión referida al contacto refuerzo suelo, p' : representa la tensión normal efectiva promedio y $S_{friction}$, el parámetro de fricción interna entre el contacto suelo refuerzo.

El comportamiento cortante de la inyección en función del desplazamiento relativa entre el suelo y el refuerzo se representa por la rigidez k_{bond} indicado en la Figura 3.124.

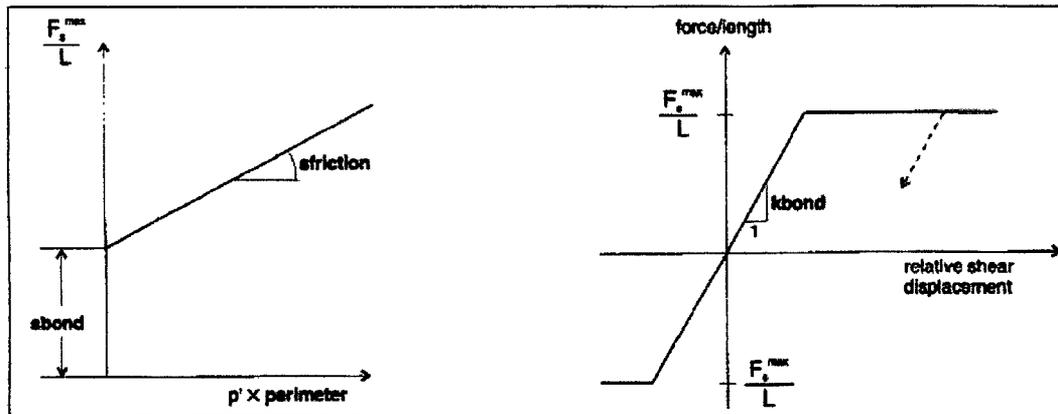


Figura 3.124. – (a) Resistencia cortante de la inyección (b) Fuerza cizallante por desplazamiento.
Figura : Modelo del comportamiento de la inyección.

Archivo de entrada del programa FLAC .

La memoria de cálculo representa el archivo de comandos utilizado por (Springer, 2001) para simular una excavación vertical reforzada con soil nailing. En esta tabla cada línea de comando se identifica a través de un número (Línea 1, 2, ...54) y de bloques que agrupan funciones de objetivos comunes (Bloque A, B, ...,P). Estos bloques y líneas se usan para definir los principales pasos del programa, descritos como:

BLOQUE A: Definición del Título:

BLOQUE B: Definición de la malla. La malla se genera para reproducir un modelo próximo a la realidad, minimizando la influencia de las condiciones de borde impuestas. De acuerdo a Itasca, 1996, se debe configurar elementos cuya relación sea menor a 5:1. La línea 3 establece la subdivisión de la región estudiada, con elementos horizontales y verticales (gris 138,84). Se crea una geometría inicial (Línea 5), siendo arbitraria la posición y dimensión de la malla, en un eje cartesiano, identificando dos pares x,y de cada uno de los cuatro nodos de la malla (nodo e, a, d y h), obedeciendo el sentido horario de identificación de los nodos. De esta forma se define una malla con elementos cuadrados. En el caso del ejemplo presentado, los lados son iguales a 0.25m. En el nodo e se sitúa inicialmente la coordenada (-31.5m;-21,0m) y una posición (i,j) igual a (1,1). En el nodo d se localiza la coordenada (3.0m;0,0) en una posición (i,j) igual a (139,85). Las expansiones de áreas eabf , fbcg se realizan en las líneas 6, 7.

La secuencia de comandos de la línea 6 gen (-49.5 -21 -49.5 0 -31.5 0 -31.5 -21 ratio 1 1 i=1,19 j=1,85) se refiere al proceso de expansión de la malla. En el ejemplo de la Tabla 1, una expansión de área $eabf$ y procediéndose al arreglo de los elementos que componen el área $\rightarrow i$ de 1 a 19 y j de 1 a 85; la nueva coordenada de los nodos $\rightarrow e(-49.5m, -21.0m)$, $a(-49.5m, 0m)$, $b(-31.5m, 0m)$ y $f(-31.5m, -21.0m)$; y la razón de distribución de los elementos en las direcciones x e $y \rightarrow$ razón 1 en la dirección horizontal y razón 1 en la vertical, lo que significa que todos los elementos de la sección puede ser una misma área, 1.0 m en la horizontal y 1.0m en la vertical. La expansión de la línea 7 se realiza a través de procedimientos semejantes. En la línea 4 se escoge el modelo constitutivo Mohr-Coulomb (model mohr).

BLOQUE C: Se define las condiciones de borde para las tensiones iniciales. Los comandos 'fix x' y 'fix y' se establece las condiciones de borde para la consolidación de la malla. En este ejemplo los bordes ae ($i=1$) y dh ($i=139$) se permite desplazamiento vertical, restringiéndose los horizontales, en el contorno eh ($j=1$) se impide el desplazamiento vertical.

BLOQUE D: Se define las condiciones iniciales de tensiones. Una banda de tensiones iniciales verticales (S_{yy}) y horizontales (S_{xx} y S_{zz}) dadas. En el ejemplo la unidad de tensión es N/m^2 y los valores máximos de S_{yy} , S_{xx} y S_{zz} se obtienen por las siguientes ecuaciones.

$$S_{yy} = (\text{peso} - \text{especifico} - \text{de} - \text{suelo}) \times (\text{gravedad}) \times (\text{profundidad} - \text{de} - \text{malla})$$

$$S_{xx} = S_{zz} = (S_{yy})(K_o)$$

BLOQUES E-F- Aplicación de las tensiones y definición de las propiedades del suelo. El Bloque E introduce el valor de la gravedad. El Bloque F establece las propiedades de suelo definidas por el modelo Mohr-Coulomb: Masa específica (ρ) [kg/m^3], Angulo de fricción [grados], cohesión [N/m^2], ángulo de dilatancia [grados], modulo volumétrico [N/m^2], y modulo cortante [N/m^2]. Los valores del modulo volumétrico (K_{suelo}) y el modulo cortante (G_{suelo}) son funciones del modulo de elasticidad del suelo (E_{suelo}) y del coeficiente de Poisson del suelo (U_{suelo})

BLOQUES G- Definición de los parámetros a ser procesados durante la ejecución del programa (función *hist*). El comando de la línea 18, "*hist n 100*" sirve para limitar el número de parámetros (desplazamientos, tensiones, fuerza no balanceada, etc), que describen en gráficos. El comando "*línea 19*", "*hist unba*" para el control de la fuerza nodal máxima, también llamada máxima fuerza no balanceada. Esta fuerza surge en consecuencia de la alteración del estado de equilibrio del suelo (excavación, cambios en las condiciones de bordo, colocación de refuerzo, etc) indicando su valor la convergencia del programa. El modelo en la condición de equilibrio debe presentar en cada una de las mallas un vector de fuerza nulo, pero, esta condición es difícilmente lograda. En la práctica el modelo se considera en equilibrio cuando la magnitud de esta fuerza es pequeña comparada con las fuerzas aplicadas al problema. Se considera un valor aceptable un valor menor al 0.01% de la máxima fuerza no balanceada inicial. Esta condición de equilibrio se logró luego de 3715pasos, cuando su valor se hace constante. Si la fuerza no balanceada no se aproxima al valor nulo indica probablemente la ruptura del flujo plástico.

BLOQUE H – Ejecución del programa para el establecimiento del estado inicial de equilibrio. El comando "*solve force = 10*", de la línea 20, se usa para consolidar la malla. El número 10 establece el límite inferior para la máxima fuerza no balanceada en esta etapa de simulación. La consolidación de la malla es el primer paso de análisis numérico y establecer las condiciones de tensiones iniciales insitu, resultantes de la acción de la gravedad.

BLOQUE I – Redefinición de las condiciones iniciales. El conjunto de comando del BLOQUE I sirve para cerrar algunas parámetros y redefinir las condiciones de borde para las etapas de excavación. Los desplazamientos verticales y horizontales deben ser establecidos en cero (líneas 21, 22), así como los vectores velocidad en las direcciones x e y (líneas 23, 24) para toda la malla. En este ejemplo los tres contornos cuentan con restricciones en las direcciones x e y, (líneas 25, 26, 27).

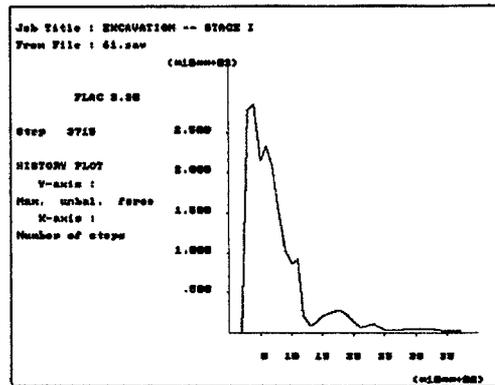


Figura 3.125. – Figura Equilibrio de la máxima fuerza no balanceada

BLOQUE J-K – Se da inicio a las etapas de excavación. El comando de la Línea 28 (*mod null 1 127 138 j 79 84*) sirve para excluir un conjunto de elementos de la malla simulando una etapa de excavación. El Bloque K crea un subtítulo (*Excavation Stage 1*) para agrupar el conjunto de procedimientos que incluyen: excavación del suelo, colocación de la primera línea de refuerzos y fijación de la viga de concreto a la pared.

BLOQUE L – Se define las características del parámetro de concreto. El Bloque L contiene la secuencia de comandos necesaria para la colocación de vigas que componen la pared de concreto, en la primera fase de excavación. El concreto se considera como un material homogéneo, isotrópico que representa un comportamiento lineal-elástico. Las propiedades de la viga se asignan por el comando de la Línea 31. El comando “*struct prop 1*” define las propiedades número 1 referente al material del tipo de la viga. Los parámetros a ser asignados son el modulo de elasticidad del concreto (E_{pared}) [N/m^2], momento de inercia de la viga de la pared (M_{pared}) [m^4], y el área transversal de la viga de pared (a_{pared}) [m^2]. En este ejemplo la colocación de la viga de concreto se realiza a través de 6 segmentos rectos unidos uno a uno, definidos por los comandos Líneas 32 a 37. La definición de la construcción del primer tramo (Línea 32) se hace de la siguiente forma: i) tipo de estructura (*struc beam*), ii) definición de los extremos, dadas por las coordenadas *i* e *y* (*begin gris 127 85 end gris 127 84*), iii) viga formada por solo un segmento (*seg 1*); i) propiedades de la estructura 1 (*proa 1*). Para los demás tramos se repite el mismo procedimiento.

BLOQUE M – Se introduce el refuerzo a la malla. El Bloque M contiene comandos que definen las propiedades mecánicas, geometría y la forma de colocación de la primera

línea de refuerzo. Los comandos 38 y 39 definen las propiedades mecánicas del refuerzo, siendo atribuidos un número "proa struc 2". Los parámetros a ser dados son: área transversal de la barra (a) [m²], modulo de elasticidad del acero (e) [N/m²], carga de fluencia del acero (Yield) [N], rigidez del contacto (k_{bond} – rigidez del bulbo) [N/m/m], la resistencia del contacto (S_{bond} – resistencia del bulbo) [N/m], el ángulo de fricción interna entre el suelo y la inyección (S_{friccion}) [grados], y el perímetro de acero (per) [m]. Con excepción de "a". "S_{friccion}" y "per", todos los parámetros deberán tener sus valores divididos por el valor de espaciamiento horizontal entre refuerzos. La división de las propiedades de los materiales por un valor de espaciamiento lateral entre los refuerzos es un modo simple y conveniente de transformar un problema tridimensional en un problema bidimensional (Donovan et al, 1984). Los valores de "a", "yield", "k_{bond}", "S_{bond}", y "per" se sustituyen mediante las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{\pi(\phi_{acero})^2}{4}$$

$$yield = \frac{\sigma_{acero}}{a}$$

$$k_{bond} = \frac{(2\pi G_{inyeccion})}{[10 \ln(1 + (\frac{\phi_{foro} - \phi_{acero}}{\phi_{acero}}))]}$$

$$S_{bond} = \pi\phi_{foro}q_s$$

$$per = \pi(\phi_{foro})$$

Los comandos de la Línea 40 muestran la colocación de la primera línea de refuerzos. El refuerzo se inserta a la malla a través de las coordenadas x, y de los extremos. En este ejemplo el refuerzo se sustituyó en 12 segmentos de tal modo de recabar información sobre su comportamiento durante la secuencia de excavación. La última información de esta Línea especifica las propiedades del material de cable.

