



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSTGRADO E INVESTIGACIÓN**

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO- ESTRUCTURAL DE TÚNELES POR MEDIO DE SIMULACIONES NUMÉRICAS

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL**

P R E S E N T A:

JOSÉ MANUEL DOMÍNGUEZ ESCUTIA

DIRECTOR: DR. NORBERTO DOMÍNGUEZ RAMÍREZ



MEXICO, D.F.

ENERO 2012



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

SIP-14

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F., siendo las 11:00 horas del día 04 del mes de enero del 2012 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A. – U. Z. para examinar la tesis titulada:

“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO-ESTRUCTURAL DE TÚNELES POR MEDIO DE SIMULACIONES NUMÉRICAS”

Presentada por el alumno:

Domínguez
Apellido paterno

Escutia
Apellido materno

José Manuel
Nombre(s)

Con registro:

B	0	7	1	7	7	3
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Después de intercambiar opiniones, los miembros de la Comisión manifestaron **APROBAR LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Director(a) de tesis

Dr. Norberto Domínguez Ramírez

Dr. Celestino Valle Molina

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez

Dr. Ernesto Pineda León

PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES

M. en C. Pino Durán Escamilla

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO E INVESTIGACIÓN

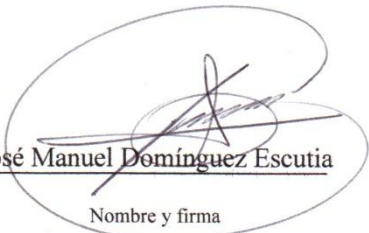


INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México, DF, el día 04 del mes enero del año 2012, el que suscribe José Manuel Domínguez Escutia, alumno del Programa de Maestría en Ingeniería Civil con número de registro B071773, adscrito a Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del Dr. Norberto Domínguez Ramírez y cede los derechos del trabajo intitulado **Evaluación del Comportamiento Mecánico-Estructural de Túneles por Medio de Simulaciones Numéricas**, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección escu001@hotmail.com. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.


José Manuel Domínguez Escutia

Nombre y firma

RESUMEN

Este trabajo de tesis muestra un procedimiento para realizar el análisis estructural de un túnel en suelos blandos mediante procedimiento numérico, contemplando la etapa de construcción y estabilización primaria bajo condiciones estáticas, simulando las técnicas más avanzadas de construcción con la ayuda de programas de computadora basados en el método de los elementos finitos. También se muestra una comparativa de los resultados obtenidos con resultados de métodos analíticos, mostrando ventajas y desventajas de cada técnica.

ABSTRACT

This thesis work shows a procedure to realize the structural analysis of a tunnel in soft grounds, by means of a numerical procedure, contemplating to the stages of construction and primary stabilization under static conditions, simulating the techniques but outposts of construction with the aid of programs of computer based on the method of the finite elements. Furthermore the thesis shows a result comparative obtained with analytical methods, indicating advantages and disadvantages of both.

CONTENIDO GENERAL

RESUMEN	iv
CONTENIDO GENERAL	v
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE IMAGENES	viii
NOTACIÓN	ix
I GENERALIDADES Y PLANTEAMIENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	1
I.1 Introducción	2
I.2 Objetivo	3
I.3 Alcances	4
I.4 Metas	4
I.5 Justificación	4
I.6 Estado del arte	5
I.6.1 Normatividad nacional e internacional aplicable	5
I.6.2 Métodos de análisis aplicables a túneles	5
II METODOLOGÍA Y MARCO TEÓRICO	11
II.1 Metodología	12
II.2 Generalidades del suelo en la Ciudad de México	15
II.2.1 Geología y morfología de la cuenca	15
II.2.2 Características del subsuelo	16
II.3 Técnicas y métodos para la construcción de túneles	23
III DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA	29
III.1 Información preliminar	30
III.2 Pre-proceso de modelo	33
III.2.1 Generalidades del modelado con elementos finitos	33
III.2.2 Leyes constitutivas	34
III.2.3 Malla de elementos finitos	36
III.3 Proceso de análisis para estabilidad de frente	64
III.4 Proceso de análisis para estabilidad de sección	72
III.5 Proceso de diseño estructural	78
IV EJEMPLO DE APLICACIÓN	80
IV.1 Información preliminar	81
IV.2 Pre-proceso de modelo	84
IV.3 Estabilidad de frente	85
IV.4 Estabilidad de sección	89
CONCLUSIONES	91
REFERENCIAS	92
ANEXOS	
1 Propiedades del subsuelo en el sitio de estudio para el ejemplo de aplicación	94
2 Artículo presentado en el congreso EURO: TUN 2009, Bochum, Alemania	97
3 Artículo presentado en el XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México	106
APÉNDICES	
A Modelo Mohr-Coulomb	124
B Formulación del método de elemento finito aplicado en el Plaxis	135
C Método simplificado de estabilidad de túneles	147
D Equilibrio del mecanismo de falla del frente del túnel del MSET	154

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.-Proceso del diseño de acuerdo con la Asociación Internacional de Túneles	6
Figura 2.- Medio elástico y condiciones iniciales isotropas-FE	7
Figura 3.- Medio elástico y condiciones iniciales anisotropas-FE	7
Figura 4.- Medio elasto-plástico con condiciones iniciales isotropas-FE	7
Figura 5.- Curvas esfuerzo –deformación de suelo y sostenimiento-MCC	8
Figura 6.- Fuerzas que intervienen en el MSET	8
Figura 7.- Modelo de túnel con el MRH	9
Figura 8.- Análisis de tensiones con el MEFR	9
Figura 9.- Modelo de túnel con el MED	10
Figura 10.-Malla y deformaciones de malla en un análisis mediante el MEF	10
Figura 11.- Metodología para diseño de túneles por medio del Método de Elementos Finitos	12
Figura 12.-Geología y morfología de la cuenca del valle de México	15
Figura 13.-Secciones geológicas de la cuenca	16
Figura 14.-Zonificación geotécnica de la Ciudad de México	17
Figura 15.-Secuencia pleistocénica debajo de la ciudad de México	18
Figura 16.-Corte estratigráfico en el centro de la Ciudad de México	19
Figura 17.-Sondeo que ilustra los estratos y variaciones de capa dura	20
Figura 18.-Variación de la resistencia al corte con el tiempo y cargas aplicadas	21
Figura 19.-Curvas de igual profundidad de los depósitos profundos	22
Figura 20.-Métodos y técnicas para construcción de túneles	23
Figura 21.-Partes del escudo EPB	25
Figura 22.-Comportamiento elastoplástico perfecto	35
Figura 23.-Superficie de falla Mohr-Coulomb	35
Figura 24.-Elementos semisólidos triangulares en deformación plana y sólido	36
Figura 25.-Elementos viga (para 2D) y placa (para 3D)	36
Figura 26.-Restricciones en los nodos de frontera	37
Figura 27.-Esquema en proceso de simulaciones para diferentes combinaciones	39
Figura 28.-Tamaño de elemento respecto al tamaño de región	40
Figura 29.-Ubicación de puntos nodales donde se obtuvieron resultados de desplazamientos	41
Figura 30.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F para modelos de prof. de túnel=12m	44
Figura 31.-Desplazamientos verticales en nodos del A al D para modelos de prof. de túnel=24m	44
Figura 32.-Desplazamientos verticales en nodos del A al D para modelos de prof. de túnel=36m	44
Figura 33.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F con J para modelos de prof. de túnel=12m	45
Figura 34.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F con J para modelos de prof. de túnel=24m	45
Figura 35.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F con J para modelos de prof. de túnel=36m	45
Figura 36.-Desplazamientos verticales en el nodo J para modelos de prof. de túnel=12m	46
Figura 37.-Desplazamientos verticales en el nodo J para modelos de prof. de túnel=24m	47
Figura 38.-Desplazamientos verticales en el nodo J para modelos de prof. de túnel=36m	47
Figura 39.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=4m, prof. de túnel=12m	48
Figura 40.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=4m, prof. de túnel=24m	48
Figura 41.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=4m, prof. de túnel=36m	48
Figura 42.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=8m, prof. de túnel=12m	49
Figura 43.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=8m, prof. de túnel=24m	49
Figura 44.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=8m, prof. de túnel=36m	49
Figura 45.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=12m, prof. de túnel=12m	50
Figura 46.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=12m, prof. de túnel=24m	50
Figura 47.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=12m, prof. de túnel=36m	50
Figura 48.-Desplazamientos totales 2D flechas, modelo ESP-P2-8-9	51
Figura 49.-Desplazamientos totales 2D sombras, modelo ESP-P2-8-9	52

Figura 50.-Esfuerzo cortante 2D, modelo ESP-P2-8-9	52
Figura 51.-Puntos plásticos del suelo 2D, modelo ESP-P2-8-9	53
Figura 52.-Esquema en proceso de simulaciones para combinaciones 3D de primer paso	54
Figura 53.-Ubicación de puntos nodales donde se obtuvieron resultados de desplazamientos 3D	55
Figura 54.-Desplazamientos en clave de túnel para comparativa entre anchos de región 3D.	57
Figura 55.-Desplazamientos en superficie posterior para comparativa entre anchos de región 3D	58
Figura 56.-Desplazamientos en superficie frontal para comparativa entre anchos de región 3D.	58
Figura 57.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel 3D. Todas combinaciones	59
Figura 58.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel 3D. Combinaciones coincidentes	59
Figura 59.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel 3D. Combinaciones no coincidentes	60
Figura 60.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje del túnel 3D. Diferentes H/D	61
Figura 61.-Desplazamientos totales 3D, modelo ESP-P2-8-9-44-3D	62
Figura 62.-Desplazamientos totales en una sección X-Y, modelo ESP-P2-8-9-44-3D	62
Figura 63.-Esfuerzos cortantes XY 3D, modelo ESP-P2-8-9-44-3D	63
Figura 64.-Esfuerzos cortantes ZY 3D, modelo ESP-P2-8-9-44-3D	63
Figura 65.-Teoría de falla del frente durante la excavación de un túnel	64
Figura 66.- Modelos para validar factor de seguridad 3D	66
Figura 67.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P1-8-9-3DX. PF=12 KN/m2	67
Figura 68.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P1-8-9-3DX. PF=8 KN/m2	68
Figura 69.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P2-8-9-3DX. PF=85 KN/m2	69
Figura 70.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P2-8-9-3DX. PF=100 KN/m2	70
Figura 71.-Curva característica del medio	74
Figura 72.-Ubicación de puntos de análisis para estabilidad de sección	75
Figura 73.- Curva presión-desplazamiento del suelo calculada con el MEF	76
Figura 74.- Curva presión (invertida)-desplazamiento del suelo calculada con el MEF	76
Figura 75.- Comparativa entre curva característica del suelo mediante MEF y analítico, punto A	77
Figura 76.- Comparativa entre curva característica del suelo mediante MEF y analítico, punto C	78
Figura 77.-Elementos mecánicos en el soporte del modelo EST-P2-8-9-3DX	79
Figura 78.-Trayectoria de túnel emisor oriente	81
Figura 79.-Ubicación de lumbrera L1TEO de análisis	82
Figura 80.-Sección transversal de túnel. Dimensionamiento	83
Figura 81.-Sección transversal de túnel. Dovelas y refuerzo secundario	83
Figura 82.-Puntos de plasticidad en el modelo con simulación sin presión de frente	85
Figura 83.-Puntos de plasticidad en el modelo con simulación, presión de frente=100KN/m2	86
Figura 84.-Esfuerzos totales con presión de frente 100 KN/m2	86
Figura 85.-Esfuerzos efectivos con presión de frente 100 KN/m2	87
Figura 86.-Desplazamiento total con presión de frente 100 KN/m2	87
Figura 87.-Desplazamiento dirección longitudinal con presión de frente 100 KN/m2	87
Figura 88.-Comparativa entre desplazamiento superficiales y a nivel de clave del túnel	88
Figura 89.- Desplazamiento dirección horizontal en sección de estabilidad	89
Figura 90.- Desplazamiento dirección vertical en sección de estabilidad	89
Figura 91.-Comparativa entre desplazamientos transversales	90
Figura 92.- Fuerzas axiales, cortantes y de momento flexionante aplicable en el soporte del túnel	90

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.-Túneles más largos del mundo (longitud >20 km según ITA-AITES)	3
Tabla 2.-Grados de libertad en elementos	37
Tabla 3.-Variables para cada combinación de modelo con profundidad de túnel=12m	39
Tabla 4.-Variables para cada combinación de modelo con profundidad de túnel=24m	40
Tabla 5.-Variables para cada combinación de modelo con profundidad de túnel=36m	40
Tabla 6.-Desplazamientos verticales en los nodos - prof. de túnel 12m	41
Tabla 7.-Desplazamientos verticales en los nodos - prof. de túnel 24m	42
Tabla 8.-Desplazamientos verticales en los nodos - prof. de túnel 36m	42
Tabla 9.-Datos de malla para cada modelo 2D – prof de túnel 12m	43
Tabla 10.-Datos de malla para cada modelo 2D – prof de túnel 24m	43
Tabla 11.-Datos de malla para cada modelo 2D – prof de túnel 36m	43
Tabla 12.-Variables para cada combinación de modelo en 3D	55
Tabla 13.-Desplazamientos verticales en los nodos de centro y clave de túnel 3D	56
Tabla 14.-Desplazamientos verticales en los nodos de superficie posterior 3D	56
Tabla 15.-Desplazamientos verticales en los nodos de superficie frontal 3D	56
Tabla 16.-Datos de malla para cada modelo 3D	57
Tabla 17.-Comparativa entre resultados 2D y 3D en un punto	58
Tabla 18.-Comparativa entre largo al frente y atrás del escudo en desplazamientos superficiales respecto al H/D	61
Tabla 19.-Datos de modelos para validar factor de seguridad 3D	65
Tabla 20.-Resultados de FS's para los métodos del MSET y MEF	66
Tabla 21.-Cálculos del MSET para túnel EST-P1-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=12 KN/m ²	67
Tabla 22.-Cálculos del MSET para túnel EST-P1-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=8 KN/m ²	68
Tabla 23.-Cálculos del MSET para túnel EST-P2-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=85 KN/m ²	69
Tabla 24.-Cálculos del MSET para túnel EST-P2-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=100 KN/m ²	70
Tabla 25.-Datos para cálculos de estabilidad de sección	73
Tabla 26.-Cálculo de cohesión ponderada para método analítico en estabilidad de sección	73
Tabla 27.-Resultados analíticos para el cálculo de la curva característica del suelo	77
Tabla 28.-Cálculo de presión de frente necesaria	85
Tabla 29.-Resultados de la simulación con presión de frente 100 KN/m ²	88
Tabla 30.-Resultados de la simulación en la sección de estabilidad	89