BLOQUE N – La ejecución del programa. El comando “*solve force=10*”, en la Línea 41, se adiciona para que el programa corra hasta que la máxima fuerza no balanceada llegue al equilibrio, con un límite inferior igual a 1.0. El comando Línea 42 guarda un archivo (.sav) en la fase que se encuentra el problema. Para nuevas etapas de excavación, se repiten los procedimientos anteriormente descritos en las Líneas 43 a 54. Se recomienda que en cada etapa de la simulación se guarde independientemente, hasta que el programa permita la restauración de una determinada etapa (*restore name of file.sav*). De esta forma, se puede consultar todos los tipos de informaciones pertinentes en fase, tales como los desplazamientos verticales (*print xdisp*) y horizontales (*print y dist*), las tensiones desarrolladas en la horizontal y vertical (*print esxx; print exyy*), las fuerzas axiales en los refuerzos (*print struc cable ax*), y otras funciones disponibles en el programa FLAC.

Simulación de la excavación con soil nailing .

La Figura 3.126 muestra la geometría y condiciones de borde, referentes al archivo de datos presente en la Tabla 1, en la que se pretende realizar 7 etapas de excavación, con incrementos de 1.5m.

La malla adoptada se construyó de 11954 nodos (139x86). Los refuerzos, con 6m de longitud, fueron colocados con un espaciado vertical (S_v) constante igual a 1.5m, estando la primera línea a 1m de profundidad. El espaciado horizontal (S_h) se mantuvo en 1.5m. Los refuerzos tienen un diámetro de 75mm (ϕ_{toro}) y se componen por una barra de acero de 25mm de diámetro (ϕ_{toro}) y la lechada de cemento (refuerzo inyectado). Todos los refuerzos tuvieron una inclinación de 10 grados con la horizontal.

Cada etapa de excavación los refuerzos eran colocados simultáneamente con la ejecución de una pared de concreto con 100mm de espesor.

Los parámetros mecánicos de los materiales envueltos en las simulaciones (suelo, refuerzo, pared) se describen en la Figura , donde σ_{acero} y la tensión de fluencia del acero, E, modulo de Young, G, modulo cortante, q_s , resistencia al jalado del refuerzo, ν , coeficiente de Poisson, γ , peso específico del material, c' , cohesión efectiva, ϕ' , ángulo de fricción interna, ψ , ángulo de dilatancia, y K_0 , coeficiente de presiones de tierra en reposo.

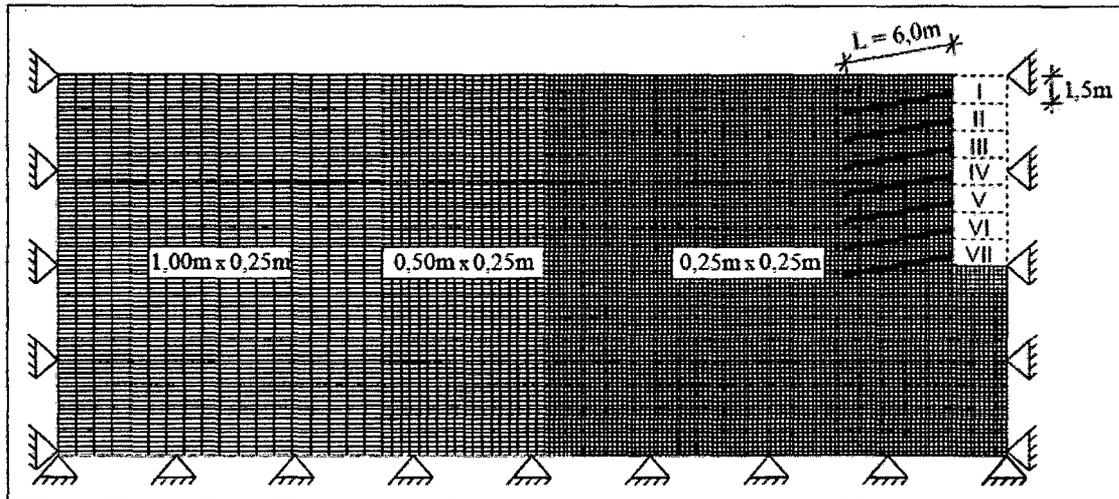


Figura 3.126. – Esquema básico de análisis en diferencias finitas con FLAC2D

Cuadro 3.26. – Geometría y parámetros adoptados en el análisis

Parámetros	
σ_{acero}	=500MPa
E_{acero}	=205GPa
$G_{\text{inyección}}$	=9GPa
q_s	=150kPa
E_{pared}	=24GPa
E_{suelo}	=45MPa
u	=0.25
γ	=18.5kN/m ³
c'	=10kPa
ϕ'	=32
ψ	=7.5
k_0	=0.5

La Figura 3.127 muestra la distribución de los desplazamientos horizontales, a una distancia de 1.75m de la cara de la pared. Los resultados se refieren a diferentes etapas de excavación, una vez que la razón de la longitud del refuerzo ($L=6m$) y la altura de la excavación (H) varía de 6.0m a 10.5m. La Figura representa los esfuerzos transmitidos a los refuerzos, en la última etapa de la excavación.

A partir de estas informaciones obtenidas mediante el programa FLAC es posible validar el comportamiento global de un muro con soil nailing.

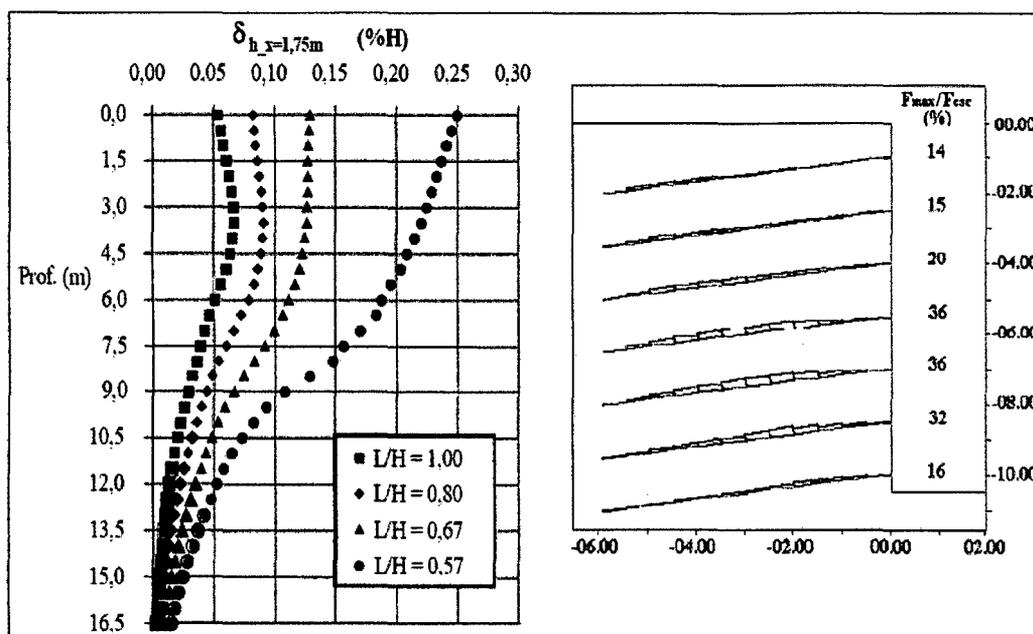


Figura 3.127. – Desplazamientos horizontales y Esfuerzos en los refuerzos

Conclusiones

El programa computacional FLAC es una herramienta útil para la simulación de excavaciones con soil nailing y ancladas. El archivo de datos utiliza palabras comando que permiten al usuario una rápida identificación de sus aplicaciones. La secuencia de operaciones consiste en el establecimiento de las tensiones insitu, excavaciones de suelo, instalación de refuerzos, etc. En cada etapa constructiva es posible observar informaciones tales como desplazamientos y tensiones verticales y horizontales, fuerzas axiales de los refuerzos, etc. Con esto se torna posible prever el comportamiento de este tipo de obra no solo en términos de tensiones sino también de deformaciones.

3.13.3. Análisis de Equilibrio Límite y Comparación entre metodologías

Programa computacional SLOPE/W 2007.

SlopeW es un programa computacional bidimensional de equilibrio límite por el método de las dovelas, capaz de analizar el equilibrio interno y externo de un problema de estabilidad de taludes. El programa incorpora el modelo de Mohr Coulomb así como variaciones espaciales de las propiedades del suelo, tomando en cuentas cargas externas como edificios, sobrecargas, refuerzos del suelo como anclajes, nails, etc.

Determinación de la fuerza del anclaje pasivo.

Generalmente en el diseño por el método de equilibrio límite, la fuerza estabilizadora del anclaje pasivo en el análisis de estabilidad del talud, puede considerarse como si solo soportara carga axial, siendo la fuerza la menor entre la carga de fluencia de la barra y la resistencia del bulbo en la zona activa. Según:

$$T_n \approx \min(T_a, q, \pi DL), \dots \quad \text{Ec(3.64)}$$

La geometría adoptada para este análisis fue la misma que para el caso anterior (Springer, 2001), teniendo como dato de interés las fuerzas máximas generadas durante el proceso constructivo a partir del análisis esfuerzo deformación, referenciándose para ello de la fuerza de fluencia de la barra $T_y=245\text{kN}$, dichas fuerzas se resume en el Cuadro 3.27.

Cuadro 3.27. – Parámetros de Resistencia cortante drenados según perfiles

Línea de Nail	Porcentaje respecto a la Fuerza de Fluencia (%)	Fuerza a incluir en el análisis de Equilibrio Límite (kN)
1	14	34.3
2	15	36.75
3	20	49
4	36	88.2
5	36	88.2
6	32	78.4
7	16	39.2

**COMPARACION METODO EQUILIBRIO LIMITE GEOSTUDIO
Y ESFUERZO DEFORMACION FLAC2D
ALTERNATIVA : SOIL NAILING
FS ESTATICO 1.14**

DETALLES:

**LONGITUD SOIL NAILING : 6m
SEPARACION VERTICAL : 1.5m
SEPARACION HORIZONTAL : 1.5m**

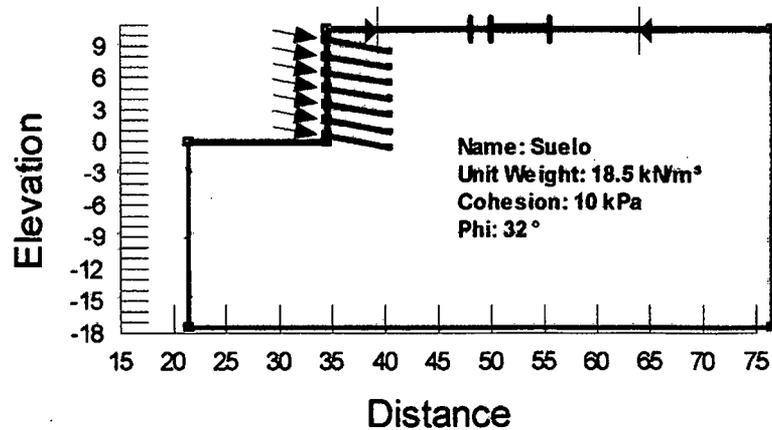


Figura 3.128. – Esquema básico de análisis en equilibrio límite

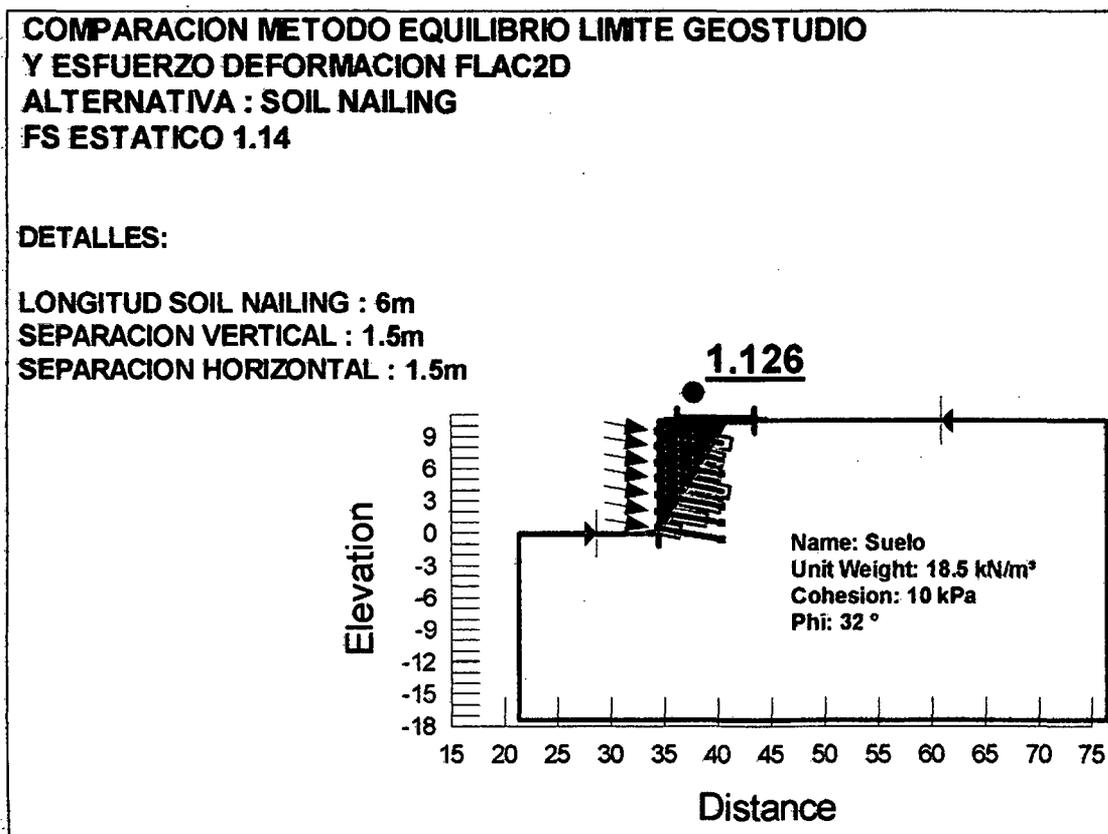


Figura 3.129. – Cálculo de la estabilidad del sistema con equilibrio limite

De los resultados mostrados en las Figuras 3.127 y 3.129 se puede observar que el sistema de soil nailing para el nivel de deformación alcanzado, en donde las fuerzas en los pernos son variables en longitud, es estable presentando un factor de seguridad mayor a la unidad, con este procedimiento comparamos el factor de seguridad hallado a partir de un análisis esfuerzo deformación donde los datos de interés para el método de equilibrio limite son las fuerzas últimas generadas en los pernos.

CAPITULO IV: ENSAYOS ESPECIALES Y MONITOREO

4.1 Ensayo para el suelo

4.1.1 Ensayo de Corte Directo In Situ

El objetivo de un ensayo de Corte Directo es determinar los parámetros de resistencia cortante, cohesión (c) y ángulo de fricción (Φ), los cuales son necesarios para el análisis de estabilidad de taludes libres o con retención y diseño de cimentaciones. Los ensayos de Corte Directo "In Situ" se basan en principios análogos a los ensayos de Corte Directo de Laboratorio.

Este ensayo consiste en medir la resistencia al corte de un plano de falla predeterminado, deslizando una porción de suelo respecto a otra a lo largo de dicho plano. El ensayo se realiza en dos fases; en la primera se aplica una carga normal a la falla sobre el bloque tallado, controlándose los desplazamientos producidos; esta carga permanece constante a lo largo del ensayo. En la segunda fase se va aplicando carga tangencial hasta alcanzar la rotura del bloque a favor del plano de ensayo, midiendo la magnitud de la carga y los desplazamientos tangenciales y normales. La carga normal y de corte se aplican a la muestra mediante un gato hidráulico. El número de muestras a ensayar en cada caso es de tres o cuatro, aplicando en cada muestra una tensión normal distinta y una tensión tangencial creciente hasta la rotura. El resultado se presenta en una gráfica esfuerzo tangencial – esfuerzo normal, en el que cada muestra ensayada representa un punto. Uniendo tales puntos se dibuja una recta que define la cohesión y el ángulo de fricción del material ensayado

A. Ubicación del Área en Estudio

El área en estudio se debe ubicar de tal forma de:

- ✓ Abarcar toda el área de interés.
- ✓ Observar que la muestra sea representativa del terreno circundante para obtener parámetros acordes a las condiciones naturales.
- ✓ Aplicar la carga de corte en la dirección que requiere estudiar la resistencia cortante, dado que la resistencia del suelo varía estrictamente con la dirección (anisotropía).

- ✓ Aplicar la carga normal, hasta abarcar la gama de esfuerzos insitu a que está sometido el problema de análisis.

B. Características del ensayo

Para poner a prueba a la grava de la zona de estudio, se hacen uso típicamente de especímenes de 0.60 x 0.60 m de lado y 0.35 m de altura, o de especímenes de mayor dimensión o menor dimensión con el objetivo de transmitir un mayor o menor esfuerzo, dependiendo de las condiciones de frontera que se requiera analizar. Los especímenes del ensayo de corte directo se debe ubicar a una profundidad tal, de tal modo de alcanzar el terreno representativo, típicamente en Lima se han alcanzado profundidades de 1m a 2m.

El equipo utilizado consta de un cajón metálico, 5 vigas transversales, 10 pies derechos, 4 deformímetros, 2 gatas hidráulicas, un cubo metálico y planchas metálicas.

Para el ensayo de corte directo los esfuerzos normales aplicados a los especímenes pueden tomar valores de:

$$\text{Especímen I} = 1.00 \text{ _Kg/cm}^2$$

$$\text{Especímen II} = 2.00 \text{ _Kg/cm}^2$$

$$\text{Especímen III} = 3.00 \text{ _Kg/cm}^2$$

C. Resultados y Evaluación de los Ensayos de Corte Directo In Situ

Con la finalidad de obtener presentar datos reales, se presenta a continuación los parámetros de resistencia cortante del suelo que se ejecutó para el proyecto del Hotel Larcomar, de propiedad de Graña y Montero, donde se realizaron dos Ensayos de Corte Directo In Situ, la medición estuvo a cargo del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UNI (LMS - UNI).

Se realizó una reinterpretación de los parámetros de resistencia cortante basándose en las mediciones realizadas por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la UNI y las observaciones hechas en el campo. El detalle de la reinterpretación de cada uno de los ensayos se presenta en el Anexo II. En el Cuadro 4.1 se presenta un resumen de los resultados.

Cuadro 4.1. – Resumen de resultados de ensayos de corte directo Insitu

Ensayo	Ubicación	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (kg/cm ²)
Corte Directo 1	Pie del Talud	35°	0.10
Corte Directo 2	En el Talud (40 m.s.n.m)	40°	0.20

Del Cuadro 4.1 se aprecia que el suelo del acantilado presenta mejores características de resistencia cortante que el suelo ubicado al pie del talud.

4.2 Ensayo para el anclaje

4.2.1 Ensayo de Pull-out

Las pruebas de pull-out son pruebas diseñadas de sacrificio de anclajes, en donde estos elementos son llevados a la falla para permitir la medida de la resistencia cortante última en la interfase suelo-anclaje. La carga máxima de la prueba nunca debe exceder el valor de $T_r = 0.9f_y A_s$ de tal modo de evitar accidente por la falla repentina de la barra de acero. La prueba debe llevarse a cabo en etapas que no deben exceder el 20% de la carga máxima. En esta etapa se debe tomar los desplazamientos en rangos de 1 a 5 minutos en 30 minutos. Cuando la prueba alcance su máximo valor, debe destensarse en tres etapas.

Algunas pruebas de arrancamiento o pull out fueron realizadas según se reportan las investigaciones en la Universidad de Sungkyunkwan en la ciudad de Suwon, Korea, en el centro de investigaciones geotécnicas. Los anclajes probados en esta experiencia fueron de 16.5 cm de diámetro y embebidos una longitud de 3 metros entre las cotas -9m a -12m en el suelo disgregado. Tres tipos de anclajes a tensión fueron probados. La Fotografía 4.1 muestra el esquema de la prueba de pull out, con el respectivo perfil estratigráfico compuesto de un suelo de relleno hasta una profundidad de cuatro metros, un depósito aluvial correspondiente a una arena arcillosa desde una profundidad de cuatro metros hasta seis metros aproximadamente, seguido por un

suelo intemperizado desde el deposito aluvial hasta una profundidad de doce metros, finalmente se encuentra una roca intemperizada a profundidades mayores a doce metros. El porcentaje que pasa la malla No 200 del suelo intemperizado fue menor que el 20% con coeficientes de uniformidad y curvatura de $C_u=10$ y $C_c=1.2$ respectivamente.



Fotografía 4.1. - Realización de ensayos de arrancamiento en Chorrillos, (Terratest Peru)

En Las Figuras 4.1(a) se observa un esquema en donde se representa el ensayo llevado a cabo en Chorrillos, detallándose en las Figuras 4.1 (b) y (c) las herramientas necesarias para llevar a cabo el ensayo, tales como las placas, gata hidraulica, medidor, entre otros.