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1.- Túnel sin recubrimiento (minero)	2
Imagen 2.- Túnel con recubrimiento (vehicular)	2
Imagen 3.- TBM (Tunnel Boring Machine)	23
Imagen 4.- Hidroescudo	24
Imagen 5.- Escudo EPB (Earth Pressure Balanced)	25
Imagen 6.-Diagrama de presiones	26
Imagen 7.-Cámara de excavación (izq), tornillo sin fin y banda transportadora (centro), gatos hidráulicos (der)	26
Imagen 8.-Erector de dovelas (izq), Tren transportador de dovelas (der)	26
Imagen 9.-Transporte de dovelas (izq), colocación de primer dovela (der)	27
Imagen 10.-Colocación de segunda dovela (izq), detalle de una dovela (der)	27
Imagen 11.-Anillo de dovelas casi conformado (izq), colocación de última dovela (der)	27
Imagen 12.-Relleno de mortero en el espacio entre el anillo de dovelas y el suelo	28

NOTACIÓN

$\underline{B}$	Matriz de deformación de la interpolación
c	Cohesión
csp	Parámetro de rigidez actual
C_u, S_u	Fuerza de corte no drenada
$\underline{D}^e$	Material de matriz elástico representando la Ley de Hooke
e	Relación de vacío
E	Módulo de Young
E_{oed}	Módulo de Oedometro
f	Función Límite
$\underline{f}$	Vector de carga
g	Función potencial plástica
G	Módulo de corte
k	Permeabilidad
K^r	Función de disminución de permeabilidad
K	Módulo de volumen
K_0	Coeficiente de presión lateral de la tierra
$\underline{K}$	Matriz rígida
$\underline{\underline{K}}$	Matriz de flujo
$\underline{L}$	Operador diferencial
$\underline{\underline{L}}$	Matriz de unión
$\underline{M}$	Matriz de material rígido
$\underline{\underline{N}}$	Matriz con funciones de moldeado
m	Poder en relación de rigidez dependiente de esfuerzo
M	Pendiente de la línea en estado crítico en espacio p' - q
n	Porosidad
OCR	Relación de sobreconsolidación
p	Esfuerzo isotrópico o esfuerzo medio, Positivo para presión; negativo para tensión
	Presión de poro
$\underline{p}$	Vector de fuerzas de cuerpo
p_p	Esfuerzo isotrópico de preconsolidación, positivo para presión
POP	Presión pre sobrecarga
q	Esfuerzo de corte equivalente o esfuerzo deviatorico Descarga específica
$\underline{Q}$	Vector con descargas nodales
$\underline{r}$	Vector sin balance
$\underline{R}$	Matriz de permeabilidad
R_f	Relación de falla
t	Tiempo
$\underline{t}$	Tracciones límite
$\underline{\underline{u}}$	Vector con componentes de desplazamiento
$\underline{u}$	Vector de componentes de desplazamiento
$\underline{\underline{v}}$	Vector con desplazamientos nodales
V	Volumen
w	Factor peso
γ	Peso volumétrico
α_1	Ángulo de depresión
α_2	Dirección de depresión
Δ	Incremento
$\underline{\underline{\epsilon}}$	Vector con componentes Cartesianos de tensión, componentes normales

	positivos para extensión; negativos para compresión
	Vector con componentes de deformación
ε_v	Tensión volumétrica
k	Índice de absorción de Cam-Clay
k^*	Índice modificado de absorción
λ	Multiplicador plástico
λ	Índice de compresión de Cam-Clay
λ^*	Índice de compresión modificado
μ^*	Índice de fluencia modificado
ν	Relación de Poisson
$\xi\eta\zeta$	Coordenadas locales
$\underline{\sigma}$	Vector con componentes Cartesianos de esfuerzo, componentes normales positivos para tensión; negativos para presión
	Vector con componentes de esfuerzo
σ_p	Esfuerzo vertical de preconsolidación, negativo para presión
ϕ	Ángulo de fricción
ψ	Ángulo de di
Φ	Cabeza de agua subterránea
ω	Constante de integración (explícito: $\omega = 0$, implícito: $\omega = 1$)

CAPÍTULO

I

Generalidades y Planteamientos de la Investigación



I GENERALIDADES Y PLANTEAMIENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

I.1 INTRODUCCIÓN

Un túnel es una obra construida debajo de la tierra o del agua, de carácter lineal, que sirve para unir de manera directa dos puntos.

Las funciones para las cuales un túnel es construido son:

- Transporte
 - Personas y bienes
 - Carreteras y autopistas
 - Líneas férreas
 - Pasos peatonales
 - Agua
 - Canales y riego
 - Agua potable y alcantarillado
 - Generación eléctrica
 - Cables y servicios
- Industria y comercio
 - Estacionamientos vehiculares
 - Almacenes de petróleo
 - Casa de maquinas hidroeléctricas
 - Disposición de residuos peligrosos
- Otros
 - Resguardos militares
 - Minería

Además, para su planeación, se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Función
- Geometría
- Geotécnia
- Elementos de refuerzo
- Métodos constructivos
- Equipamiento

Como refuerzo, un túnel puede ser recubierto con soportes inmediatos o permanentes. Los soportes inmediatos se emplean para controlar deformaciones al término de la excavación y los soportes permanentes se aplican para deformaciones a largo plazo y en algunos casos por su uso.



Imagen 1.- Túnel sin recubrimiento (minero)



Imagen 2.- Túnel con recubrimiento (vehicular)

Los tipos de soporte comúnmente usados para la construcción de túneles son:

- Soporte inmediato (SI)
 - Nervadura de arco
 - Pernos
 - Concreto lanzado
 - Armaduras
- Soporte permanente (SP)
 - Concreto colado en sitio
 - Concreto lanzado
 - Anclas metálicas
 - Dovelas

La historia conocida de los túneles se remonta desde el año 4.000 a.c., donde los babilónicos realizaban los primeros túneles con fines de transporte bajo el río Éufrates, para conectar palacios y para la conducción de agua. Durante la declinación de la edad media los túneles solo tuvieron fines militares, y desde entonces hasta la actualidad, se ha desarrollado una gran tecnología (sobre todo en los países de Europa) para el diseño y construcción de los mismos, básicamente aplicado al transporte.

En los países desarrollados, la ingeniería ha logrado que los túneles tengan cada día mayores longitudes y desafíos, tal como los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 1.-Túneles más largos del mundo (longitud >20 km según el ITA-AITES)					
Nombre	Localización	País	Long. (m)	Tipo	Finalización
Túnel de base San Gotardo	Alpes		57.072	Ferrocarril	2015 (*)
Túnel Seikan	Tsugaru Strait		53.850	Ferrocarril	1988
Eurotúnel	Canal de la Mancha		49.940	Ferrocarril	1994
Lötschberg Base Tunnel			34.577	Ferrocarril	2007
Túnel de Guadarrama	Sierra de Guadarrama		28.377	Ferrocarril	2007
Hakkoda Tunnel	Hakkoda Mountains		26.455	Ferrocarril	2010 (*)
Iwate-Ichinohe Tunnel			25.810	Ferrocarril	2002
Túnel de Pajares	Sistema Cantábrico		24.667	Ferrocarril	2011 (*)
Túnel de Lærdal	Laerdal - Aurland		24.510	Carretera	2000
Îyama	Hokuriko		22.225	Ferrocarril	2013 (*)
Daishimizu Tunnel	Mikuni Mountain Range		22.221	Ferrocarril	1982
Wushaoling Tunnel	Wuwei		21.050	Ferrocarril	2006

En México, el desarrollo de ingeniería en túneles está retomando su camino con la construcción de la línea 12 del metro y el túnel emisor oriente, cuyas longitudes entre ambos es mayor a los 80 km. Dichos túneles están alojados en su mayor parte dentro de suelos compresibles de la zona del lago de la Ciudad de México y se están construyendo con una nueva generación de maquinas tuneladoras denominadas EPB Earth Pressure Balanced (Empuje de Presión Balanceada), las cuales representan el mecanismo de tuneleo más avanzado hasta estos tiempos para este tipo de suelos.

I.2 OBJETIVO

Desarrollar una metodología para evaluar la estabilidad y el comportamiento mecánico de túneles, basada en simulaciones numéricas por medio del método de elementos finitos.

I.3 ALCANCES

Realizar la metodología y un ejemplo de aplicación, incluyendo los siguientes aspectos:

- Geometría
 - Circular
- Suelo:
 - Isótropo y homogéneo
 - Estratificado
- Refuerzo estructural:
 - Concreto
- Escenarios
 - Durante el proceso de excavación
- Modelo
 - Elastoplástico

El presente trabajo no considera los efectos por presión de poro, consolidación, fricción, impacto, vibración, fuego, sismo y explosión.

I.4 METAS

- Establecer los datos necesarios para realizar el análisis numérico.
- Establecer las características del modelo de análisis.
- Hacer un procedimiento de análisis que contemple la construcción con EPB.
- Hacer simulaciones en computadora mediante programas comerciales especializados.
- Aplicar la metodología a un problema real.

I.5 JUSTIFICACIÓN

En México no se cuenta con un reglamento para la estabilidad de túneles que rija los aspectos de análisis, diseño y construcción de los mismos bajo condiciones estáticas o sísmicas y para suelo blando típico de la Ciudad de México. Además, para realizar el análisis de este tipo de estructura, debemos utilizar un programa de cómputo extranjero especializado de un costo elevado y por ello de difícil acceso, y que, sin los conocimientos necesarios de la teoría, podemos caer en errores de conceptos, que nos pueden llevar a malos cálculos y probable pérdidas económicas o humanas durante la construcción o servicio del mismo.

Por lo anterior, este trabajo de tesis muestra un procedimiento numérico con la firme intención de ser un punto de partida para presentar una metodología completa que de facilidad y uniformidad de criterio al estructurista para el análisis y diseño de túneles nuevos en el país.

I.6 ESTADO DEL ARTE

I.6.1 NORMATIVIDAD NACIONAL E INTERNACIONAL APLICABLE

Dadas las características especiales del tipo de obra y de la particularidad del suelo en la Ciudad de México, dos son las normatividades a las que podemos hacer referencia, para que de manera práctica, el ingeniero proyectista pueda realizar el análisis y diseño de este tipo de estructuras, el Manual de diseño por sismo (2008) emitido por la Comisión Federal de Electricidad y las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), que, aunque ninguno de los dos se enfoca a túneles en suelo blando, tienen conceptos aplicables. Al no haber una normatividad nacional aplicada a túneles, puede aplicar la implementada por la ITA (International Tunnelling Association) que es una organización internacional de túneles o los manuales de diseño en túneles de la COVITUR que son indicaciones obtenidas por la experiencia.

Manual de diseño por sismo de CFE

Este Manual está enfocado principalmente a edificios, péndulos invertidos, muros de retención, puentes, tuberías y presas, sin embargo, podemos rescatar (con respeto al diseño de túneles) el capítulo 1 referente a clasificación de terrenos de cimentación, en el cual se nos indica como considerar los aspectos dinámicos de un suelo desde la base rígida hasta la superficie, mostrando el procedimiento para tomar en cuenta una estratigrafía completa o un estrato equivalente en donde ambas den respuestas dinámicas similares, así también, se pueden calcular el número de periodos del suelo en la estratigrafía equivalente. También hace hincapié en el cálculo de la amplificación por efectos locales y la microzonificación sísmica. La incompatibilidad de este Manual con el suelo de la Ciudad de México, estriba en que aquí se indica una profundidad de base rígida hasta que se haya alcanzado una velocidad de onda de cortante igual o mayor a 700 m/s o un módulo de rigidez al cortante igual o mayor a 833 MPa, cosa que en la zona de lago de la Ciudad de México, ese valor se encuentra a valores tan profundos, que se vuelve no factible un estudio de mecánica de suelos hasta esa profundidad.

Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2004

Las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo especifican en su capítulo 10 que solo son aplicables sus especificaciones, para edificios, tanques, péndulos invertidos, chimeneas y muros de contención, y que para otro tipo de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados siempre y cuando sean congruentes con dichas normas, sin mencionar el diseño de túneles y por ende, ningún método de análisis para este tipo de estructuras. Sin embargo, las Normas llenan un vacío que el Manual de CFE tiene para el suelo de la Ciudad de México, que es la profundidad de base rígida, la cual es especificada hasta la parte superior de los depósitos profundos y es posible definirla de acuerdo a la ubicación del sitio mediante la figura que muestra la profundidad H_s ; así también, estas Normas indican una formulación para poder calcular el periodo fundamental de una estratigrafía equivalente.

International Tunnelling Association (ITA)

Fundada en 1974 por la iniciativa de 97 países, esta asociación internacional tiene por objetivos asegurar el uso del subsuelo para beneficio de la población en general de manera sustentable con el ambiente y promover avances en planeación, diseño, construcción, mantenimiento y seguridad de los túneles a través de estudios e investigaciones. Ofrece manuales para diseño y técnicas de construcción modernas, así como a la administración y operación de equipos. Se podrían utilizar algunas técnicas adecuándolas a las características del suelo mexicano, pues la asociación no la considera por enfocarse básicamente a suelos duros (rocas).