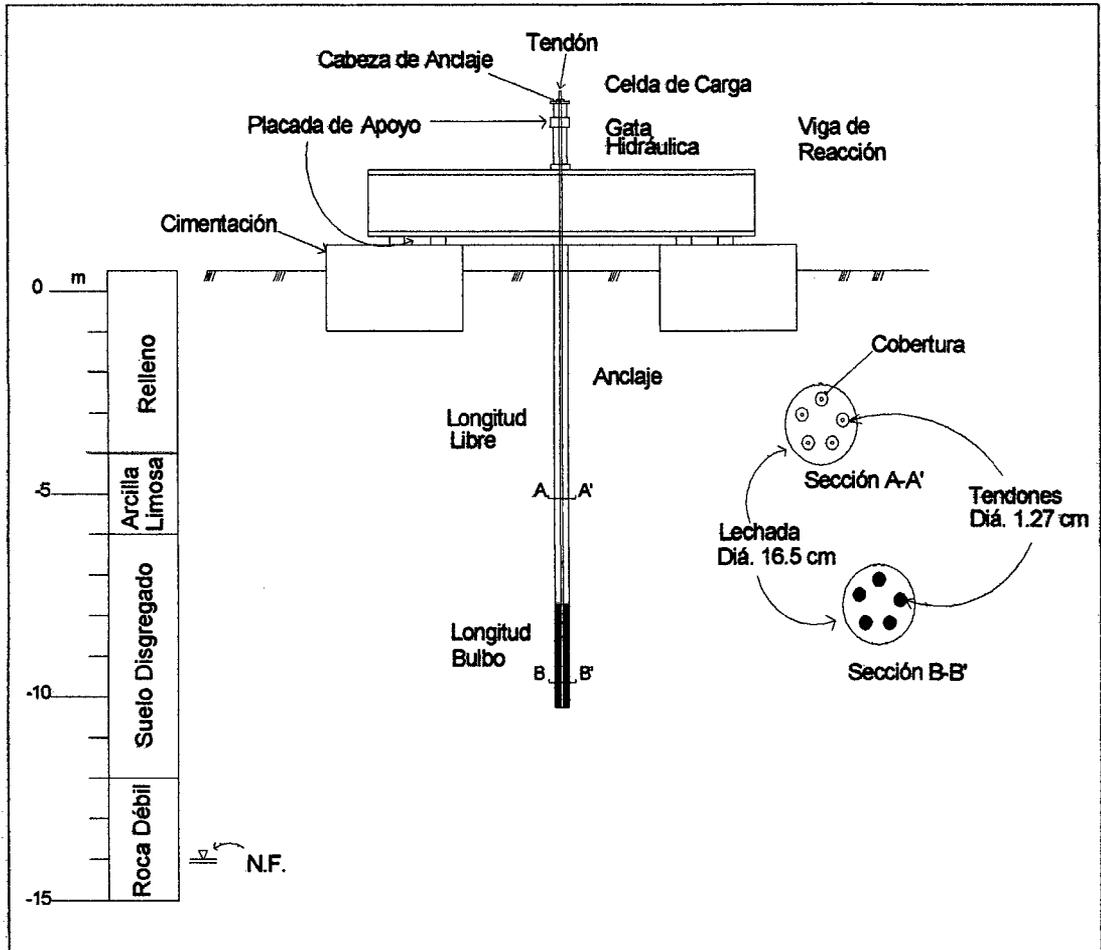


Figura 4.1a) – Perfil para un ensayo de Pull-out

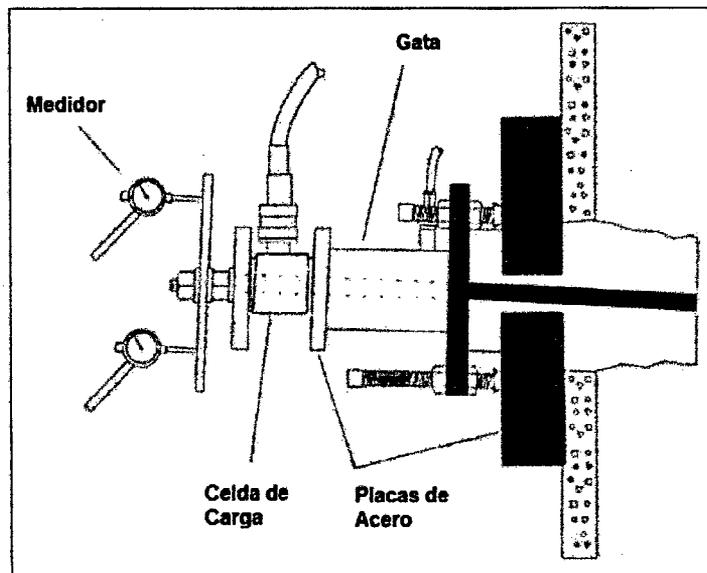


Figura 4.1.(b) – Componentes para un ensayo de pull out

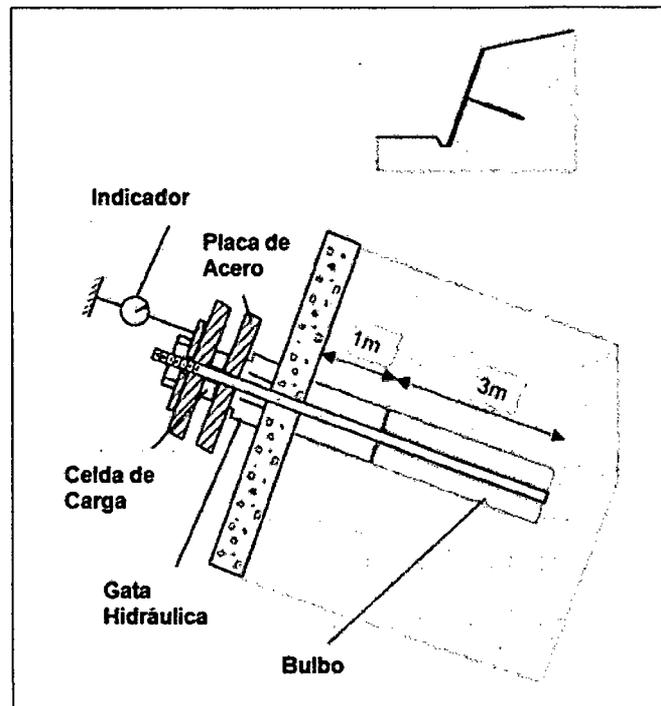


Figura 4.1.(c) – Esquema para un ensayo de pull out

4.2.2 Capacidad de arranque del anclaje en la Grava de Santiago de Chile

El análisis se centra en anclajes inyectados en la Grava de Santiago, que es donde se tiene un mayor acopio de ensayos de tracción en anclajes inyectados, para los cuales se establece la capacidad de arranque por falla del cuerpo activo del anclaje (zona inyectada con lechada de cemento empleando una presión de inyección $p_i = 10\text{kg/cm}^2$ y diámetros entre 10 y 15cm.).

En el Cuadro 4.1 se resumen los valores de la capacidad de arranque obtenidos para la Grava de Santiago, a partir de los cuales se ha establecido un valor de diseño $T_u = 40\text{t/ml}$. Se hace notar que a la fecha no se han ejecutado ensayos de arranque que alcancen la falla del cuerpo activo del anclaje. Ello se debe a que para las sollicitaciones de trabajo normalmente presentes en la mayoría de las entibaciones-socalzados, la longitud requerida para el cuerpo activo del anclaje, L_A , queda definida por la longitud mínima de 3m especificada para anclajes en suelos con parámetros resistentes conocidos.

Cuadro 4.2. – Capacidad de arranque por falla de suelo en la Grava de Santiago para anclajes inyectados con diámetro D=15cm

Referencia	Capacidad de arranque, Tu (ton/ml de anclaje activo)	Comentario								
Ostermayer	<table> <tr> <td>L_A (m)</td> <td>Tu (t/ml)</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>37</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>33</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>28</td> </tr> </table>	L_A (m)	Tu (t/ml)	3	37	4	33	6	28	
L_A (m)	Tu (t/ml)									
3	37									
4	33									
6	28									
Littlejhon	$T_u = (4+9) \pi D L_A y h \text{tg}\phi$ $H = 5.5 \text{ m}$ $(T_u)_{\text{prom}} = 46\text{ton/ml}$ $(T_u)_{\text{prom}} = 83\text{ton/ml}$	$h =$ Profundidad del centro del cuerpo activo que varía típicamente entre 5.5 y 15 m. $\phi = 50^\circ$ $c = 0$ (influye poco) $y = 2.3 \text{ ton/m}^3$ $D = 0.15\text{m}$								
Pruebas de arranque en la Grava de Santiago.	> 40ton/ml	Ejecutadas para un cuerpo activo con longitud $L_A = 3\text{m}$. No se pudo llegar a la falla del suelo ya que falló antes el cable.								

4.2.3 Ensayos de Calificación

Según el PTI (Post-Tensioning Institute) se debe realizar al 10% de los anclajes instalados en la obra, cuyo objetivo principal es la evaluación del comportamiento mecánico-deformacional del tramo libre y el bulbo, donde las deformaciones experimentadas del acero, así como la estabilidad del bulbo deben seguir un rango que especifica según normas.

Los resultados de este ensayo se miden deformaciones elásticas y permanentes, así como la pérdida de carga en el tramo libre.

La carga máxima del ensayo de calificación esta dado por.

$$P_b = P_{SLim} = 0.90 f_y A_s$$

Ec(4.1)

Deformación mínima: 80% de la deformación teórica del tramo libre

Deformación máxima: Deformación teórica del tramo libre, mas la deformación elástica de 50% de la longitud del bulbo.

El ensayo de calificación se muestra gráficamente en La Figura 4.2(a) y (b). Cuando las deformaciones permanentes sufren un aumento brusco, significa que el bulbo del anclaje perdió cierta estabilidad y por lo tanto la carga que corresponde al cambio brusco de tales deformaciones deberá ser considerada como carga limite. Así la carga de trabajo del anclaje se expresa:

$$P_w = \frac{P_u}{\eta} \tag{Ec(4.2)}$$

Donde:

P_u : Carga por aumento de deformaciones permanentes.

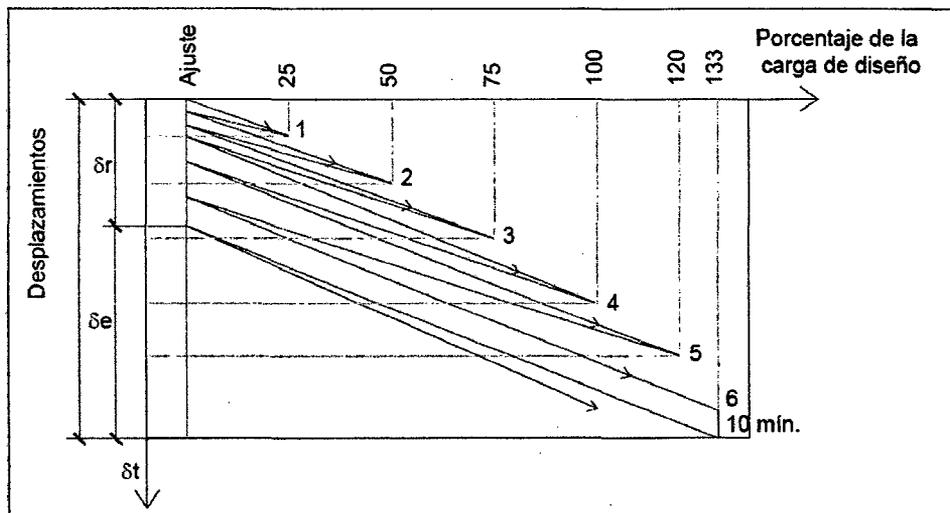


Figura 4.2. (a)– Gráfico de los datos del ensayo de calificación

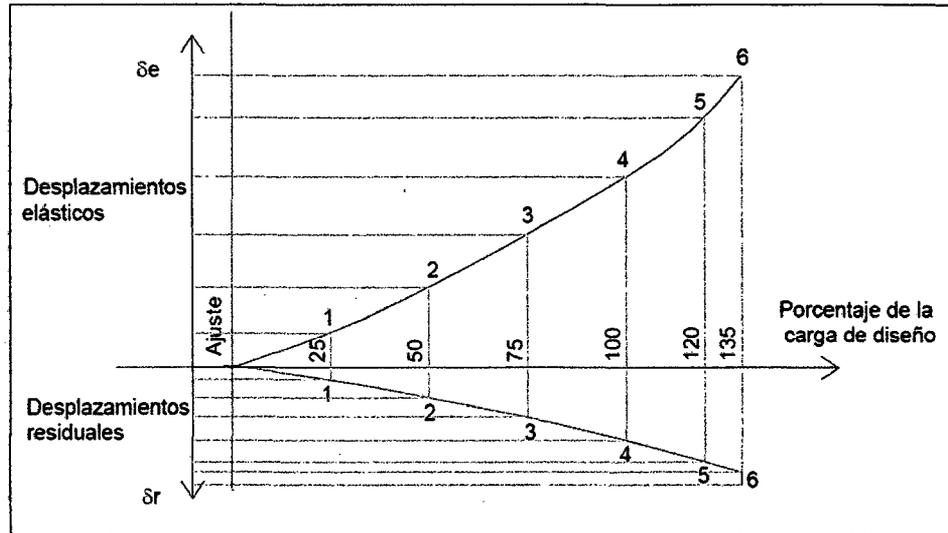


Figura 4.2. (b)- Gráfico de desplazamientos elásticos y residuales para el ensayo de calificación.

4.2.4. Ensayos de Aceptación

El ensayo de recibimiento se realiza para el 90% de los anclajes ejecutados en obra. Las cargas máximas para los ensayos de recibimiento se definen en varias normativas. Como referencia se puede mencionar:

Para anclajes permanentes: $1.40P_w$

Para anclajes temporales: $1.20P_w$

Donde:

$$P_w = \frac{0.90 f_y A_s}{\eta}$$

Ec(4.3)

$n=1.75$: Factor de seguridad para anclajes permanentes

$n=1.50$: Factor de seguridad para anclajes temporales

Las deformaciones se consideran igualmente aceptables cuando la deformación elástica está dentro de los rangos que estipulan las normas respectivas. La Figura 4.3 presenta el gráfico de Carga vs Deformación de los ensayo de recibimiento.

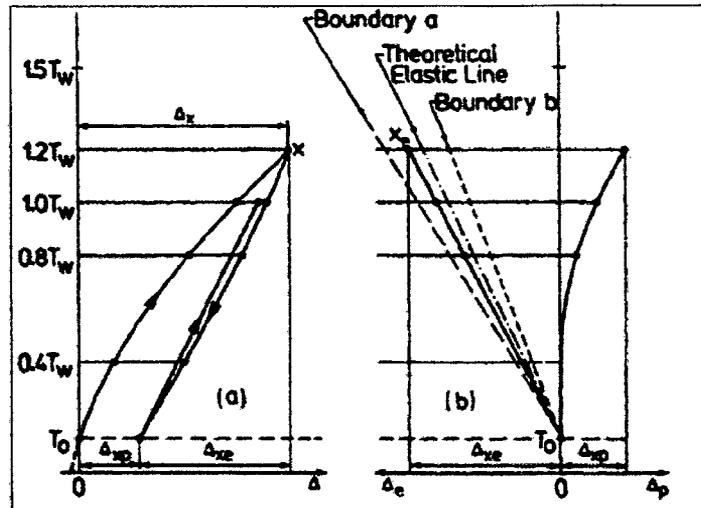


Figura 4.3. – Esquema de carga vs deformación según DIN 4125

4.3 Monitoreo

4.3.1 Inclínometría

Todo problema de estabilidad de taludes no termina únicamente en la etapa de diseño y análisis sino se debe dar especial énfasis a la etapa de monitoreo, una de las metodologías más adecuadas para monitorear taludes es el uso de inclinometría profunda cuyas principales funciones son:

- ✓ Detectar zonas de movimiento
- ✓ Establecer si el movimiento es constante o acelerado
- ✓ Establecer respuestas con medidas de reparación

En estructuras ancladas principalmente las funciones son:

- ✓ Verificar si las deflexiones están dentro del límite del diseño
- ✓ Verificar que los anclajes están trabajando como se esperaba
- ✓ Verificar movimientos estructuras adyacentes - no estén afectadas por los movimientos de tierra

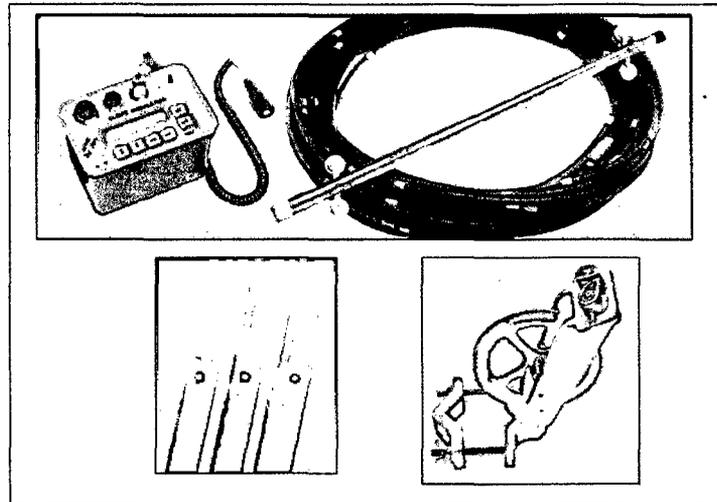


Figura 4.4. – Equipos de inclinometría: Casing, sonda y polea

El movimiento del terreno causa que la tubería inclinométrica se mueva de su posición inicial a una nueva posición. La velocidad, profundidad y magnitud de este desplazamiento se calcula por comparación de datos de la medición inicial y las medidas sucesivas según se muestra en la Figura 4.5, para luego describir el comportamiento en la Figura 4.6.