I.6.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS APLICABLES A TÚNELES

De acuerdo a la ITA, el proceso de diseño general de obras subterráneas es propuesto de acuerdo a la siguiente figura:

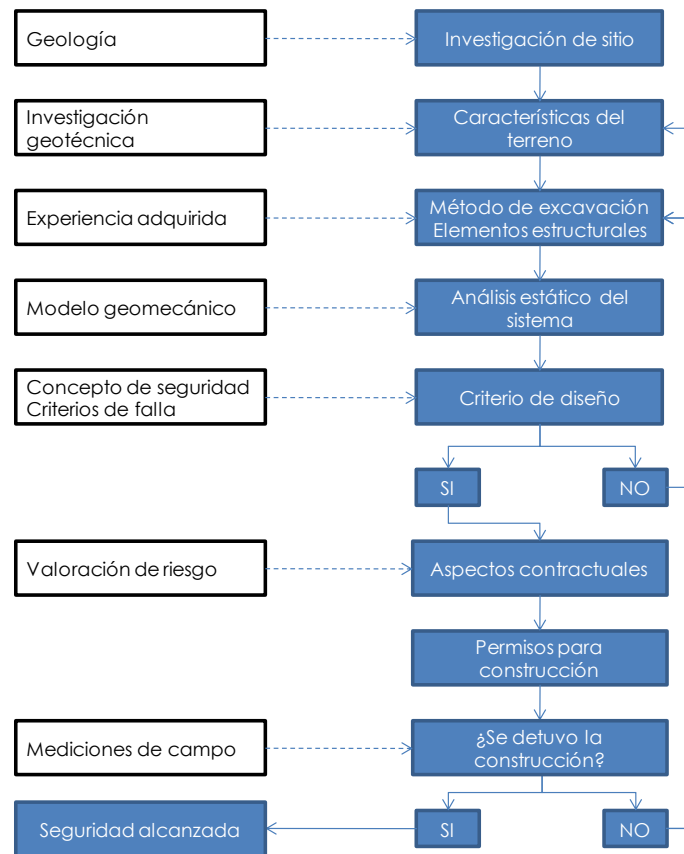


Figura 1.-Proceso del diseño de acuerdo con la Asociación Internacional de Túneles

Con respecto al análisis de modelos, los problemas de excavación en túneles son de índole tridimensional, incluso podrían considerarse problemas de cuarta dimensión si se involucra el factor tiempo; sin embargo, se pueden considerar algunas simplificaciones con el fin de realizar análisis bidimensionales que dan resultados de esfuerzo y deformación muy aproximados a los tridimensionales.

Al igual que en el resto de las aplicaciones de la Mecánica de Suelos y de las Rocas, en el cálculo de túneles se efectúan una serie de simplificaciones que hacen que el análisis sea siempre aproximado. Existen varios métodos de análisis con diversos grados de simplificación y, por lo tanto, con diversos grados de exactitud y también de facilidad de manejo. Algunos de los métodos de análisis más usados actualmente para el cálculo de túneles son los siguientes:

➤ Analíticos

- Formulación elástica
- Método de las curvas características
- Mecanismo simplificado de estabilidad de túneles

➤ Numéricos

- Método de las reacciones hiperestáticas
- Método de las diferencias finitas
- Método de los elementos de frontera
- Método de los elementos discretos
- **Método de los elementos finitos**

Los analíticos son los basados en el empleo de expresiones obtenidas de la teoría de la Elasticidad aplicada al terreno. Los métodos numéricos se basan en dividir el terreno y/o el revestimiento del túnel en una serie de elementos, tan pequeños como exactos queramos que sea el cálculo, y aplicar en ellos las leyes constitutivas.

Formulación elástica (FE).- Las expresiones de la Teoría de la Elasticidad, que son un sistema de ecuaciones en derivadas parciales, se aplican al caso de los túneles haciendo una serie de hipótesis simplificadoras:

- El túnel se supone de forma circular y sin revestir.
- El terreno se supone indefinido, homogéneo e isótropo.
- Se analiza un problema bidimensional en deformación plana.

Con estas hipótesis las ecuaciones son integrables analíticamente. El alcance de este método es muy limitado ya que las hipótesis simplificadoras son tan severas que no se ajustan prácticamente a ningún caso real.

En las siguientes figuras se muestran resultados para los tres casos más habituales:

$$\sigma_t = \sigma^0 \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) \quad U_r = -\frac{1+\nu}{E} \sigma^0 \frac{R^2}{r^2} \quad \sigma_r = \sigma^0 \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right)$$

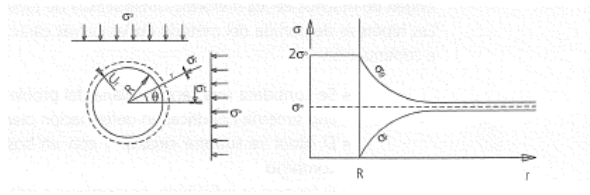


Figura 2.- Medio elástico y condiciones iniciales isotropas-FE

$$\begin{aligned} \sigma_r &= 0.5(\sigma_1^0 + \sigma_2^0)(1 + a^2) + 0.5(\sigma_1^0 + \sigma_2^0)(1 + 3a^4) \cos 2\theta \\ \sigma_t &= 0.5(\sigma_1^0 + \sigma_2^0)(1 - a^2) - 0.5(\sigma_1^0 + \sigma_2^0)(1 + 3a^4 - 4a^2) \cos 2\theta \\ \tau_{rt} &= 0.5(\sigma_1^0 - \sigma_2^0)(1 - 3a^4 + 2a^2) \sin 2\theta \end{aligned}$$

siendo $\alpha = R/r$

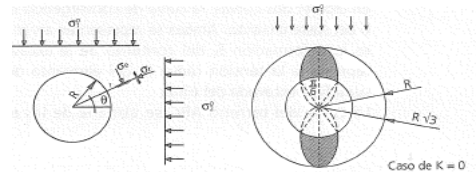


Figura 3.- Medio elástico y condiciones iniciales anisotropas-FE

$$r_p = R \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{\sigma^0 (k_p - 1) + R_c}{R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad \text{siendo } k_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

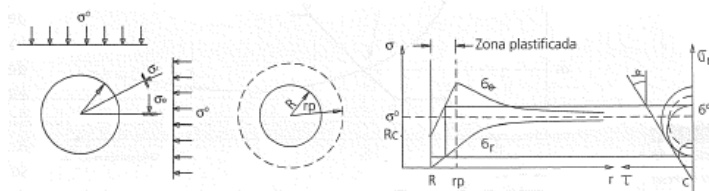


Figura 4.- Medio elasto-plástico con condiciones iniciales isotropas-FE

Método de las curvas características (MCC).- Este método permite analizar el comportamiento tenso-deformacional de la superficie excavada así como del sostenimiento aplicado a la misma. Es un método simple y fácil de usar, pero que también presenta tantas hipótesis simplificadoras, que su utilidad es más bien relativa. Las hipótesis de partida del método de las curvas características son:

- Se considera una sección plana del problema, supuesto un comportamiento con simetría cilíndrica, en deformación plana.
- El túnel se supone circular y con un sostenimiento colocado en todo su contorno.
- El terreno es indefinido, homogéneo e isótropo.
- El estado de tensiones inicial es también isótropo, con una tensión inicial.
- Para el terreno es válido alguno de los siguientes criterios de rotura: elástico, elastoplástico perfecto, elastoplástico frágil y medio puramente cohesivo.
- Para el sostenimiento son válidos todos o alguno de los siguientes elementos: concreto, acero, anclaje, etc.

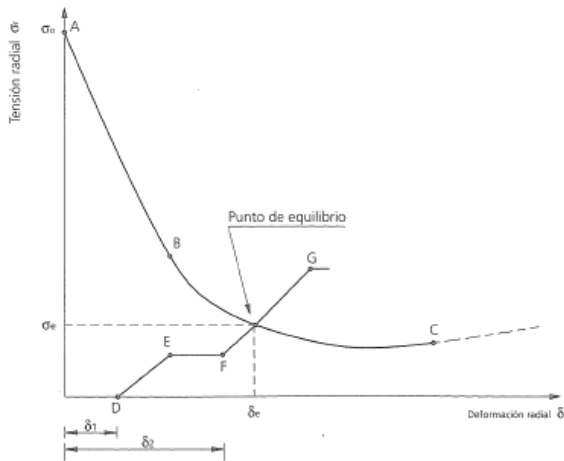


Figura 5.- Curvas esfuerzo-deformación de suelo y sostenimiento-MCC

El sistema consiste en intersectar dos curvas esfuerzo-deformación: la curva del terreno y la curva de sostenimiento. Ambas se representan en el mismo diagrama, donde el eje horizontal es la deformación y el eje vertical representa la tensión radial en el contorno de la superficie excavada del túnel.

Mecanismo simplificado de estabilidad de túneles (MSET).- Este método de análisis verifica la estabilidad de frente de un túnel, considerando que al realizar la excavación, se crean tres prismas de deformación con diferentes patrones. Un prisma de suelo que cae verticalmente sobre un área excavada no confinada, sin sufrir deformaciones importantes, como si fuera cuerpo rígido. Otro prisma triangular que tiene deformaciones horizontales y verticales justo al frente del escudo o frente de excavación y el último prisma, rectangular sobre el anterior, el cual se deforma verticalmente.

Al final se calcula un factor de seguridad de frente, el cual resulta de dividir los momentos generados por las fuerzas actuantes entre los momentos generados por las fuerzas resistentes; este factor debe ser por lo menos mayor de 2 si se desean solo deformaciones elásticas en el suelo, o de 1.6 si se permiten deformaciones plásticas, tomando en cuenta que la deformación superficial será mayor.

Este tema será desarrollado más ampliamente en el apéndice C y D, tomando en cuenta que será el método contra el que se compare el de los Elementos Finitos.

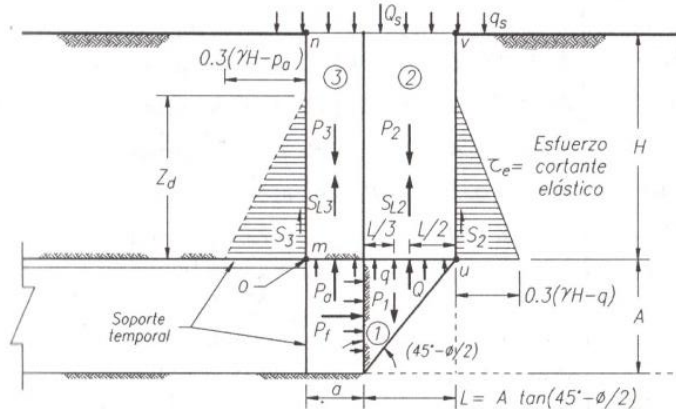


Figura 6.- Fuerzas que intervienen en el MSET

Método de las reacciones hiperestáticas (MRH).- Este método numérico consiste en modelar una sección plana del sostenimiento del túnel mediante una serie de elementos lineales o barras. Los nodos tienen tres grados de libertad: movimiento X e Y y giro Z, lo que permite obtener fuerzas axiales, cortantes y momentos en las barras. El terreno, se representa mediante resortes que, por un lado, conectan con los nodos del sostenimiento y, por otro, están totalmente empotrados. Los resortes simulan la reacción pasiva que ejerce el terreno sobre el sostenimiento cuando éste trata de desplazarse hacia él. La carga activa que ejerce la roca sobre el revestimiento se modela mediante unas fuerzas actuando sobre los nodos del mismo.

El valor de la carga ha de suponerse, y es aquí donde radica la inexactitud del método.

La simplificación básica que se adopta es que no se considera al terreno, sino que sustituye éste por unas fuerzas y por unos resortes que tratan de reproducir su acción.

Los resultados obtenidos son: la deformada del revestimiento, los axiales, cortantes y momentos para dimensionar el soporte.

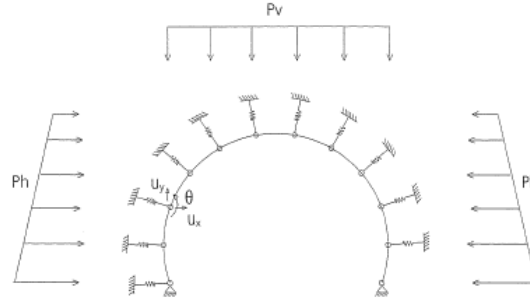


Figura 7.- Modelo de túnel con el MRH

Método de las diferencias finitas (MDF).- Consiste básicamente en dividir el terreno en una serie de incrementos según X y según Y. Las ecuaciones de la Elasticidad se aplican al modelo, pero sustituyendo las derivadas parciales según X e Y por los correspondientes cocientes incrementales, con lo que se transforma el sistema de ecuaciones diferenciales que define el problema, en un sistema de ecuaciones algebraicas lineales.

Existen formulaciones explícitas e implícitas. Las primeras dan directamente las tensiones en cada punto partiendo de las zonas de tensión o movimiento conocido: los contornos; en las formulaciones implícitas se llega a un sistema de ecuaciones que es necesario resolver. En este caso es necesario efectuar iteraciones hasta ajustar todos los resultados del contorno a las condiciones iniciales dadas.

El Método de Diferencias Finitas únicamente puede modelar el terreno, aunque se puede combinar con el MEF introduciendo elementos lineales o barras que simulan el comportamiento del sostenimiento.

Método de los elementos de frontera (MEFR).- Este método se basa en discretizar el contorno de la excavación del túnel mediante unos elementos lineales, mientras que el terreno se supone elástico, homogéneo e isótropo. En cualquier punto del continuo se pueden calcular los movimientos y las tensiones inducidas por la excavación como sumatoria de las producidas por cada uno de los elementos lineales que forman el contorno del túnel, cuya expresión analítica es conocida.

En "Underground Excavations in Rock" de Hoek and Brown, se muestra el cálculo mediante este método, así como unos gráficos de distribución de tensiones en torno a excavaciones de diversas formas y con diversas condiciones tensionales iniciales. Se han desarrollado también formulaciones no explícitas, que permiten combinar este método con el MEF. En tal caso, el contorno del túnel, el sostenimiento y la zona de roca más cercana a la excavación se simula mediante Elementos Finitos, mientras que la roca más alejada, dado que se mantendrá en régimen elástico, se modela mediante elementos de contorno.

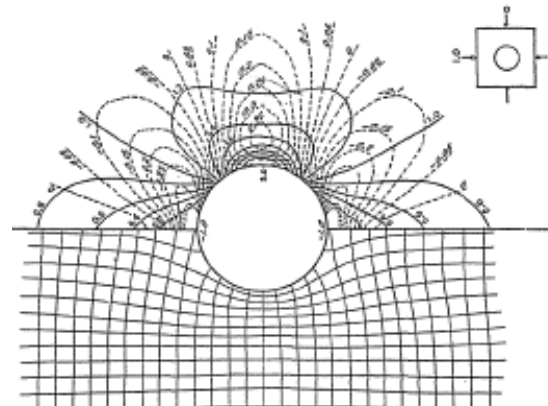


Figura 8.- Análisis de tensiones con el MEFR

Método de los elementos discretos (MED).- En este método, se modela el terreno por medio de unos bloques que están en contacto unos con otros. Es un método que sólo modela adecuadamente los terrenos formados por roca de buena calidad con familias de juntas bien definidas.

Estos bloques se supone que representan al macizo rocoso roto por las diversas familias de diaclasas. Las ecuaciones se plantean en el movimiento de cada bloque, pudiendo éstos ser rígidos o deformables. Se resuelve para cada pequeño incremento de tiempo, obteniéndose desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

El parámetro fundamental en este método es la resistencia al esfuerzo cortante de las diaclasas, que viene dado por la cohesión y el ángulo de rozamiento de la junta.

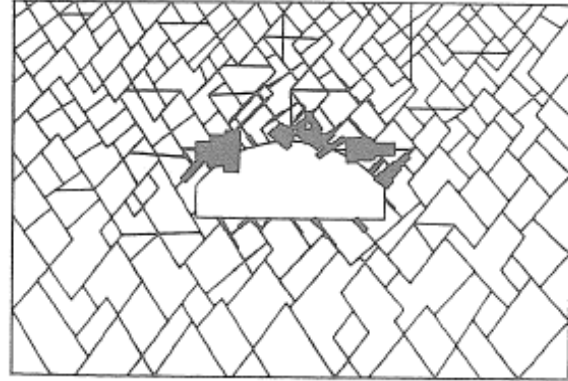


Figura 9.- Modelo de túnel con el MED

Método de los elementos finitos (MEF).- La técnica modela o sustituye al medio a analizar mediante una asociación de zonas pequeñas con geometría regular conocidas con el nombre de elementos. Los elementos están interconectados entre sí mediante puntos nodales que usualmente se encuentran ubicados en sus esquinas o entre las mismas. Cada uno de los elementos es finito, es decir, geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad. A esta asociación de elementos comúnmente se le llama malla de elementos finitos.

Asimismo, a cada elemento que conforma la malla se le asocia una relación de esfuerzo-deformación acorde con el comportamiento real del medio. Esta relación está descrita por una ley constitutiva del suelo o macizo rocoso según el caso.

En la presente metodología, utilizaremos el MEF por sus siguientes características:

- El modelo puede ajustarse a la realidad tanto como se desee: es posible calcular túneles de cualquier forma y con cualquier revestimiento.
- Pueden efectuarse cálculos tridimensionales o bien cálculos simplificados bidimensionales.
- Se pueden considerar las fases constructivas de que consta el proceso de excavación del túnel.
- Para el terreno existen gran variedad de comportamientos y de criterios de rotura. Asimismo, pueden modelarse terrenos anisótropos y no homogéneos.
- Pueden tenerse en cuenta las orientaciones reales de las diaclasas de la roca con respecto al túnel.

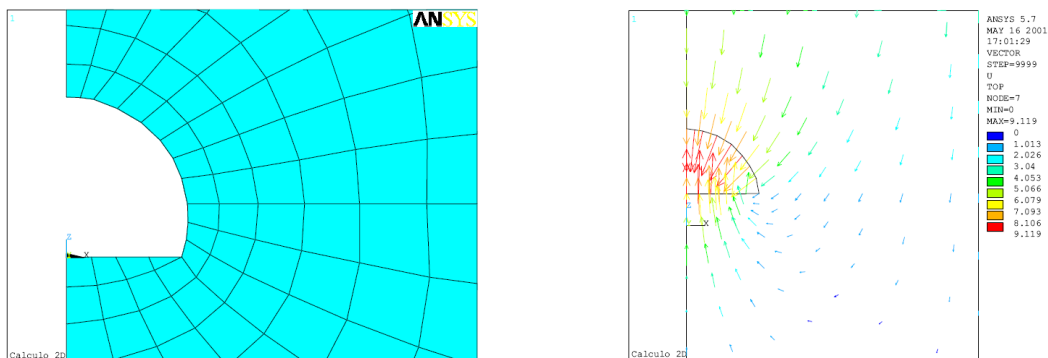


Figura 10.-Malla y deformaciones de malla en un análisis mediante el MEF

CAPÍTULO

II

Metodología y Marco Teórico



II METODOLOGÍA Y MARCO TEÓRICO

II.1 METODOLOGÍA

La presente tesis propone una metodología para diseñar túneles en la etapa de construcción (con tuneladora EPB), por medio de simulaciones numéricas utilizando el Método de los Elementos Finitos. La metodología se divide en 5 etapas (una de información, otra de pre-proceso y tres de procesos), las cuales a su vez tienen procedimientos. La metodología completa se muestra en la siguiente figura:

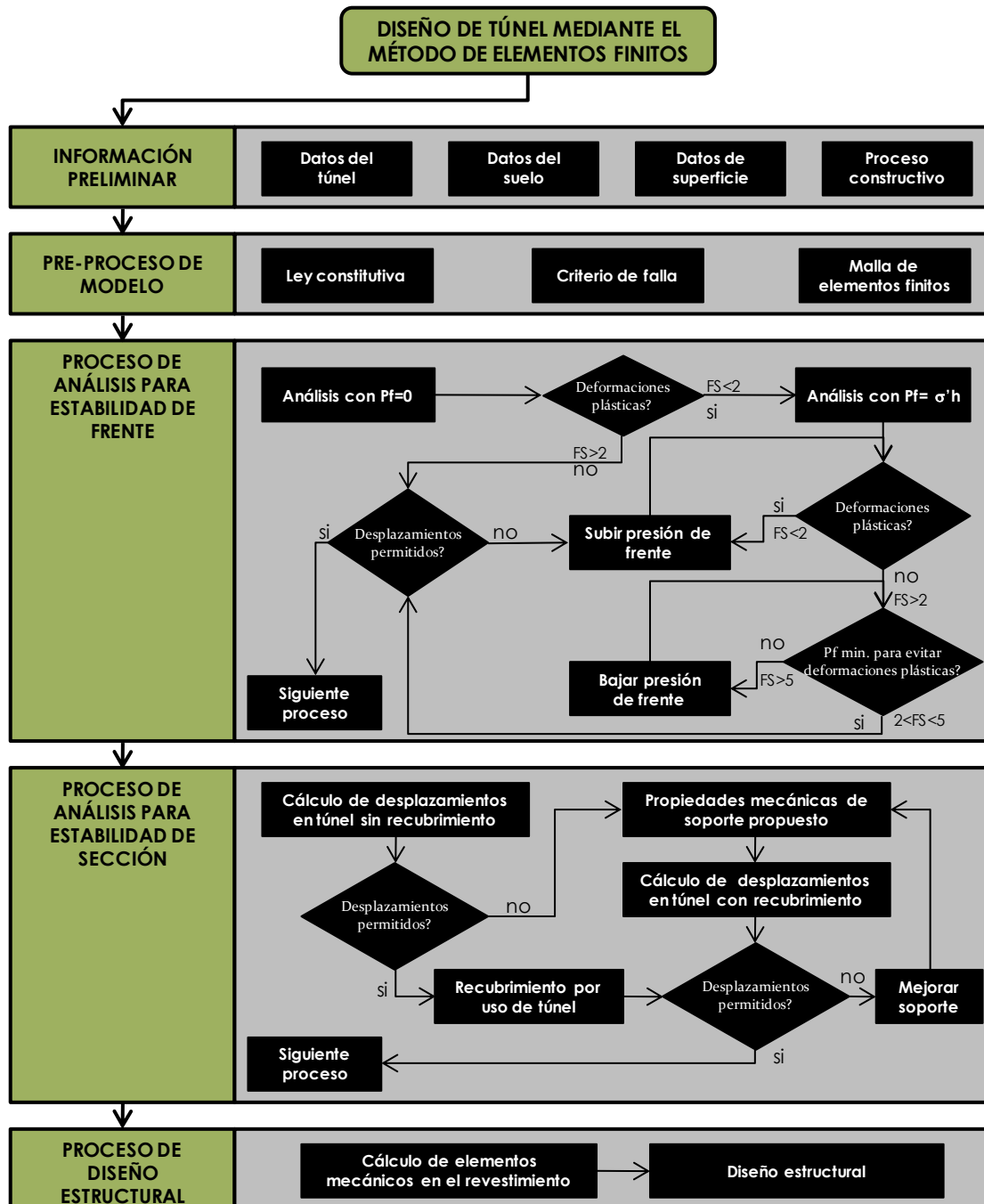


Figura 11.-Metodología para diseño de túneles por medio del Método de Elementos Finitos

La metodología está concebida para realizar el análisis de la estabilidad de un túnel de dovelas de concreto en el suelo blando de la Ciudad de México, con el método de los elementos finitos utilizando un programa de computadora, en este caso el programa de computadora Plaxis V.8 para análisis bidimensionales y Plaxis 3D V1.2 para análisis tridimensionales; pero en general, el procedimiento está planteado para realizar las simulaciones en cualquier otro programa que maneje el método de los elementos finitos y que cuente con los modelos y herramientas similares o equivalentes, lo anterior para que cualquier ingeniero pueda realizar los análisis con el programa disponible similar.

Brevemente se describen los conceptos de cada uno de las etapas a realizar de acuerdo al procedimiento.

Información preliminar

Previo a la realización del análisis se debe contar con la información y los datos necesarios para realizar el modelo, tales como:

- Perfil topográfico en el trazo del túnel.
- Perfil del túnel, indicando elevación de centro o plantilla del mismo a lo largo del trazo.
- Geometría de sección del túnel y dimensionamiento del mismo.
- Estratigrafía y propiedades mecánicas del suelo a lo largo del trazo hasta una profundidad de por lo menos la profundidad a la plantilla del túnel más dos diámetros.
- Tipo y características de la sobrecarga en la superficie.
- Uso de suelo en la superficie.
- Tipo de recubrimiento y proceso constructivo seleccionado.
- Uso del túnel.

Una vez que se cuenta con la información arriba mencionada, se puede realizar el modelo para los análisis mediante simulaciones numéricas.

Pre-proceso de modelo

En esta etapa, se deben establecer:

- Las dimensiones mínimas de malla o región del modelo, de acuerdo a las dimensiones del diámetro en sección del túnel.
- El estrato desde donde se realizará el análisis (desplante del modelo), considerando que modelar estratos más profundos no influye en los resultados.
- Las condiciones de frontera a simular en la región, de las cuales están ligadas las dimensiones de ancho de malla.
- Tipo de elemento para formar la malla de elementos finitos.
- Ley constitutiva para el tipo de suelo de que se trate, de acuerdo a las pruebas de laboratorio y de campo.
- El criterio de falla a utilizar para cada uno de los estratos involucrados en el análisis.

Proceso de análisis para estabilidad de frente

Se indican los pasos para llegar a calcular un factor de seguridad contra colapso del suelo en el frente de la tuneladora, al aplicar o no una presión de frente contra el suelo.

El objetivo es calcular una presión de frente efectiva dentro de parámetros de seguridad aceptables y dentro de lo más económico posible, de tal manera que no se aplique presión innecesaria o excesiva. Para ello se deberán hacer algunas simulaciones en algunos casos de manera iterativa hasta encontrar las condiciones para considerar una presión de frente adecuada.

El utilizar un factor de seguridad de por lo menos 3, nos indica que el suelo estará dentro de sus límites elásticos y que por lo tanto no presenta zonas o deformaciones plásticas que puede conllevar a deformaciones superficiales importantes.

El utilizar un factor de seguridad mayor a 5 nos indica de que se está aplicando una presión de frente en exceso y considerada innecesaria técnica y económicamente.

Proceso de análisis para estabilidad de sección

Una vez colocado el recubrimiento primario (o final según sea el caso), se determina cuales son las deformaciones sufridas en la sección del túnel, de tal manera que se pueda establecer, mediante intersección de curvas características, cual debe ser el espesor de las dovelas de concreto para obtener deformaciones radiales aceptables o tolerables para el uso del túnel.

Este proceso puede ser iterativo de acuerdo a las condiciones de cada caso. El obtener deformaciones mínimas en la sección del túnel dará como resultado menores deformaciones en la superficie del terreno.

Proceso de diseño estructural

Como último paso y de acuerdo a los resultados de las etapas anteriores, se calculan los elementos mecánicos que actúan sobre la sección del túnel. Estos elementos mecánicos definirán el reforzamiento de las dovelas de concreto, tomando en cuenta algunos de los reglamentos aplicables. En este caso es aplicable el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto.

Cabe destacar, que en las etapas arriba mencionadas, no se consideran eventualidades durante la construcción del túnel, tales como explosiones, inundaciones, incendios, sismo, paro de la construcción durante un tiempo prolongado, oquedades, etc.

La Ciudad de México se encuentra situada en llanuras lacustres en el fondo del llamado Valle de México. Este valle es parte del Eje Neovolcánico Transmexicano, el cual es de formación reciente y atraviesa el país desde el Océano Pacífico al Golfo de México, a lo largo del paralelo 19 Norte, es decir en la parte centro sur del país. El denominado Valle de México no es propiamente un valle, pues no tiene un sistema de drenaje natural hacia otros territorios. Es propiamente una cuenca endorreica totalmente rodeada por altas montañas.



La estructura geológica de esta cuenca es producto y causa de su naturaleza sísmica. Hará alrededor de unos 50 millones de años, después de haberse plegado los depósitos del Cretácico y emergido la masa continental, se inició el intenso vulcanismo característico del Periodo Terciario. Este proceso dio lugar a fracturas en la corteza de la Tierra por las que salió el magma a la superficie, iniciando la creación del ahora Eje Neovolcánico Transmexicano. Dentro de esta zona montañosa se formó un valle o sistema de valles en lo que es hoy la cuenta de México. Hacia finales del Periodo Terciario, el sistema hidrográfico de este valle drenaba al sur, hacia el actual valle de Morelos (al sur de la Ciudad de México).