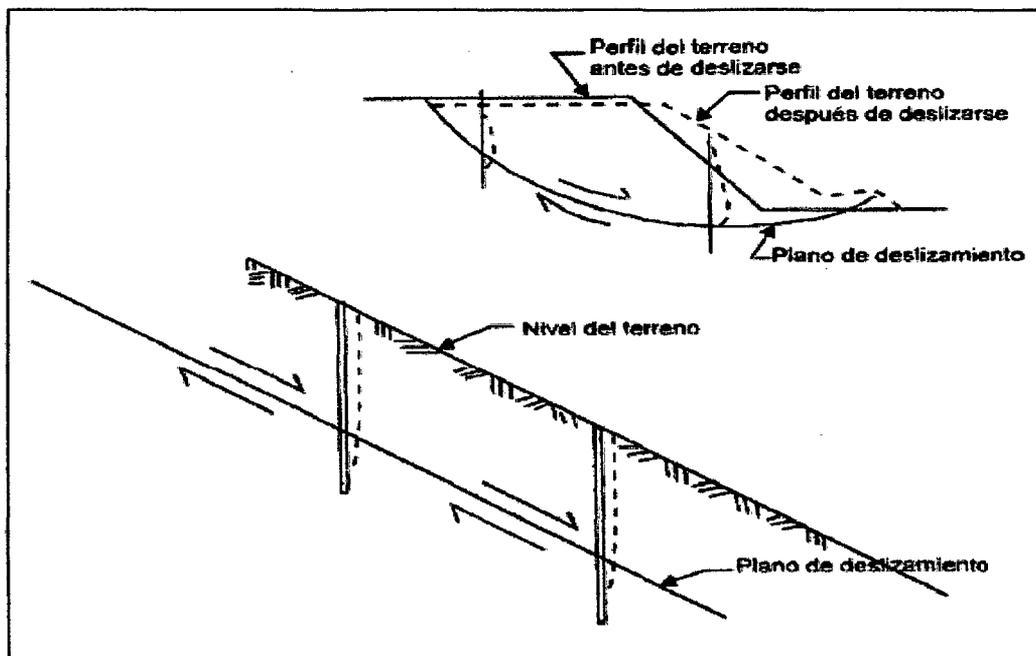


Figura 4.5. – Desplazamiento del terreno con inclinómetros

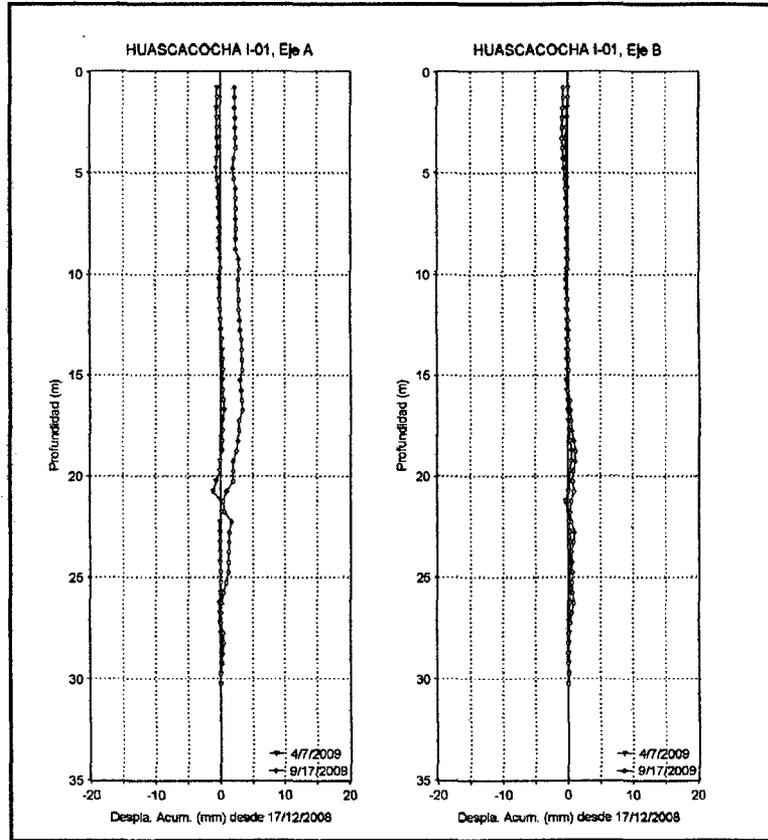


Figura 4.6. – Grafica de desplazamiento en inclinómetros

CONCLUSIONES

- El estudio de suelos es de vital importancia para la elección de parámetros adecuados, que nos reflejan y nos acerquen a un comportamiento más real del suelo. Debido a ello es importante considerar realizar ensayos Insitu, así como además incidir en la investigación de nuevas pruebas triaxiales Insitu para obtener parámetros adecuados que incorpore el efecto del confinamiento en el comportamiento del suelo.
- Si bien es cierto el estado de esfuerzos generados en un anclaje es un problema tridimensional, los modelos para el bulbo se pueden modelar como elementos que presenten rigidez al corte, y rigidez axial, asociados a una carga limite igual a los métodos descritos por métodos bidimensionales. Es importante añadir además que los métodos bidimensionales disminuyen su precisión a medida que el espaciamiento entre elementos de anclajes sea mayor, tal y como lo demostró Tsui(1974).
- El uso de herramientas de Equilibrio Limite y Elementos Finitos, dependerá de la complejidad del problema a analizar, si el problema involucra variables como la carga y descarga de una estructura, geometrías complejas, estructuras importantes comprometidas por la deformación que pueda experimentar, el problema se torna complejo, hecho por el cual se recomienda el uso del método de elementos finitos que se deberá usar en conjunto con el método de equilibrio límite, sin embargo para problemas de estabilidad en donde se presenten taludes típicos en donde la complejidad sea menor, los métodos de equilibrio limite son una buena aproximación.
- Una de las desventajas en el método de Elementos Finitos y Equilibrio Límite, es la convergencia numérica, que suele presentarse en taludes muy parados, como en el caso de pantallas ancladas para sótanos. Debido a ello para lograr la convergencia es necesario que los parámetros de resistencia del suelo no se coloquen como cero si éstos lo

fueran, si no más bien asignarle un valor pequeño de tal modo que no origine problemas de convergencia.

- Es de vital importancia realizar en un estudio previo un estudio detallado de la geología local de la zona, zonificación geotécnica de la zona, topografía, presencia de nivel freático, para crear perfiles de análisis críticos.
- La evaluación pseudo-estática tiene limitaciones. Las estructuras de tierra y taludes se comportan como cuerpos deformables y su respuesta a la excitación sísmica depende de los materiales de la estructura, de la geometría, de la naturaleza del movimiento, por ello que para taludes mayores a 30 metros se debe realizar un análisis mayor de propagación de ondas, de tal modo de conocer la respuesta dinámica del sistema.
- Los muros anclados de pared relativamente flexible normalmente tienden a generar menos presiones sísmicas de tierras que las generadas por los empujes calculados por Mononobe Okabe. A excepción de un sistema de anclaje muy rígido y muy inclinado.
- El tema de estabilidad de taludes en un sistema de muros anclados deberá ser garantizado durante todo el proceso de su construcción, en casos críticos, como por ejemplo cuando se tiene el último nivel excavado sin tener este nivel anclado, de no considerarse este aspecto se estaría omitiendo en el lado de la seguridad, y en consecuencia generándose deformaciones excesivas.
- Se debe garantizar la falla global del talud anclado, es decir cuando la superficie crítica de falla pase por detrás de los anclajes, el factor de seguridad en este caso deberá ser estable.
- Los derrumbes observados en la Grava de Lima, presentaron un ángulo de falla promedio de 70 grados, cuyo valor es mayor al valor de fricción promedio, esto último debido a la cohesión aparente que presenta, lo cual hace que el suelo alcance una mayor resistencia.

- El diseño estructural del muro anclado deberá estar acorde con las acciones que presentarán debido a las fuerzas de los anclajes, y en caso sea necesario reforzar en zonas cercanas al anclaje, como refuerzos usados para el corte y flexión en las dos direcciones.
- De la experiencia de las obras en Lima, se debe tener en cuenta que el anclado del primer nivel de excavación es el más crítico, debido a que generalmente se encuentra un suelo no consolidado, compuesto por terrenos de cultivo denominado top-soil.
- Desde el punto de vista de hiperestaticidad del sistema se puede concluir que el sistema de muros anclados presenta mayor hiperestaticidad que el sistema de pilotes anclados, lo cual lo hace más estables que los métodos que no presentan esta unión tridimensional.
- En el caso que un anclaje tensado no llegara a la carga de trabajo, debido a la insuficiente capacidad del terreno, se debe asegurar que la fuerza diferencial que no se logró se debe repartir proporcionalmente en los anclajes que pueden transferir una carga mayor, estudiando siempre el tema de estabilidad y deformaciones.
- A partir de la determinación en un problema de estabilidad, sobre el uso de anclajes permanentes o temporales, surge la necesidad de asegurar su buen desempeño durante su vida útil, que deberá asegurarse mediante un monitoreo continuo de estos, como la pérdida de tensión con el tiempo, y su remediación (retensado).
- El uso del soil nailing es una técnica ampliamente usada en el mundo para estabilización de taludes, el cual últimamente se ha extendido en Lima para el uso de estabilidad de excavaciones profundas para sótanos en edificaciones.
- El soil nailing o anclaje pasivo, debido a que se requiere que el suelo previamente se deforme para desarrollar su fuerza, indica que requiere

de una mayor deformación que los anclajes activos usados típicamente, es así que se recomienda tener en cuenta el concepto de que si las estructuras aledañas puedan aceptar deformaciones, entonces el soil nailing es viable.

- De los métodos empíricos de resistencia del bulbo del anclaje se observa que el dato de interés principal es el de determinar la resistencia cortante al jalado del bulbo, el cual se recomienda hallarlo a partir de ensayos de pull-out, de tal modo de optimizar los diseños. Como un análisis preliminar se recomienda usar los valores del PTI (Post Tensioning Institute).
- Se recomienda tener en cuenta en el diseño de muros anclados, no solamente el tema de que el sistema sea estable en términos de resistencia cortante, sino también de que las presiones que se transmitan al terreno sean prudentes acorde a los valores presentados en la investigación acorde al tipo de suelo, de tal modo de no sobreesforzar al suelo, en términos prácticos se puede dividir la carga del anclaje por su área de influencia.
- Se recomienda para el análisis de estabilidad del sistema de muros anclados por métodos de equilibrio limite el uso del método riguroso de Spencer con anclajes que fue desarrollada en la presente investigación, dado que con esta condición se cumple las condiciones totales del equilibrio.
- Una aceptable primera aproximación para el cálculo de la estabilidad del sistema de muros anclados es el uso del método de Bishop, dado que como se demostró en los análisis sus resultados se aproximan bien a los resultados de aquellos hallados con el método riguroso de Spencer.
- Los métodos de análisis de estabilidad de muros anclados que toman en cuenta la falla del sistema por la mitad del bulbo de anclaje no son conservadores por dos aspectos básicos: al asumir que la falla pasa por el anclaje se asume que el anclaje alcanza su máxima resistencia, hecho

que aumenta las acciones resistentes, mientras que por el hecho de que la superficie de falla es recta, los valores de factores de seguridad son mayores de aquellos hallados con superficies de falla curvas como los usados en el método de equilibrio límite.