Dado el hecho que la cuenca de México se encuentra situada directamente sobre la zona donde la placa de subducción entra en fusión, el fenómeno de intensa actividad volcánica en la zona ha

continuado intermitentemente a través del tiempo. Hará cosa de un millón de años, ya entrando el Periodo Cuaternario, la efusión de las lavas formó la Sierra de Chichinautzin, cerrando la parte sur del valle. Esto represó los ríos y transformó el valle en la cuenca del presente. Con el paso de los milenios, los materiales acarreados por el agua, la deyección de cenizas y lava volcánicas, y los restos de la vegetación calcinada fueron rellenando la cuenca, formando series de capas de diversos espesores y densidades, y por lo tanto de distinta respuesta sísmica. En el extremo sur de la cuenca el total de depósitos tiene un espesor de 800 m. Los depósitos superficiales que consisten de arcillas altamente hidratadas, llegan a tener un espesor de hasta 50 m de profundidad. A su vez, el peso de estos depósitos ha causado un lento asentamiento de la cuenca produciendo fracturas tensionales en las capas profundas. La complejidad de la formación geológica del subsuelo crea condiciones de alto peligro sísmico en la cuenca, donde, debido a las formaciones subterráneas y diversidad de densidades de la multiplicidad de capas que conforman el relleno, las ondas sísmicas que llegan a la cuenca son sujetas a ampliación y resonancia.

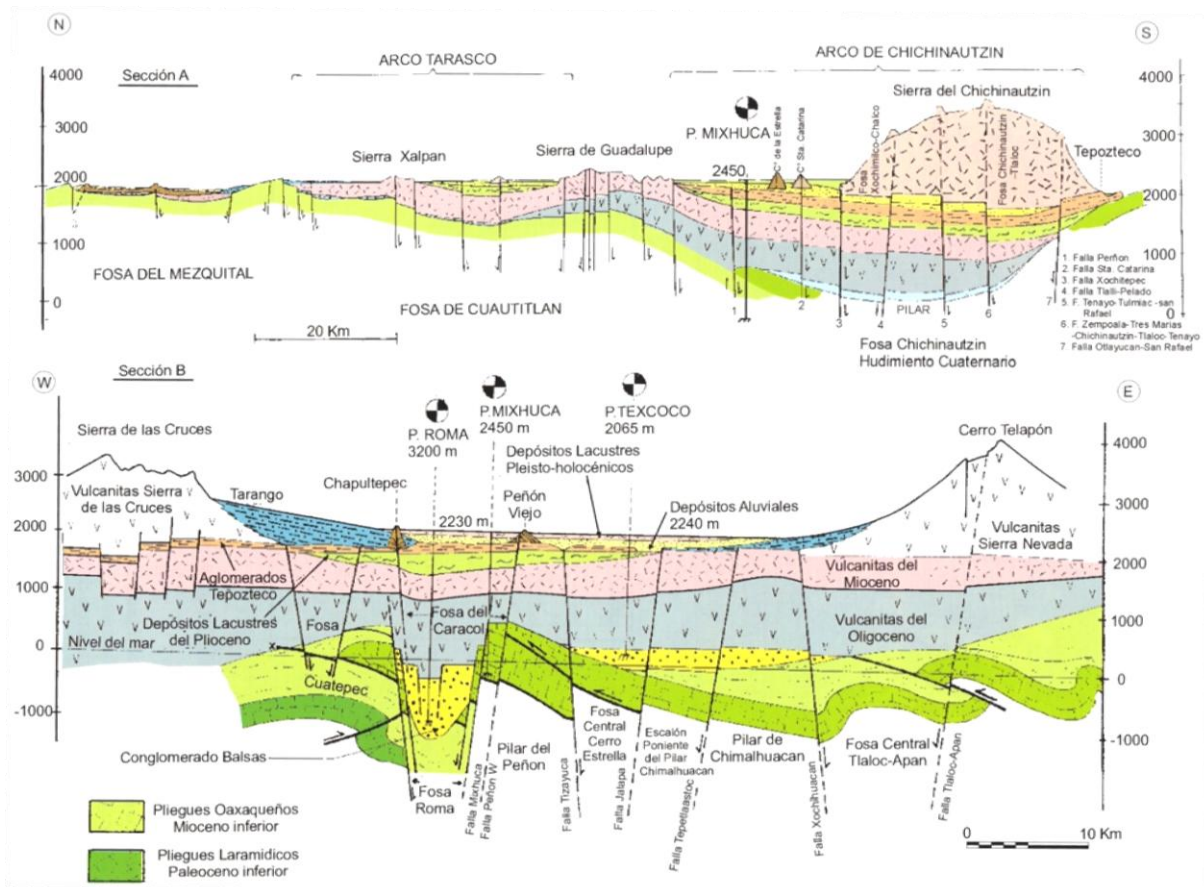


Figura 13.-Secciones geológicas de la cuenca (TGC 2005)

II.2.2 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

El subsuelo de la Ciudad de México de acuerdo a su estratigrafía y propiedades de los suelos, se divide en tres zonas:

+ Zona de lago

+ Zona de transición

+ Zona de lomas

Lo anterior, con base en las investigaciones realizadas, sobre todo por Marsal y Mazari quienes fueron los primeros en presentar una zonificación de los suelos del Valle de México. La delimitación de las zonas se muestra en la siguiente figura:

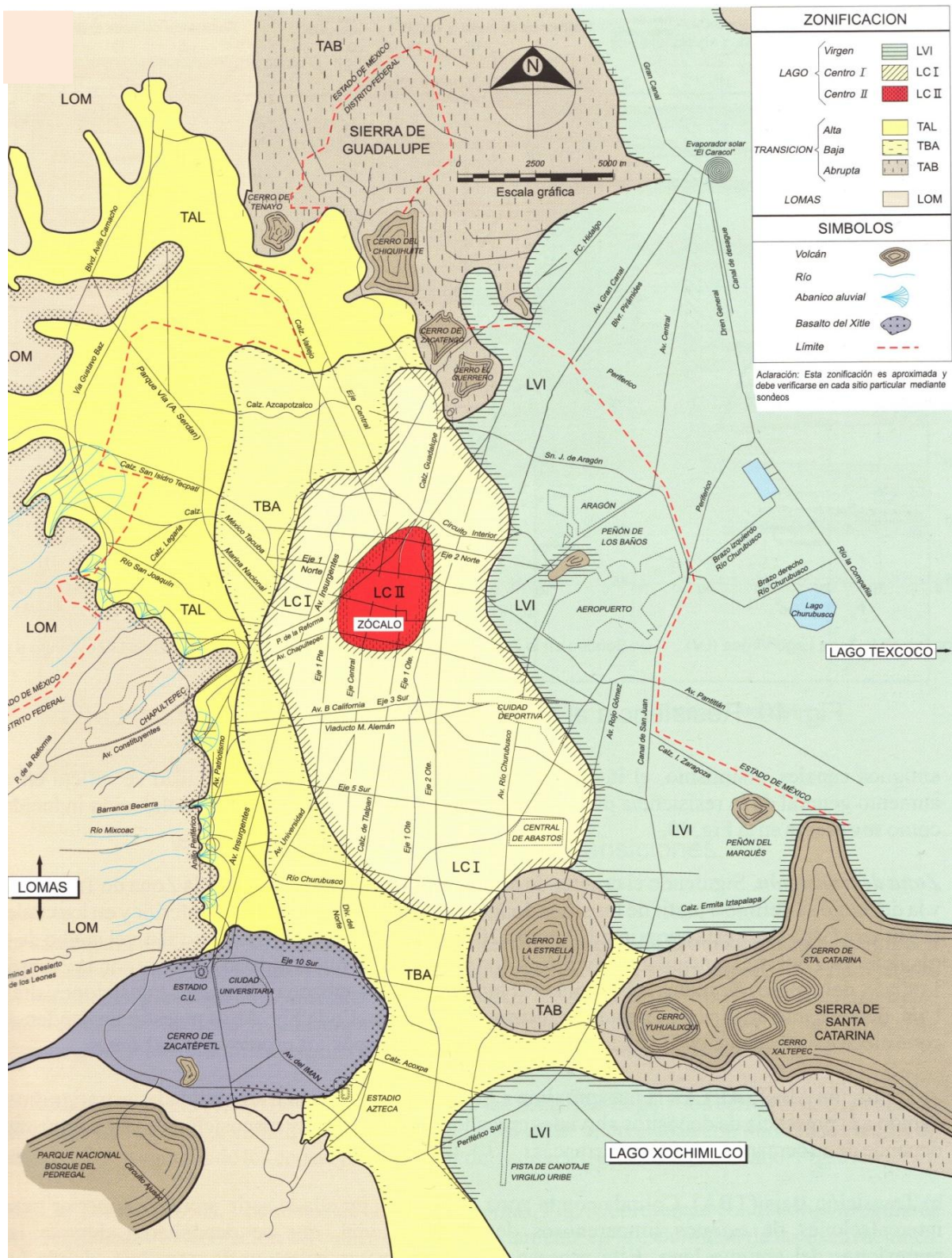


Figura 14.-Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (TGC 2005)

Estratigrafía de la zona del lago

De acuerdo con el modelo estratigráfico inicialmente propuesto por Marsal y Mazari, la secuencia de los suelos de la antigua zona lacustre está integrada por:

- La costra superficial, la cual en muchas partes está cubierta con rellenos artificiales de espesor variable. Los más gruesos se encuentran en el Centro Histórico y tienen varios metros de espesor. Es prácticamente inexistente en las orillas del lago.
- La formación arcillosa superior, con arcillas blandas a muy blandas.
- La capa dura, que separa las dos formaciones arcillosas.
- La formación arcillosa inferior, con arcillas más consolidadas.
- Los depósitos profundos, constituidos por materiales granulares.

Marsal y Mazari clasificaron cada tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, en lo cual intervienen su identificación visual y al tacto, sus contenidos de agua y los límites de consistencia. La base estadística de sus determinaciones se basa en un enorme número de ensayos de laboratorio. En la práctica actual para definir la estratigrafía de un sitio se recurre con mayor frecuencia al uso de sondeos de cono eléctrico los cuales permiten visualizarla rápida y certeramente. Incluso se pueden advertir los cambios que han sufrido los suelos por el efecto de cargas sostenidas o por los abatimientos de la presión de agua intersticial inducidos por el bombeo regional (Santoyo et al, 1989).

El corte estratigráfico de Zeevaert que atraviesa la ciudad de oriente a poniente fue una gran aportación para comprender la secuencia estratigráfica del subsuelo de la ciudad; ese corte complementado con información posterior obtenida de sondeos convencionales y de cono eléctrico se muestra en la figura 13. El orden, la uniformidad de los estratos así como las características principales del subsuelo se ilustran en las Figs. 16 y 17, con la ayuda de sondeos de cono eléctrico. Los cambios de resistencia a la penetración que ocurren en concordancia con las variaciones con el contenido de agua y cargas aplicadas se ejemplifican en la Fig. 18.

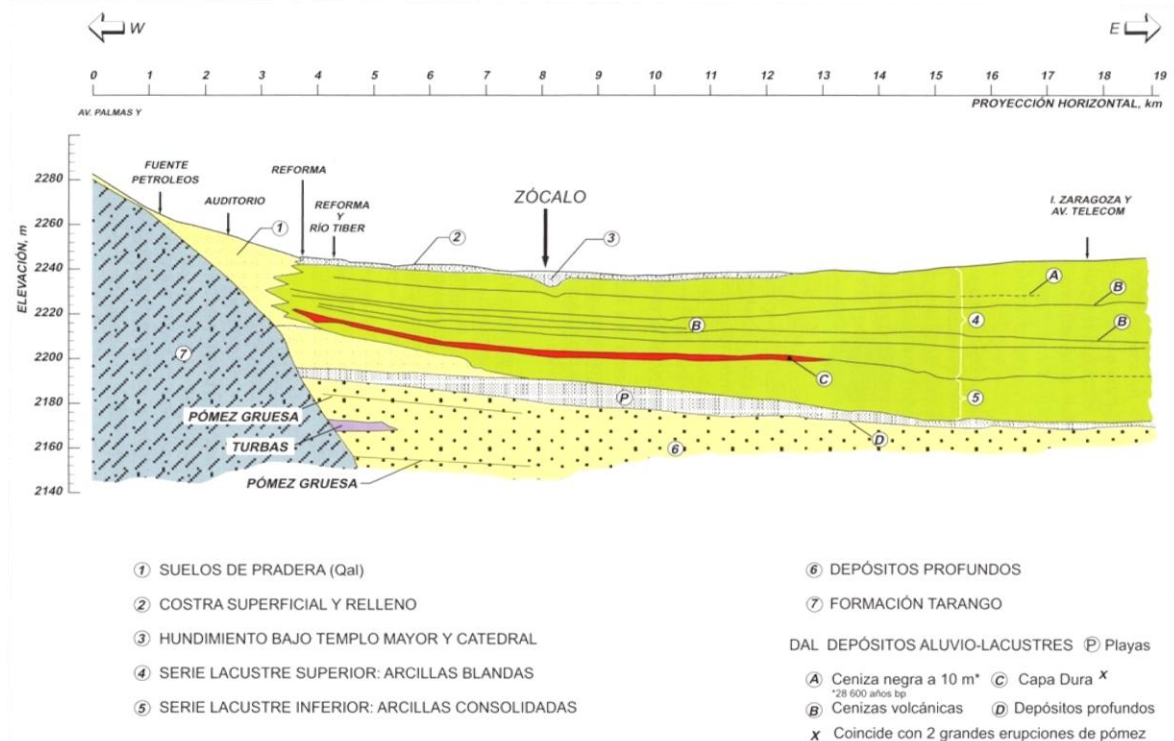
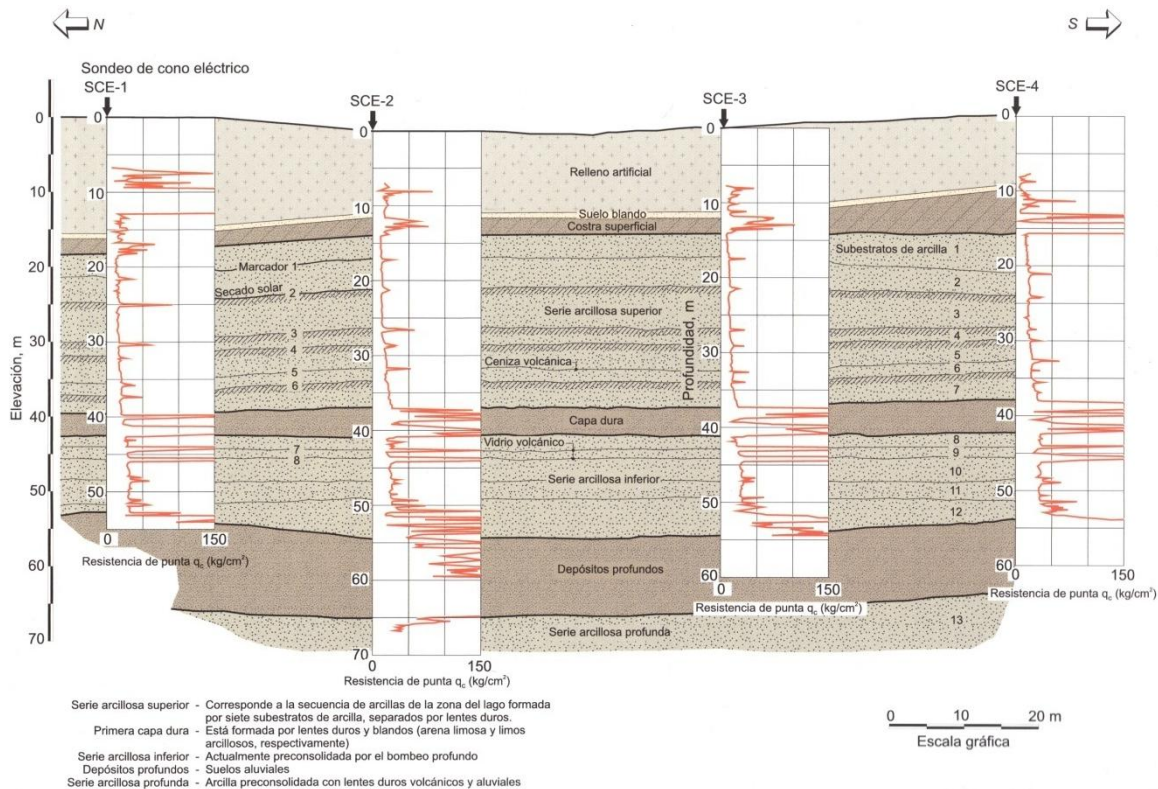


Figura 15.-Secuencia pleistocénica debajo de la ciudad de México



A continuación se describen los estratos de esas figuras.

Costa superficial (CS). En general está formada por tres sustratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos por un relleno artificial heterogéneo, a saber:

a) Relleno artificial (RA). Constituido por restos de construcción y por relleno arqueológico, su espesor varía entre 1 y 7 m en el centro de la ciudad aunque bajo la Catedral en ocasiones excede los 15 m. Este relleno es de unos dos metros en el resto del Centro Histórico y casi inexistente en el centro y las orillas del lago.

b) Suelo blando (SB). Se le puede describir como un depósito aluvial blando de tan pequeño espesor que a veces pasa desapercibido. Fue el sedimento fangoso que se depositó en el fondo del último lago; suele tener intercalados lentes de material eólico, que en muchos sitios quedó entrampado bajo el relleno superficial.

c) Costra Seca (CS). Se formó como consecuencia de un descenso del nivel del lago durante el cual quedaron expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares con lo cual la Costra Seca quedó fuertemente consolidada.

Formación arcillosa superior (FAS). Esta serie tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m. Aunque es muy uniforme, se pueden identificar cuatro estratos principales, de acuerdo con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo. Dichos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.

a) Arcilla preconsolidada superficial (APS). Este estrato superficial se ha endurecido por efecto del secado solar, pro el ascenso capilar del agua, las sobrecargas externas y las que producen los rellenos. Los árboles también han contribuido a consolidarlo pues sus raíces absorben humedad, particularmente en las áreas pavimentadas en donde se dificulta la infiltración de agua pluvial.

b) Arcillas normalmente consolidadas (ANC). Se localizan por debajo de la profundidad afectada por las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos consolidados por el bombeo profundo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las

sobrecargas actuales, porque continúan expuestas a un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

c) Arcilla consolidada profunda (ACP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales. Se debe aclarar que se trata de arcillas normalmente consolidadas en virtud de la pérdida continua de presión de agua que prevalece. Sólo en el remoto caso de que se recuperara la presión en el agua serían arcillas preconsolidadas.

d) Lentes Duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos o intercalados por lentes duros (1 a 8 en la Fig. 17) que pueden ser costras de secado solar, arena basáltica o vidrio pómez cuyo espesor va desde unos centímetros hasta cerca de 2 m. Es importante ubicarlos dentro de la secuencia estratigráfica debido a que; a) son marcadores de la estratigrafía lo cual permite diferenciar los substratos arcillosos, información útil para guiar el muestreo selectivo y para correlacionar los resultados de laboratorio; b) su presencia y la medición de su resistencia son de interés en la determinación de la hincabilidad de pilotes y en la definición de la perforación previa necesaria; c) en general, son más permeables que las arcillas, por lo que influyen en la velocidad de consolidación de éstas; d) su presencia debe tomarse en cuenta en la definición del bombeo en excavaciones y para cuantificar la subpresión. Los cambios de resistencia de la arcilla como consecuencia del bombeo se ilustran en la Fig. 18, como un incremento de resistencia en la parte inferior.

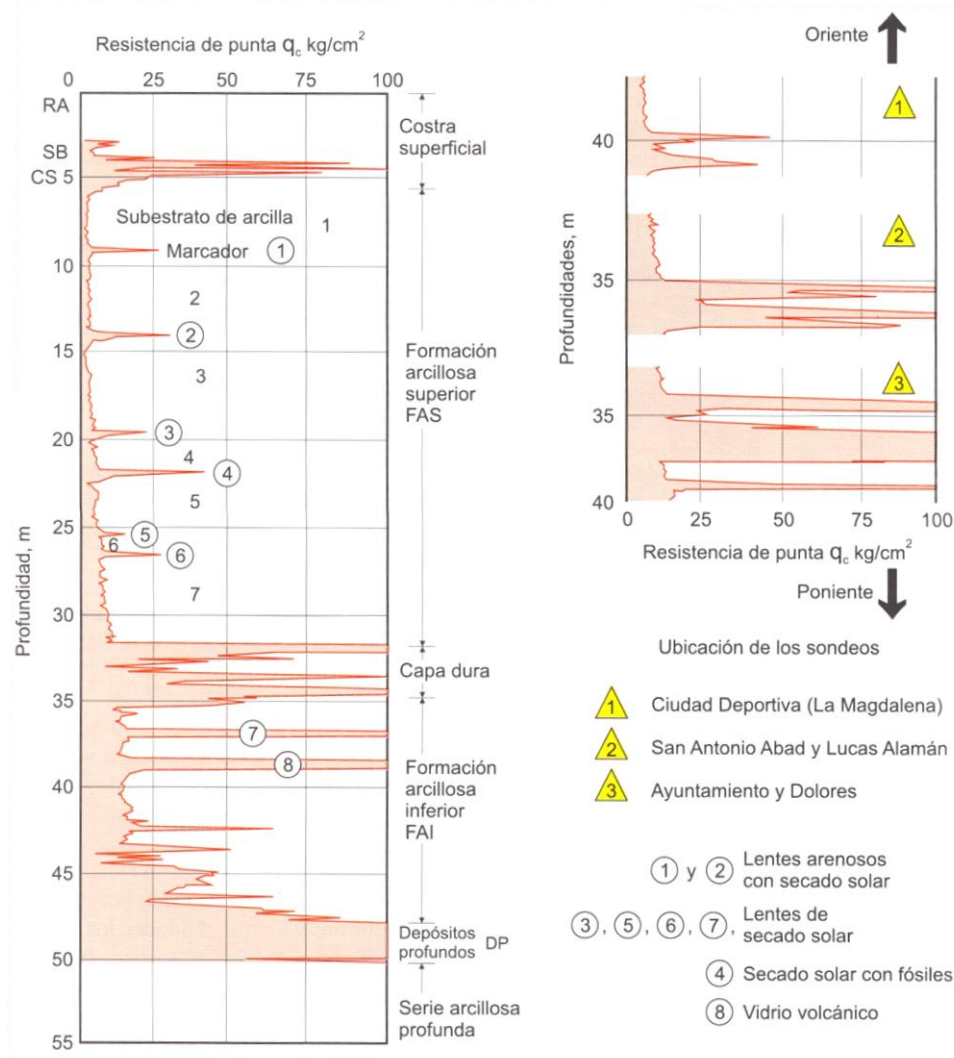


Figura 17.-Sondeo que ilustra los estratos y variaciones de capa dura (TGC 2005)

Capa dura (CD). Tiene una cementación muy errática y su espesor, variable; es muy delgada en la zona central del lago Texcoco que no llegó a secarse y alcanza unos 5 m en lo que fueron sus orillas. A continuación se discuten algunos rasgos distintivos de la capa dura:

a) Dificultad de su muestreo. La complejidad estratigráfica de la capa dura ha dificultado la extracción de muestras inalteradas que permitan definir confiablemente sus propiedades mecánicas por lo cual su estudio experimental sólo se ha realizado puntualmente (véase, por ejemplo, Ovando et al, 1987). Sin embargo, en los últimos años, con el advenimiento del cono eléctrico como herramienta en la exploración geotécnica, se han revelado su complejidad y peculiaridades, como se ilustra en los tres perfiles de resistencia de punta de la Fig. 17 correspondientes al tramo de la capa dura.

b) Peculiaridades de la capa dura. Tiene intercaladas, lentes de arcilla que se formaron en los ciclos húmedos del período interglacial Sangammon. Al interpretar los sondeos de cono de la Fig. 17 se infiere que durante la formación de esta capa ocurrieron dos ciclos de sequía los cuales endurecieron los materiales que quedaron expuestos durante ellos, generándose suelos limosos y limo-arenosos, a veces erráticamente cementados con carbonatos de calcio. Otra característica peculiar de la capa dura es su variabilidad en espesor y resistencia. En las épocas de mayor sequía las zonas centrales del lago, las más bajas, se expusieron parcial o intermitentemente a los rayos solares mientras que la exposición de las orillas durante estos periodos fue total. Consecuentemente, dentro de la actual zona urbana, el espesor de la Capa Dura y su resistencia aumentan gradualmente hacia el poniente y se reducen hacia el oriente. Adicionalmente, la erosión de cauces superficiales adelgazó el espesor de la capa dura lo que también dio lugar a cierta erraticidad local.

c) Importancia de la capa dura. La capa dura desempeña un papel importante en las cimentaciones profundas de la ciudad de México, ya que para muchas estructuras sirve como apoyo de pilotes de punta, de control y de punta penetrante. Sorprende que se confíe tanto en ella, a pesar de la escasa información disponible sobre sus características mecánicas.

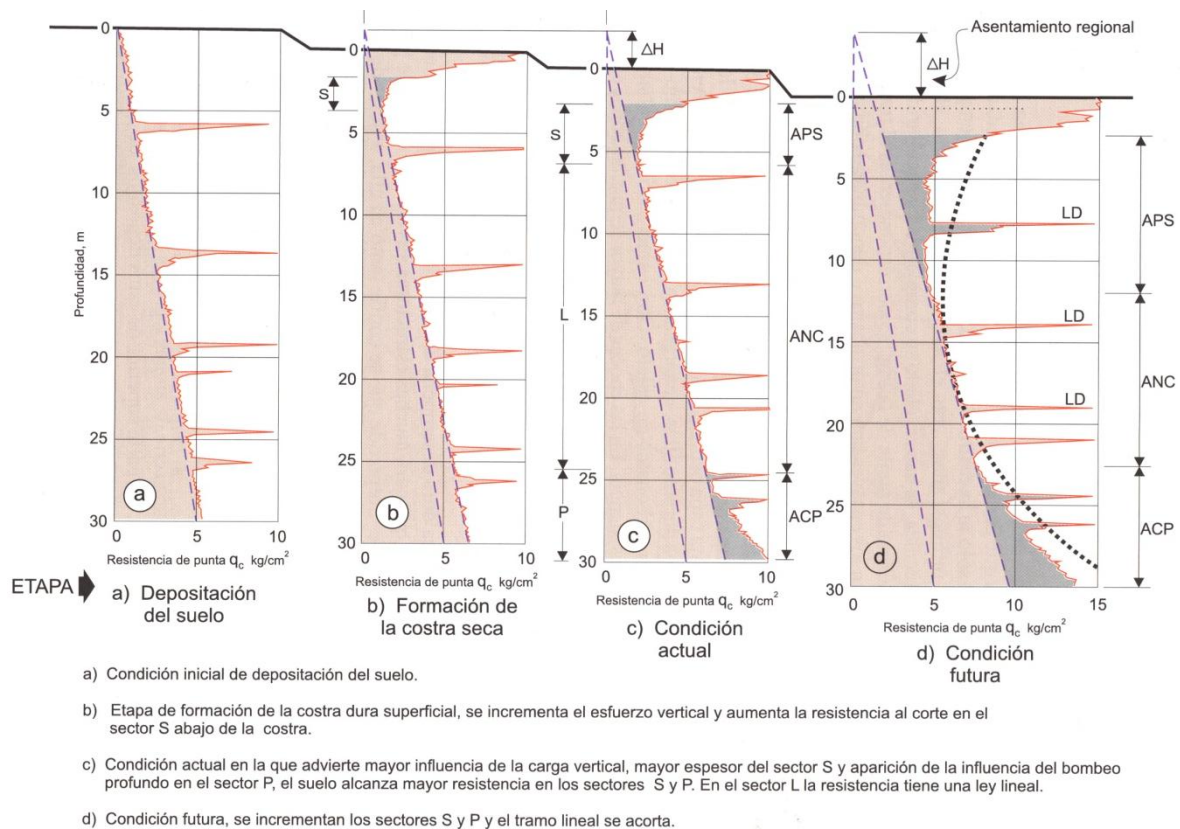


Figura 18.-Variación de la resistencia al corte con el tiempo y cargas aplicadas (TGC 2005)

Formación arcillosa inferior (FAI). Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior. Su espesor es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

Depósitos profundos (DP). Constituyen una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. La parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 m, está más endurecida que la inferior, en donde se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

Resumen estratigráfico. La Fig. 17 es un perfil estratigráfico típico que muestra el relleno artificial, la costra superficial, las dos formaciones arcillosas, la capa dura y los depósitos profundos; abajo hay otras dos formaciones arcillosas a las que se les presta poca atención porque suelen estar muy preconsolidadas y por ello poco influyen en el comportamiento de las cimentaciones. Por ello se le da importancia a la frontera superior de los depósitos profundos como la frontera de mayor interés, la cual se muestra como curvas de igual profundidad de los depósitos profundos de la Fig. 19. Estas formaciones arcillosas profundas sólo se evalúan para casos complejos de cimentaciones de estructuras muy pesadas.