- Se recomienda diseñar los muros estructurales teniendo en cuenta la componente sísmica del empuje, que puede ser usado conservadoramente por el método de Mononobe Okabe.
- El proceso de análisis y diseño deberá estar supeditado a lo acontecido en obra, estudiándose el tema de la interacción de los elementos de anclaje a estructuras como cimentaciones, placas, de tal modo de espaciarlos adecuadamente para no generar que no se esfuerce el suelo por la combinación de los bulbos de esfuerzos generados para ambas.
- El método de equilibrio límite, presenta una desventaja al tratar de representar la acción de la fuerza de un anclaje, dado que el valor de esfuerzo normal en una dovela por el efecto del anclaje suele superar el esfuerzo promedio enormemente, hecho que no necesariamente se da en un área tan pequeña, siendo lo real tener un incremento progresivo de estos esfuerzos, esta deficiencia puede ser corregida dividiendo esta carga entre la longitud de dovelas tributarias, así como también el uso de herramientas de elementos finitos, para ver una distribución mas aproximada del estado de esfuerzos en este contacto.
- Es importante recalcar que en la obra, se debe tener presente agentes externos que puedan generar fallas locales en las excavaciones profundas, tales como maquinarias presentes, oficinas, torres grúas, con el objetivo de verificar su estabilidad tanto global como localmente, siendo la observación y monitoreo en campo muy importante para poder predecir este tipo de fallas.
- Para suelos tipo arenosos el modelo de Matallana (1970), representa una mayor adecuación para el sistema con anclajes, teniéndose un esfuerzo

promedio entre una condición activa y en reposo, acorde también a los movimientos que sufre el sistema.

- La teoría de empujes activos para el cálculo de presiones sobre taludes altos como el caso del acantilado de la Costa Verde suelen ser muy conservadores y pueden transmitir resultados erróneos, esto último se sustenta en el hecho que cuando se realiza el cálculo mediante una condición activa, se asume que toda la masa de suelo ha plastificado, situación que no se daría en un talud tan alto y estable como el de la Costa Verde. Es necesario entonces determinar criterios de empujes activos o promedios en función de fallas locales, dado que los resultados mediante análisis en situación activa para taludes de gran altura imposibilitarían la construcción de cualquier estructura aledaña, lo que no hace sentido.
- De las Figuras 3.118 y 3.120 se observa que el muro inclinado presenta valores de momento mayores en la zona inferior que el obtenido con el sistema horizontal. Este fenómeno se puede explicar como se ilustra en la Figura 3.121, debido a que en el segundo caso el movimiento relativo entre el punto de anclaje en la pared y el punto del bulbo hace que exista un movimiento en contra de la dirección sismo en la horizontal, caso que no ocurre en un anclaje perfectamente horizontal en donde el movimiento relativo es casi nulo debido a que el anclaje se direcciona en la trayectoria del movimiento sísmico, no generando sobreesfuerzos en la pantalla.
- Es importante manejar la geometría en planta de la excavación y tener mayor énfasis en la zona en donde el talud se deformara más. Por ejemplo en una cara de una excavación de 100m, la parte central es la que se deformara más, como puede demostrarse simplificando el modelo como una viga simplemente apoyada. Este hecho teórico se pudo demostrar al realizar observaciones de campo en la construcción de los muros anclados en el Edificio del Banco de Crédito del Perú en Chorrillo, suelo compuesto por arcillas, arenas y limos, en donde en una cara de 100m se produjeron fisuras paralelas a la excavación en la parte central

con una longitud de aproximadamente 30m a un distancia de 10 de la excavación, para la construcción del tercer nivel de anclajes (-9.00 m aproximadamente).

- El problema básico en el método de elementos finitos es hacer uso de un modelo constitutivo acorde al comportamiento del suelo, hecho que en el caso de excavaciones se hace mas critico, dado que la respuesta esfuerzo deformación del suelo, no solo es por acciones de carga, sino más bien de descarga y carga en la dirección lateral.
- Se recomienda, ver si el enfoque de análisis bidimensional hace sentido con la geometría de la excavación, como para el caso de tener excavaciones en esquina en forma de L, en donde el problema se aproximaría a una situación tridimensional.

RECOMENDACIONES

- De la experiencia en Chile y derrumbes en excavaciones en la Grava de Lima se puede describir que el conjunto matriz y boleas se degrada de acuerdo con la deformación, lo que se traduce en que mas allá de una deformación límite la cohesión disminuye por la pérdida de este contacto y la fricción aumenta.
- Para el comportamiento de ablandamiento de la cohesión y endurecimiento por deformación de suelos típicos como el de la Grava de Lima, se recomienda hacer uso de modelos constitutivos que modelan este comportamiento, como por ejemplo el modelo Strain Softening and Hardening que tiene incorporado el programa FLAC de Itasca.
- Se recomienda que para futuras investigaciones en un problema de interacción suelo estructura, como el sistema de muros anclados, se desarrollen nuevas metodologías para hallar el factor de seguridad, siendo el principio básico el de no presuponer la falla del sistema por pérdida de resistencia cortante, como el asumido para hallar el factor de seguridad con elementos finitos mediante reducciones de los parámetros de cohesión y fricción. La idea básica recomendada por el Dr. Celso Romanel de la Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro en una comunicación personal es la de asumir una sobre carga inicial para el sistema estable, para luego hallar una sobrecarga a la cual el sistema se torna inestable no necesariamente por falla por resistencia cortante, como por ejemplo que pueda ocurrir por la falla del anclaje.
- Se recomienda el presente estudio estudiar a mayor profundidad, en términos de ensayos a escala o monitoreo, el tema de que el término de factor de seguridad no sea independiente al enfoque de análisis (equilibrio límite o elemento finitos), sino mas bien que tenga una variable en común que para el presente caso se uso la fuerza ultima generada en un análisis deformación que posteriormente se uso para el calculo de la estabilidad del sistema.

- Es necesario realizar mayores análisis y estudio sobre el comportamiento sísmico de la interacción anclaje suelo, para ver el desempeño ante perdidas de rigidez del suelo.

BIBLIOGRAFIA

1. Alva Hurtado, Jorge. Apuntes de Clase Curso "Mecánica de Suelos Avanzada", Postgrado Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 2009.
2. Aguilar Bardales, Zenón, "Microzonificación Sísmica de la ciudad de Lima", Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Perú, 2004.
3. Anthony D. Barley and Chris R. Windsor, "Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology with reference to the development of the art", Australia, 2009.
4. Asociación de Carreteras del Japón, "Manual de Protección de Taludes", Japón 1994.
5. Errázuriz Amenabar, Eduardo, "Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Chile, 2009.
6. Fei Cai "Reinforcing Mechanism of anchors in slopes", Gunma University, Japón, 2003.
7. Fei Cai and Keizo Ugai "Shear Strenght Reduction FEM evaluating stability of slopes with piles or anchors", Gunma University, Japón, 2003.
8. Itasca Consulting Group, Fast Lagrangian Analysis of Continua Manual, USA,
9. Petros P. Xanthakos "Ground Anchors and Anchored Structures", John Wiley, USA, 1991.

10. H. Hartl and M. Pernthaner "Soil Anchors modelled by an embedded formulation allowing slip", Graz University of Technology, Zurich, 2002
11. J. A. R. Ortigão, Alberto S. F. J. Sayao "Handbook of Slope Stabilization Engineering", Springer, Brasil, 2004.
12. J. Tanner Blackburn and Charles H. Dowding, "Finite-Element Analysis of Time Domain Reflectometry Cable-Grout-Soil Interaction", ASCE, USA, 2004.
13. Krahn, J. "Stability Modeling with SLOPE/W", An Engineering Methodology, First. Edition, GEO-SLOPE International Ltd., Calgary, Alberta, Canada, (2007).
14. Morgenstern, N., y Price, V. "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces", Géotechnique, 15(1): 79–93, (1965).
15. Normas DIN 4085 "Berechnung des Erddrucks. Berechnungsgrundlagen ", Alemania 1995.
16. Normas DIN 4125, "Ground anchorages, Design, construction and testing", Alemania 1995.
17. Nak-Kyung Kim , Jong-Sik Park, Sung-Kyu Kim, "Numerical simulation of ground anchors", Computers and Geotechnics, Korea del Sur, 2007.
18. Ortigosa de Pablo, Pedro, Ensayo de Placa en Gravas, Congreso Panamericano de Ingeniería Geotécnica, Colombia, 1987
19. Ortigosa, Pedro; Underpinning of Building on the Santiago Gravel, Chile, 1988.

20. Ordoñez, Abel; Apuntes de Clases de Estabilidad de Taludes, Sección de Postgrado Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 2009.
21. Perez More, Javier "Análisis de Cortinas Acoradas" PUC Rio de Janeiro, Brasil, 2004.
22. Post-Tensioning Institute, "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors", USA, 1996.
23. R.S. Merifield and S.W. Sloan "The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils", Can. Geotech. J., Canada, 2006.
24. Spencer, E. "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces," Geotechnique, Great Britain, Vol. 17, No. 1, Gran Bretaña, 1969.
25. Steven L. Kramer, "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, USA, 1996.
26. Springer, Fernanda, "Uso do Programa Flac para Modelagem Numérica de Escavações Grampeadas", Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

ANEXO A

Los siguientes pasos nos ayudarán a corroborar los resultados posteriores al análisis y diseño, con el objetivo de evaluar los diseños realizados por las subcontratistas de excavaciones profundas:

1. Lo primero que debemos realizar es elegir un diseño específico de muros Anclados: Tomemos como ejemplo el Diseño de Anclajes para el edificio Capital:

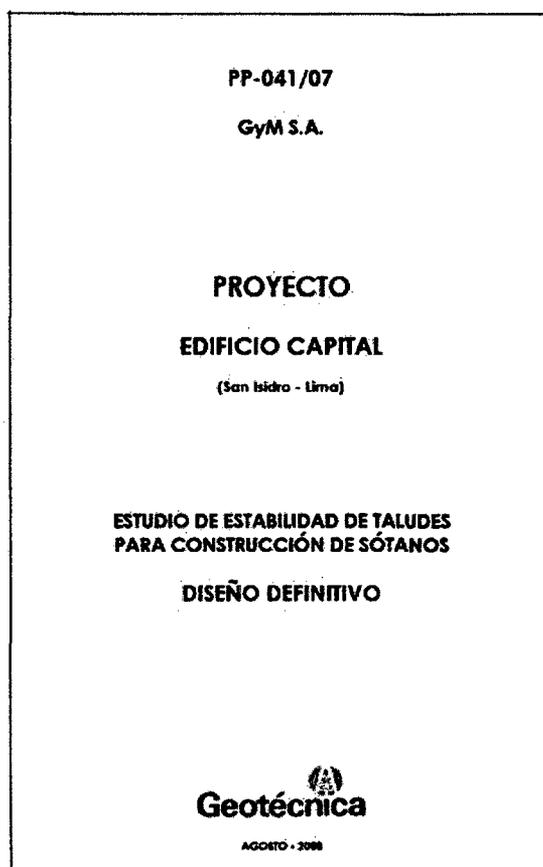


Fig I : Diseño Definitivo Sostenimiento temporal Edificio Capital

2. Una vez elegido el diseño a evaluar, se debe tener que coleccionar los datos iniciales tales como el Estudio de Mecánica de suelos y datos proporcionados por el subcontratista que nos servirá para la evaluación, según:

Elaborado por: Alfonso Armando Cerna Díaz

E-mail: acerna@iific.com.pe

DATOS			
Del estudio de Mecánica de Suelos		Del subcontratista y/o diseñador	
Parámetros	Unidad	Parámetros	Unidad
Cohesión	kN/m ² ó TN/m ²	Carga de Trabajo	kN ó TN
Angulo de fricción	Grados °	Profundidad del Bulbo de Anclaje	m
Peso Específico	Kn/m ³ ó TN/m ³	Diámetro del Bulbo	m
Clasificación SUCS	Tipo de Suelo, Compacidad, etc.	Longitud del Bulbo de Anclaje	m
Factor de Seguridad	1.5 - 2	Presión de Inyección	kg/cm ² o kN/m ²

Tabla I : Datos requeridos para la evaluación del diseño de Muros Anclados

- Del diseño elegido, tomemos una sección a analizar; para el ejemplo se elige la sección 1-1, correspondiente al Talud de la Calle Amador Merino de San Isidro, según muestra la figura:

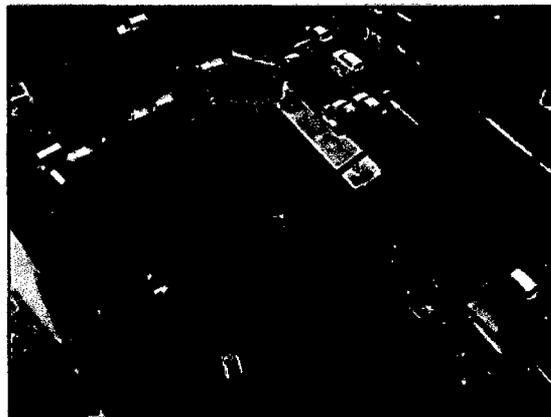


Fig. II : Sección 1-1, talud elegido para la evaluación del diseño

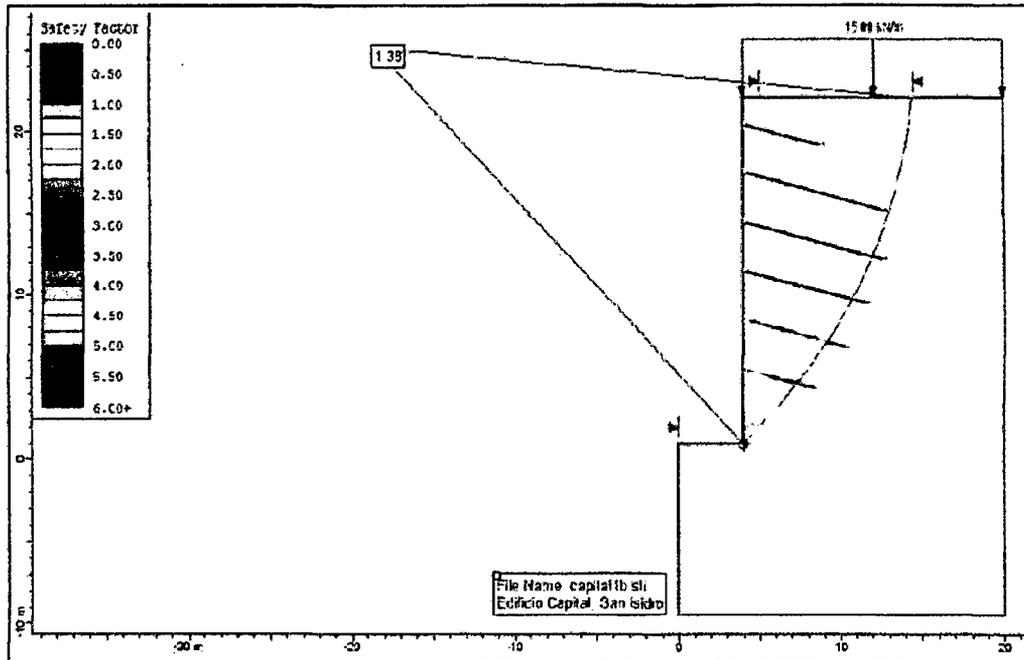


Fig. III : Análisis de Estabilidad de la Sección 1-1, talud elegido para la evaluación del diseño

ANCLAJES PROVISIONALES								
Modelo	Fila	L.L.	L.A.	L.E.	L.T.	N° Anclaje	Long. Total	Carga de Trabajo (Tn)
1-1	1	5.00	5.00	1.00	11.00	8.00	88.00	60.00
	2	9.00	5.00	1.00	15.00	8.00	120.00	60.00
	3	9.00	5.00	1.00	15.00	8.00	120.00	60.00
	4	8.00	5.00	1.00	14.00	8.00	112.00	60.00
	5	7.00	6.00	1.00	14.00	8.00	112.00	80.00
	6	5.00	6.00	1.00	12.00	8.00	96.00	80.00
TOTALES		—	—	—	—	48.00	648.00	—

Tabla II : Datos requeridos para la evaluación del diseño Fuente: Geotécnica

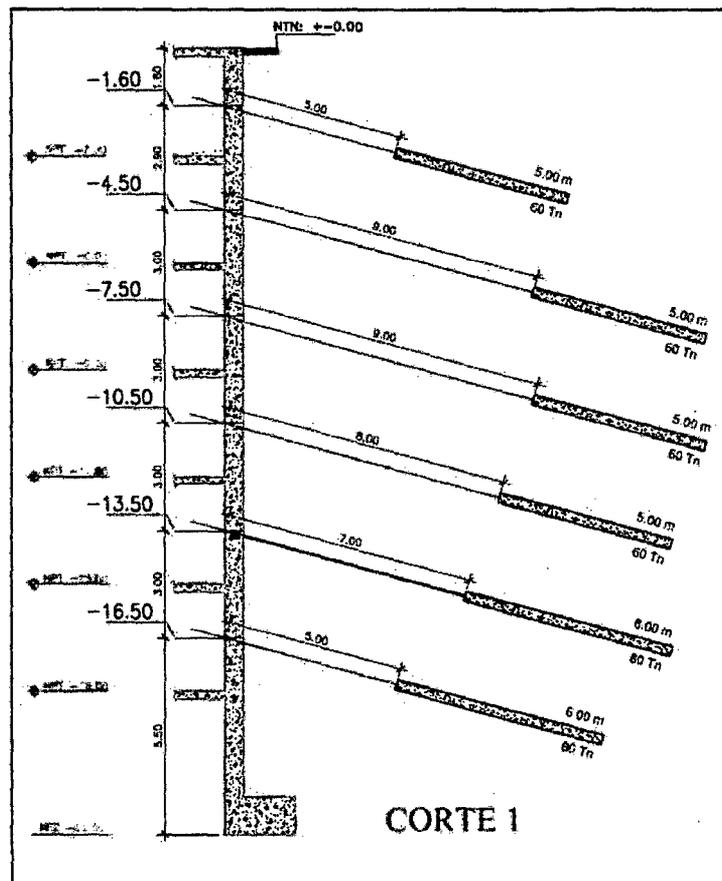


Fig. IV : Perfil Transversal del diseño de sostenimiento temporal Fuente: Geotécnica

4. Una vez elegida la sección se elige la línea de anclaje a analizar, tomemos como ejemplo la 6ta línea de Anclaje con sus respectivos datos, así como los datos del estudio de mecánica de suelos:

DATOS			
Del estudio de Mecánica de Suelos		Del subcontratista y/o diseñador	
Parámetros	Unidad	Parámetros	Unidad
Cohesión	40 kN/m ²	Carga de Trabajo	80 TN
Angulo de fricción	40°	Profundidad del Bulbo de Anclaje	17.5 m

Peso Específico	21 Kn/m3	Diámetro del Bulbo	0.11 m
Clasificación SUCS	Grava Arenosa Densa	Longitud del Bulbo de Anclaje	6 m
Factor de Seguridad	1.5 - 2	Presión de Inyección	10kg/cm2

Tabla III : Datos Reales para el caso de la sección 1-1 del edificio Capital en la 6ta línea de Anclajes

5. Luego de tener todos los parámetros necesarios para la evaluación, se procede a ingresar a la hoja de cálculo elaborada. Dentro de la Hoja de Cálculo se observan los datos de entrada de color naranja, así como datos de salida de color turquesa. Ingrese los datos para el ejemplo elegido:

CALCULO DE LA RESISTENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ANCLAJE			
DATOS DE ENTRADA			
COHESION	40 KN/m2	CARGA TRABAJO	80 TN
ANGULO DE FRICCION	40 °		
PESO ESPECIFICO DEL SUELO	21 KN/m3		
PROFUNDIDAD DEL BULBO DE ANCLAJE	17.5 m		
DIAMETRO BULBO DE ANCLAJE	0.11 m		

Fig. V : Pantalla de la hoja de cálculo mostrando los datos de entrada.

6. La presente Hoja de Cálculo hace la corroboración de la fuerza máxima que puede soportar la línea de Anclaje asociado con parámetros como su longitud anclada, parámetros del suelo, geometría. (Para mayor información ver *paper sobre Cálculo de resistencia de Anclaje*). Los cálculos elaborados están basados en los siguientes métodos:

- Norma Brasileira NBR 5629
- Bustamente y Doix 1985
- Método de Costa Nunes 1985
- Método de Ostermayer 1974

Para el cálculo mediante el *método de la NBR-5629*, los datos de entrada necesarios son la longitud de la parte anclada, de 6 m en el ejemplo, así como el coeficiente Kf, con un valor 3 para ejemplo, que para este último depende del tipo de suelo según la Tabla N° 1 de la Hoja de Cálculo:

Suelo	Compacidad		
	Suelta	compacta	Muy compacta
Limo	0.1	0.4	1
Arena Fina	0.2	0.6	1.5
Arena Media	0.5	1.2	2
gruesa y pedregones,	1	2	3

METODO DE LA NORMA BRASILEIRA NBR-5629			
Para suelos Granulares	$T_{max} = \sigma_z' U L_b K_f$		
Tmax	= Capacidad de carga límite o última		
σ_z'	= Esfuerzo vertical efectivo en el punto medio del anclaje		367.5 KN/m2
U	= Perímetro promedio de la sección transversal del bulbo del anclaje		0.35 m
Lb	= Longitud del bulbo del anclaje		6 m
Kf	= coeficiente de anclaje dado en la tabla 1		3
	Tmáx =	2285.98 KN	
	Tmáx =	233.03 TN	

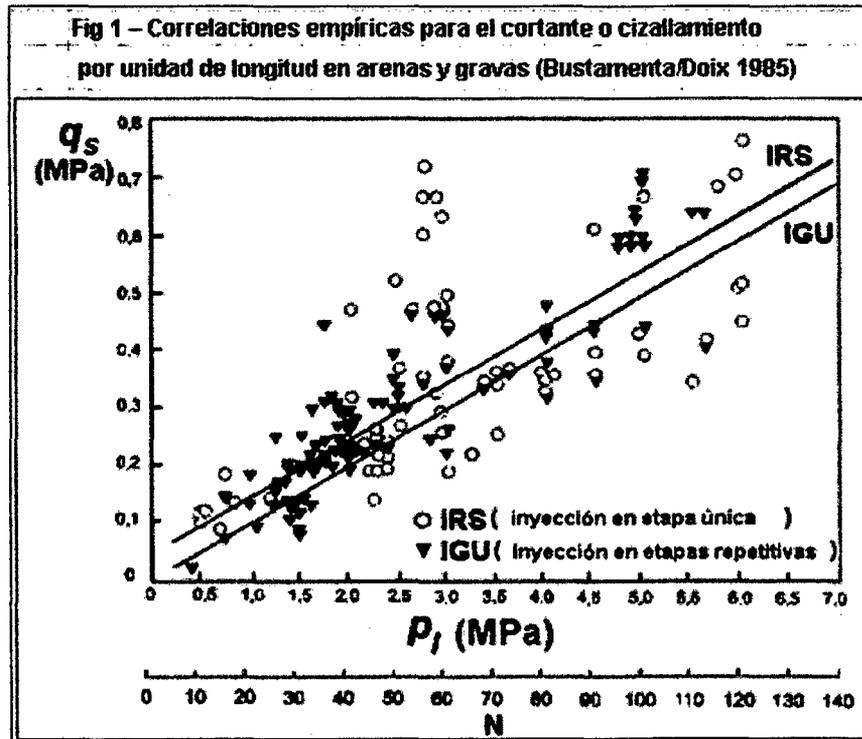
Fig. VI: Pantalla de la hoja de cálculo para el método de la NBR-5629

Finalmente la hoja de cálculo nos muestra las fuerzas tensoras máximas que se pueden desarrollar con los datos de entrada. Se muestra también una reducción de estas fuerzas tensoras máximas debido al factor de seguridad de diseño, para valor de de FS de 1.5 y 2. Se observa para el ejemplo que los valores de carga de trabajo son aceptables

Verificación FS=1.5 - 2			
80 TN	Ttrabajo	< (1/2) Tmáxima	116.51 TN
80 TN	Ttrabajo	< (2/3) Tmáxima	155.35 TN

Fig. VII: Verificación de las fuerzas tensoras de trabajo propuestas en el diseño

Para el cálculo mediante el *método de Bustamante y Doix 1985*, los datos de entrada necesarios son la longitud de la parte anclada, 6m, el diámetro perforado para el tramo anclado, 0.11m en el ejemplo, así como el coeficiente β , que es el coeficiente de aumento del diámetro del bulbo debido a la inyección, que para el caso del ejemplo toma un valor de 1.8 derivándose este valor del estudio de suelo y aplicando la Tabla N° 2 de la Hoja de Cálculo. El coeficiente q_s (resistencia cortante), para suelos gravo-arenosos toma valores altos entre el orden de 0.6-0.8 (MPa), para el ejemplo se toma un valor promedio de 0.7MPa.