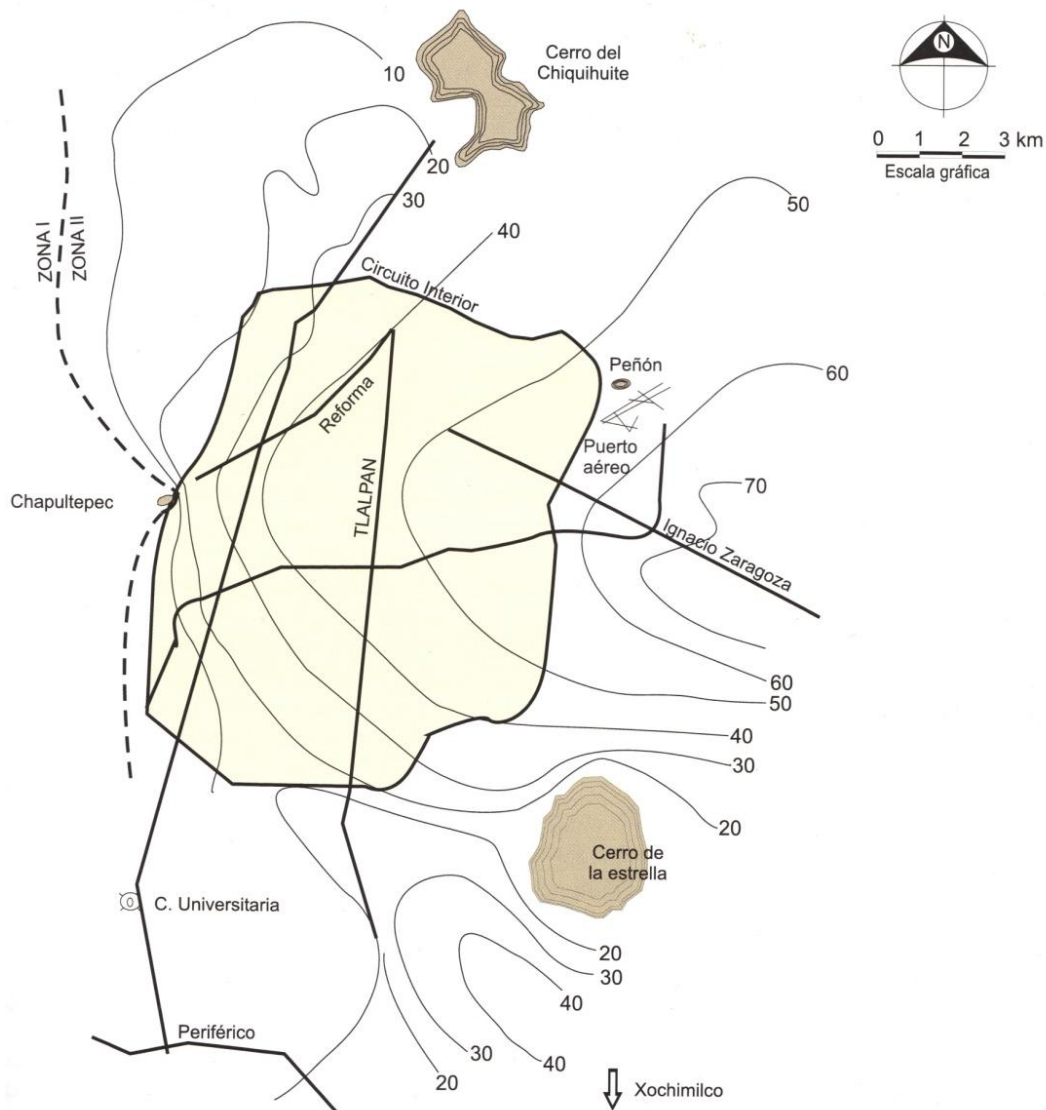


Figura 19.-Curvas de igual profundidad de los depósitos profundos (RCDF 2004)

II.3 TÉCNICAS Y MÉTODOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES

Según la Asociación Internacional de Túneles (ITA por sus siglas en inglés), las técnicas y métodos para construcción de túneles se resumen en el siguiente esquema:

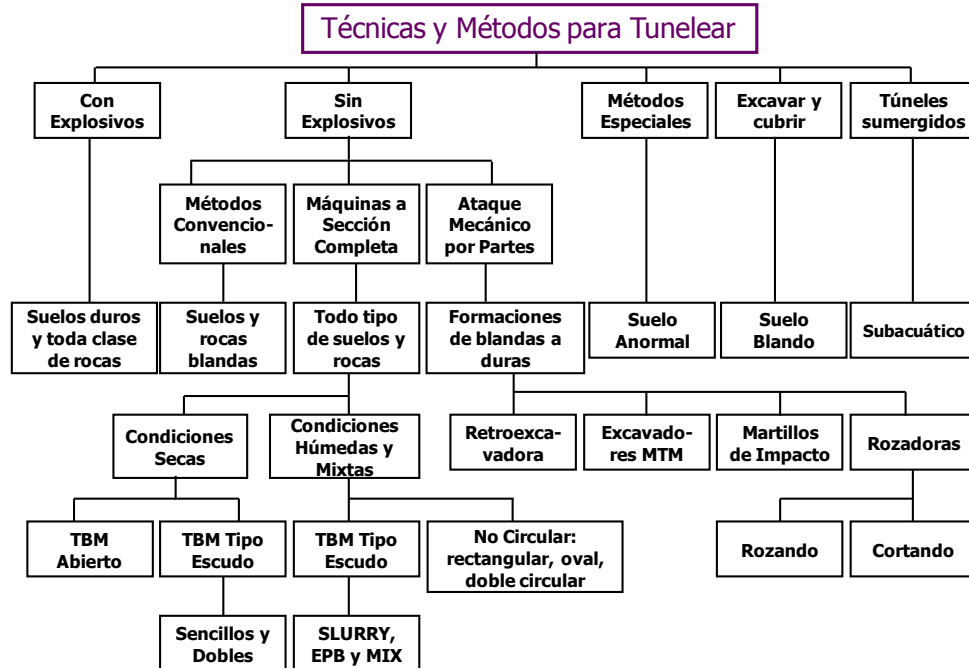


Figura 20.-Métodos y técnicas para construcción de túneles (Ratan Tatiya, 2005)

Respecto a las tuneladoras, existen tres tipos básicos: tuneladoras para roca dura, hidroescudos y escudos (de tierra balanceada o de lodos bentoníticos).

Las tuneladoras para roca dura TBM (Tunnel Boring Machine), también llamadas topas, son máquinas robustas relativamente simples, que funcionan empujando contra el terreno unos discos de metal duro que producen la rotura del terreno de tal forma que la roca se rompe en lascas y es extraída mediante cangilones en la cabeza de corte que vierten el escombro en una cinta que a su vez es vertida en otra lateral hacia el exterior o sobre los vagones. El sostenimiento suele hacerse con sistemas convencionales, es decir anclas, cerchas y/o concreto lanzado. Para absorber la reacción de la cabeza de corte y hacer avanzar la tuneladora, las TBM se apoyan en el terreno mediante unos pistones transversales (grippers).

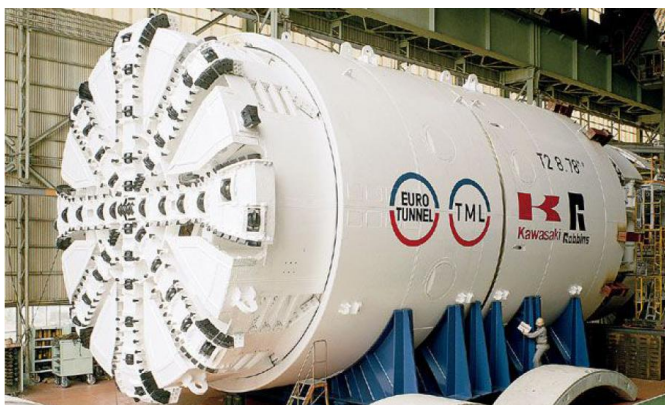


Imagen 3.- TBM (Tunnel Boring Machine)

Los hidroescudos son adecuados para terrenos constituidos por arenas sueltas o gravas arenosas, que dificultan el amasado. Son similares a los escudos de presión de tierra pero presentan dos grandes diferencias: la presión de tierras en la cámara se logra mezclando el terreno excavado con un lodo de agua y arcilla (slurry), con esto se consigue un excelente control de la presión y el costo energético es mucho menor. La extracción del material se hace mediante una tubería, bombeando la mezcla hacia el exterior. La desventaja de este tipo de maquinas es el tratamiento del terreno extraído, mezclado con los lodos, que exige plantas de gran superficie para la separación de las partículas más finas.



Imagen 4.- Hidroescudo

En cuanto a los escudos, existen de diversos mecanismos pero los principales son de tierra balanceada y de presión de lodos aplicada en el frente. Los escudos de presión de tierras (EPM: Earth Pressure Balanced) o escudos de tierras balanceadas se usan cuando el factor de seguridad del frente de excavación es menor que la unidad y por tanto fallaría si no se le aplica un soporte o presión en el frente de excavación. Estas maquinas están envueltas en un cilindro metálico que sostiene el terreno tras la excavación y permite colocar el sostenimiento en su interior (anillo de dovelas de concreto) sin que exista ninguna interferencia. En el frente hay una cámara de excavación que se mantiene bajo presión y en ella se amasan los terrenos excavados.

La presión en el frente de excavación se lleva a cabo con dos mecanismos. El primero es mediante la rueda de corte, la cual se empuja hacia el terreno mediante unos cilindros hidráulicos (Fig. 21) que se apoyan en el revestimiento primario. El segundo es mediante la presión que se genera en la cámara de excavación que es controlada por la velocidad de extracción del material del tornillo sin fin. El acondicionamiento del terreno con espuma amplía considerablemente el campo de aplicaciones del escudo. La fuerza de los cilindros de propulsión, transmitida a través del mamparo estanco, actúa sobre la tierra plastificada en la cámara de extracción, consiguiendo así un equilibrio de fuerzas evitando derrumbamientos del frente. El material excavado se transfiere a una cinta transportadora a través de un tornillo sin fin. El transporte del material al exterior se realiza mediante vehículos sobre rieles o camiones o tuberías.

En esta tesis consideramos los análisis con maquina tipo escudo EPB (Earth Pressure Balanced) por ser la ideal para suelo blando de la ciudad de México, por tener la característica de imprimir un empuje frontal variable a las condiciones que se vayan presentando a lo largo del eje del trazo.

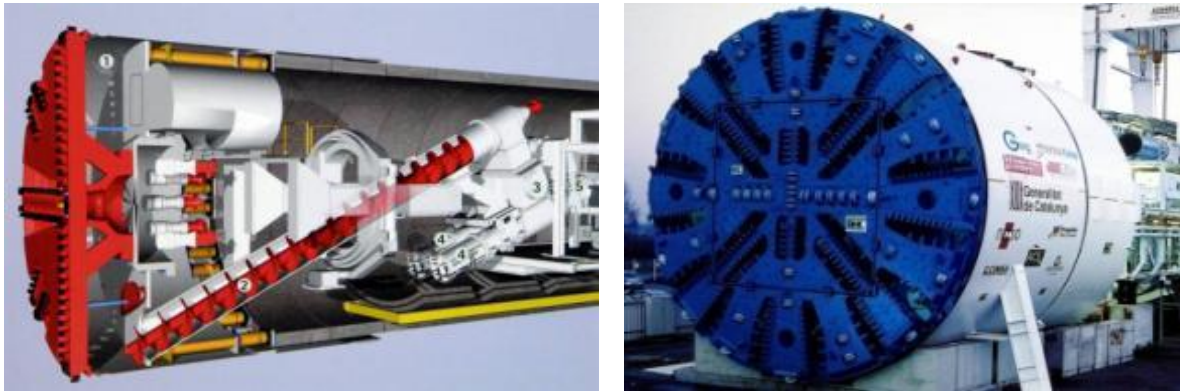


Imagen 5.- Escudo EPB (Earth Pressure Balanced)

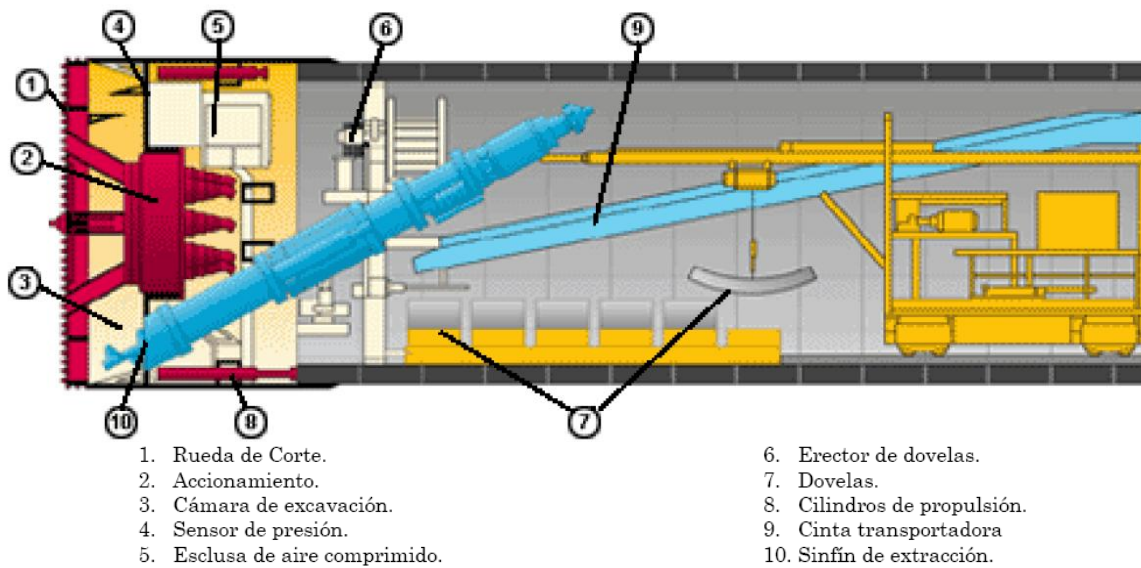


Figura 21.-Partes del escudo EPB

El proceso de excavación y construcción con una maquina tuneladora, es hoy en día, uno de los mejores métodos para la construcción de túneles, esto es porque con la ayuda de esta tecnología, la cantidad de hombres que trabajan es muy pequeña, solo unos cuantos participan en la operación de la maquina y su armado y la velocidad de construcción, seguridad y costo óptimos. A continuación se muestran los procesos que sigue la maquina tuneladora para excavar y construir el túnel.