Tipo de Suelo	Coeficiente β	
	Con reinyeccion	Sin reinyeccion
Grava	1.8	1.3 – 1.4
Grava arenosa	1.6 – 1.8	1.2 – 1.4
Arena con Grava	1.5 – 1.6	1.2 – 1.3
Arena gruesa	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Arena media	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Arena fina	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Arena Limosa	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Limo	1.4 – 1.6	1.1 – 1.2
Arcilla	1.8 – 2.0	1.2

METODO DE BUSTAMENTE Y DOIX 1985			
Para suelos	$T_{max} = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s$		$D_e = \beta \cdot D_p$
Tmax	= Capacidad de carga límite o última		
De	= Diámetro medio para el tramo anclado		0.20 m
Dp	= Diámetro perforado para el tramo anclado		0.11 m
Lb	= Longitud del tramo anclado		6 m
B	= Coeficiente de aumento del diámetro del bulbo debido a la inyección		1.8
qs	= Resistencia al cizallamiento o Cortante.		0.7 MPa
	Tmáx	=	2612.55 KN
	Tmáx	=	266.31 TN

Fig. VIII: Pantalla de la hoja de cálculo para el método de Bustamente y Doix 1985

Finalmente la hoja de cálculo nos muestra las fuerzas tensoras máximas que se pueden desarrollar con los datos de entrada. Se muestra también una reducción de estas fuerzas tensoras máximas debido al factor de seguridad de diseño, para valor de de FS de 1.5 y 2. Se observa para el ejemplo que los valores de carga de trabajo siguen siendo aceptables.

Para el cálculo mediante el *método de Costa Nunes*, los datos de entrada necesarios son la longitud de la parte anclada, 6m, el diámetro perforado para el tramo anclado, 0.11m en el ejemplo, así como el coeficiente de reducción por la

presión no uniforme ni, el coeficiente de aumento de diámetro nd por la presión de inyección, estos dos últimos coeficientes para la mayoría de los casos toman valores de 1, según Costa Nunes. Otro dato de entrada es la resistencia cortante τ que Costa Nunes, lo calcula mediante la siguiente expresión:

$\tau_f = c + (\sigma' + \sigma_r) \tan \phi$	759.52793 KN/m2
$\tau_f = c + (\gamma_c \cdot h \cdot n_h + \sigma_r) \tan \phi$	
c = cohesión del suelo	
γ_c = Peso Especifico del suelo a una profundidad al centro del bulbo	
h = profundidad al centro del bulbo.	
n_h = factor de corrección cuando esta a una superior a 9m	
ϕ = angulo de fricción interna	
σ_r = 50 por ciento de la presión de inyección	

Presión de Inyección: Grava de Lima - Datos: Geotécnica S.A.			
15 kg/cm2 - 30 kg/cm2			
1471	2942 KN/m2	Presión Iny.	10 kg/cm2
			Dato Subcontratista

Fig. IX: Pantalla de cálculo para resistencia cortante por el método de Bustamente y Doix

Esta resistencia cortante depende de los parámetros mostrados en la figura superior, así como además de la presión de inyección que es un dato que debe proporcionar el sub-contratista de los muros pantalla, en base a su experiencia, estos valores no deberán superar los 15 - 20 kg/cm2. Con estos datos se halla el el esfuerzo cortante que para el ejemplo nos da un valor de 759.53 KN/m2, este valor ingresa a la fórmula para el cálculo de la fuerza máxima con lo que obtenemos el cuadro final. Tomamos un diámetro medio de 0.16 aproximadamente.

Observación :

De acuerdo a Costa Nunes, en la mayoría de casos $n_h = n_b = n_d = 1$.

METODO DE COSTA NUNES 1987			
Para suelos	$T_{max} = \pi \cdot D_e \cdot n_d \cdot L_b \cdot n_l \cdot \tau$		
Tmax =	Capacidad de carga límite o última		
De =	Diámetro medio del bulbo		0.16 m
nd =	Coefficiente de aumento de diámetro debido a la presión de inyección		1 m
Lb =	Longitud del tramo anclado		6 m
nl =	Coefficiente de reducción de longitud por la presión no uniforme		1
τ =	Resistencia al cizallamiento en la interfase bulbo suelo.		759.53 KPa
	Tmáx =	2290.68 KN	
	Tmáx =	233.50 TN	
considerar nl =1 para longitudes hasta 8m Coeficiente de aumento del diámetro del bulbo debido a la inyección			

Verificación FS=1.5 - 2			
80 TN	Ttrabajo < (1/2) Tmáxima		116.75 TN
80 TN	Ttrabajo < (2/3) Tmáxima		155.67 TN

Fig. X: Pantalla de hoja de cálculo por el método de Costa Nunes

Se muestra también una reducción de estas fuerzas tensoras máximas debido al factor de seguridad de diseño; para valor de de FS de 1.5 y 2. Se observa para el ejemplo que los valores de carga de trabajo siguen siendo aceptables.

Para el cálculo mediante el *método de Ostermayer 1974*, los datos de entrada necesarios sólo son la longitud de la parte anclada, 6m, y el tipo de suelo, que para nuestro ejemplo es una grava. En base a ello determinamos Fuerzas Máximas de trabajo por anillos de anclaje.

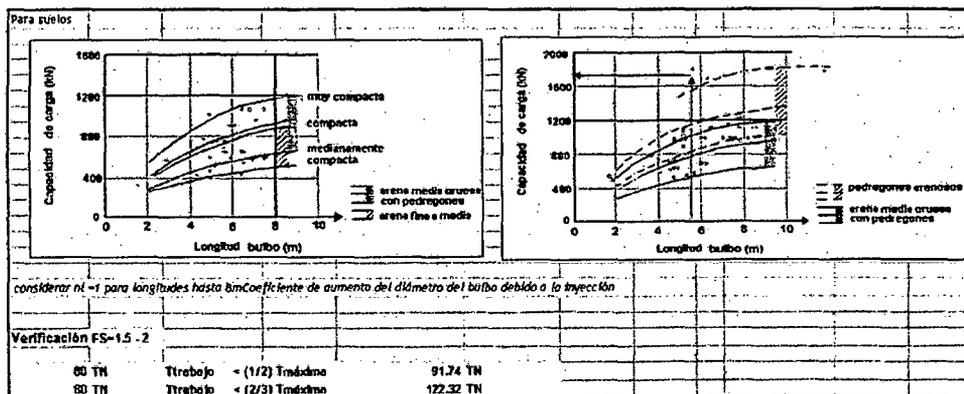


Fig. XI: Pantalla de hoja de cálculo por el método de Ostermayer

Elaborado por: Alfonso Armando Cerna Díaz

E-mail: acerna@iifc.com.pe

Cabe resaltar que el método de Ostermayer no se tomará en cuenta para el promedio de los valores de los métodos anteriores debido a que este método presenta correlaciones hechas para suelos granulares sin indicar los procedimientos de inyección ni los valores de presión de inyección. En la evaluación, sólo nos servirá como un valor referencial.

- Una vez que hallados todos los valores de cargas de trabajo máximas mediante los métodos descritos anteriormente se puede hacer un cuadro resumen de los métodos utilizados que se encuentra en la parte final de la hoja de cálculo, según:

CUADRO RESUMEN		
	Fuerza Máxima TON	
Método	FS = 1.5	FS = 2
NBR 5629	155.35	116.51
BUSTAMANTE Y DOIX	177.54	133.16
COSTA NUNES	155.67	116.75
Promedio	162.85	122.14

Fig.XI: Cuadro Resumen Final tomando 3 métodos, con una longitud anclada de 6m

- Los datos finales nos pueden servir para corroborar un diseño seguro del sostenimiento temporal, así como un diseño óptimo dado, que también se puede corroborar si es que con una longitud menor de la parte anclada por anillo sigue cumpliendo el diseño con los factores de seguridad asociados. Tomemos como ejemplo el mismo diseño, pero ahora con una longitud de parte anclada de 5m, 4m, y 3m.

Para una Longitud Anclada de 5 m:

CUADRO RESUMEN		
Método	Fuerza Máxima TON	
	FS = 1.5	FS = 2
NBR 5629	215.76	161.82
BUSTAMANTE Y DOIX	147.95	110.96
COSTA NUNES	129.72	97.29
Promedio	164.48	123.36

Fig.XI: Cuadro Resumen Final para una longitud anclada de 5m

Se observa que para esta longitud y bajo las fuerzas de trabajo de diseño, el sistema es estable dado que estas longitudes siguen siendo suficientes para transmitir estas fuerzas.

Para una Longitud Anclada de 4 m:

CUADRO RESUMEN		
Método	Fuerza Máxima TON	
	FS = 1.5	FS = 2
NBR 5629	172.61	129.46
BUSTAMANTE Y DOIX	118.36	88.77
COSTA NUNES	103.78	77.83
Promedio	131.58	98.69

Fig.XII: Cuadro Resumen Final para una longitud anclada de 4m

Se observa que para esta longitud y bajo las fuerzas de trabajo de diseño, el sistema es estable dado que estas longitudes siguen siendo suficientes para transmitir estas fuerzas.

Para una Longitud Anclada de 3 m:

CUADRO RESUMEN		
Método	Fuerza Máxima TON	
	FS = 1.5	FS = 2
NBR 5629	129.46	97.09
BUSTAMANTE Y DOIX	88.77	66.58
COSTA NUNES	77.83	58.38
Promedio	98.69	74.02

Fig.XIII: Cuadro Resumen Final para una longitud anclada de 3m

Se observa que para esta longitud y bajo las fuerzas de trabajo de diseño, el sistema se torna inestable para un factor de seguridad de 2 con lo que se puede afirmar que estas longitudes probablemente no serán suficientes para transmitir estas fuerzas.

Observación:

Si el diseño de los anclajes se hubiera tomado en cuenta en el último anillo una longitud de 4m, nos representaría un ahorro de 2m por paño, considerando que en el sexto nivel tenemos 9 paños, esto nos hubiera significado un ahorro de casi 20m de anclaje sólo en el talud analizado y sólo para el 6to anillo. Considerando un costo de perforación y material de 120 dólares por metro lineal, se puede ahorrar **2400 dólares**, sólo para este talud y para el nivel evaluado, así como la reducción de los tiempos asociados al proceso de perforación y derivados.

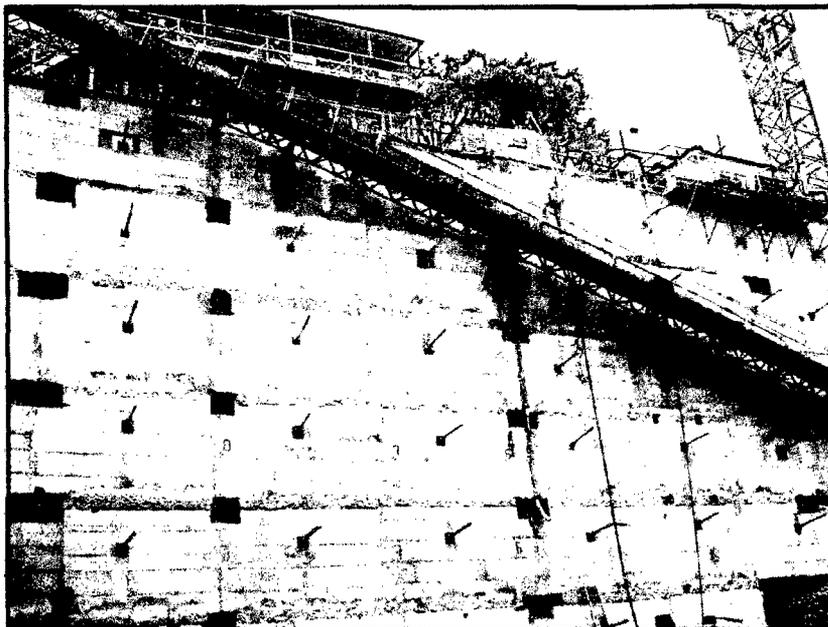


Fig.XIV: Muros Pantalla Edificio Capital

DATOS ADJUNTOS

Hoja de Cálculo:

Software : Microsoft Excel

Título Evaluación de Diseño de Anclajes:

Elaborado por : Alfonso Armando Cerna Díaz

Elaborado por: Alfonso Armando Cerna Díaz

E-mail: acerna@iific.com.pe