Después de armada la tuneladora esta comienza a excavar y con el mismo suelo que ésta retira lo mezcla con agua con bentonita y/o aditivos, en caso de ser necesario, para generar un lodo dentro de la cámara donde se genera la presión que sostiene el frente de excavación.

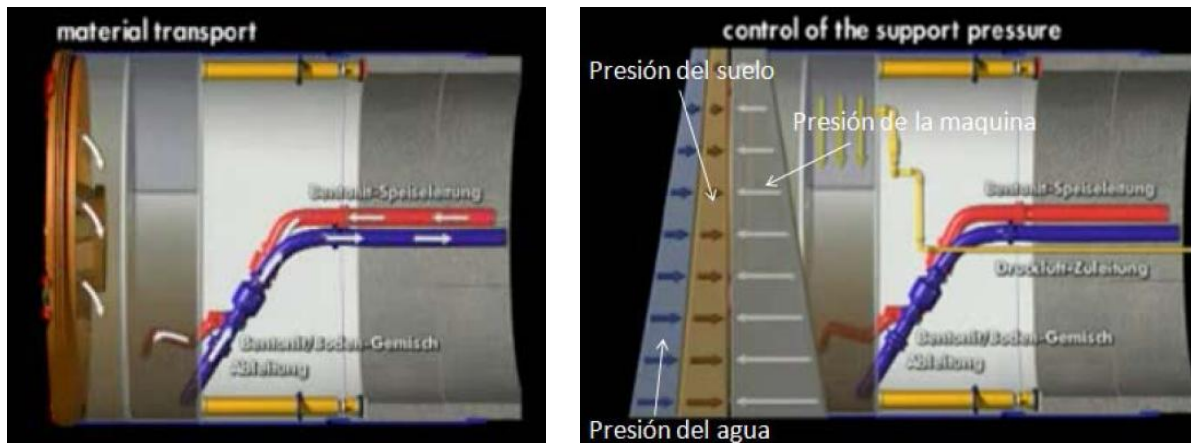


Imagen 6.-Diagrama de presiones

El suelo que es excavado es mantenido bajo presión, ejercida por aire comprimido, dentro de la cámara de excavación. En el caso de un escudo de lodos, o por la presión en el terreno mezclado originada por la acción de la rueda de corte combinada por la velocidad de extracción del tornillo sin fin. El valor de esta presión debe ser aproximadamente la misma que provoca el suelo contra la tuneladora como se indica en la imagen 6.



Imagen 7.-Cámara de excavación (izq), tornillo sin fin y banda transportadora (centro), gatos hidráulicos (der)

Después de que la tuneladora a excavado parte del suelo, se comienza a colocar el revestimiento primario del túnel compuesto por dovelas, que son transportadas a través del tren que forma parte de la tuneladora.

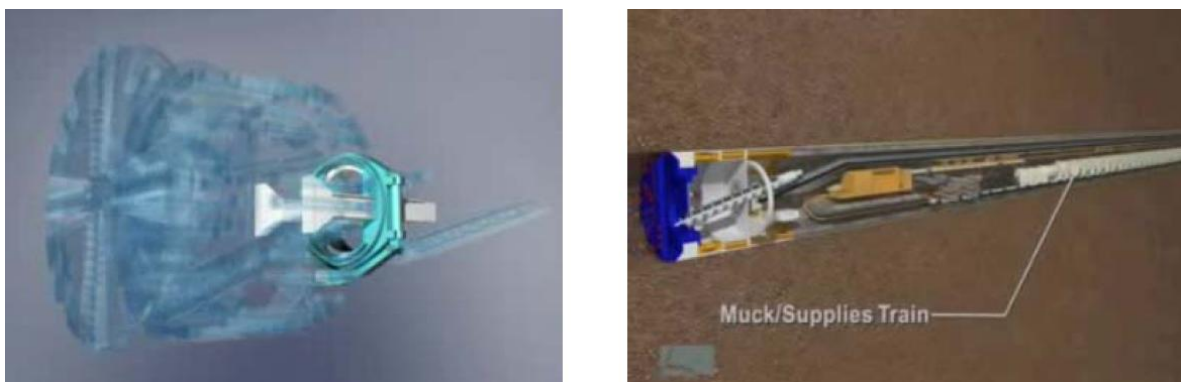


Imagen 8.-Erector de dovelas (izq), Tren transportador de dovelas (der)

El erector de dovelas toma un segmento y lo coloca en el piso del túnel, después toma otra dovela y la coloca a un lado de la dovela antes colocada, se atornillan entre ellas y con el anillo ya formado anteriormente.



Imagen 9.-Transporte de dovelas (izq), colocación de primer dovela (der)

De esta manera se colocan las demás dovelas hasta formar un anillo completo. Esto se logra cuando se coloca la dovela angular o clave en su sitio, tal como se muestra en la serie de imágenes siguientes.



Imagen 10.-Colocación de segunda dovela (izq), detalle de una dovela (der)

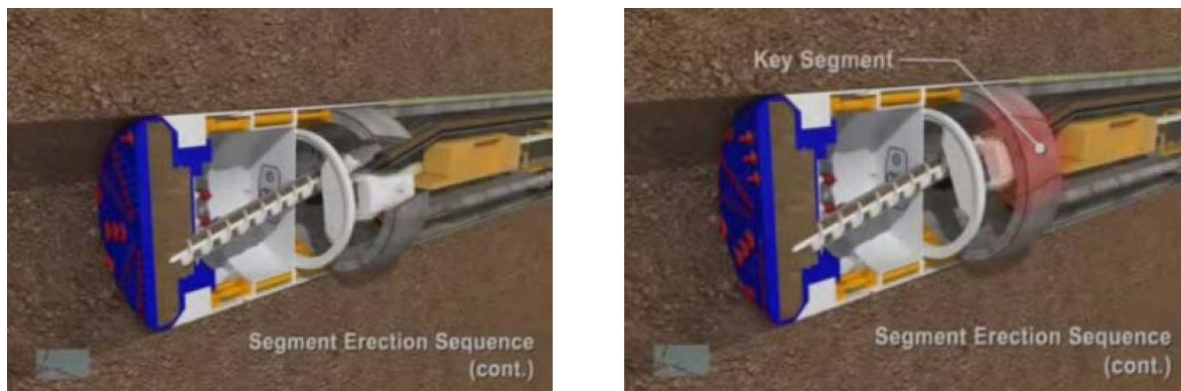


Imagen 11.-Anillo de dovelas casi conformado (izq), colocación de última dovela (der)

Una vez formado un anillo, los gatos hidráulicos se apoyan en la periferia del anillo recién conformado y ejercen empuje para que la tuneladora avance, inmediatamente se inyecta mortero en la separación que existe entre el suelo y la dovela para evitar un desplazamiento del suelo.

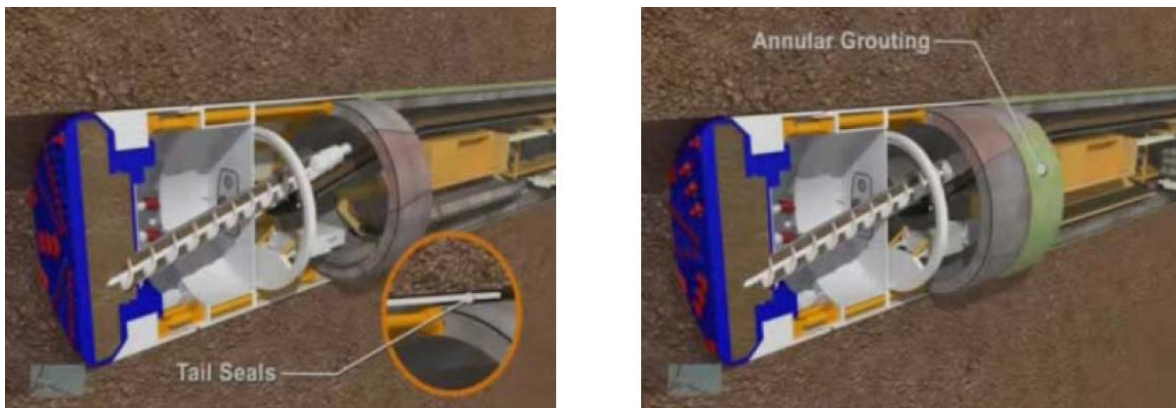
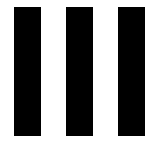


Imagen 12.-Relleno de mortero en el espacio entre el anillo de dovelas y el suelo

Si en el frente de excavación está presente un terreno que contiene un porcentaje mayor o igual a aproximadamente un 30% de finos (material que pasa el tamiz 200), podría requerirse adicionar agua para obtener una mezcla de suelo excavado que sea suficientemente impermeable y viscosa y por ende capaz de transmitir la presión al frente sin pérdidas por excesiva penetración en los estratos más permeables y/o por filtración de agua en presión hacia el tornillo sin fin de la salida. Para terrenos menos cohesivos se emplean aditivos especiales (generalmente espumas y excepcionalmente, polímeros).

CAPÍTULO



Desarrollo de la Metodología



III DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA

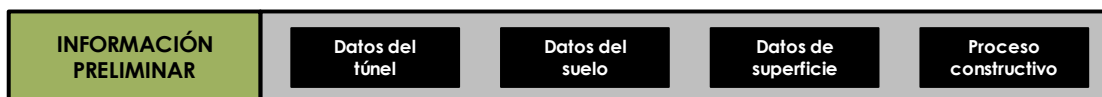
En el presente capítulo, se muestra el resultado de la investigación, para cada etapa del proceso, dentro de la cual, conlleva en algunos casos una serie de combinaciones de modelo y condiciones, así como comparaciones con metodología analíticas.

Los análisis bidimensionales se realizaron en el programa Plaxis v.8 y los análisis tridimensionales en el programa Plaxis 3D v1.2.

Los datos del suelo para la realización de los análisis fueron tomados del estudio de mecánica de suelos, de geotécnica y de geofísica para una de las lumbreras del Túnel Emisor Oriente, presentado en el Anexo 1.

A continuación se desarrollan cada una de las etapas indicadas en el procedimiento de la figura 11.

III.1 INFORMACIÓN PRELIMINAR



Datos del túnel

Del túnel se debe tener la información referente al tipo de uso para el cual se construye, lo anterior para tomar en cuenta respecto al tipo de recubrimiento que se le vaya a dar, y sobre todo, para considerar los efectos de los elementos que vayan a hacer uso del mismo en los análisis de la carga de soporte a largo plazo.

Se deben tener los planos topográficos de planta y de perfil por el trazo del eje del túnel. Este levantamiento topográfico deberá presentar todas las estructuras que se puedan encontrar a por lo menos 50m respecto del eje del trazo del túnel, lo anterior, con el fin de simular las influencias que pudiera tener la construcción cercana.

Se debe saber la ubicación y elevación del punto de partida del túnel en su plantilla o centro, y en caso de aplicar, los cambios de dirección tanto en horizontal, como en vertical, así como la ubicación de cada una de las estructuras que vayan a intersectar con el túnel, tales como lumbreras, salidas, entradas, respiraderos, etc.

Así también, se deben conocer la forma y dimensiones geométricas de la sección transversal del túnel, de acuerdo a las necesidades de uso.

Datos del suelo

Se deberá contener un informe del estudio geotécnico y geofísico detallado de acuerdo a las siguientes características:

Del informe geotécnico:

Interpretación geológica

Debe tener una introducción donde se describan las características geológicas más importantes de las formaciones de rocas y depósitos de suelos encontrados en la zona, así como los métodos de campo y laboratorio seguidos en el proceso del estudio geotécnico.

Se deberá contener una interpretación geológica, la cual mostrará un corte geológico a lo largo del trazo del proyecto, mostrando los diversos tipos de rocas y suelos en los que se excavará el túnel, y

describiendo en cada caso el origen geológico, la clasificación geotécnica, la textura y la estructura de cada formación.

De las rocas, es de interés geotécnico la descripción de las estructuras, incluyendo su estratificación, su orientación e intensidad del fisuramiento y la presencia de fallas, zonas de alteración, cavernas y otras discontinuidades. De los depósitos de suelos, el perfil estratigráfico con los valores de las propiedades mecánicas e hidráulicas representativas de cada estrato. En ambos casos, debe hacerse una descripción detallada de las condiciones del agua subterránea. Esta información es indispensable para definir el trazo y perfil del túnel, así como la zonificación geológica del trazo y las secciones transversales, los procedimientos de excavación recomendables y el tipo y dimensiones del revestimiento más adecuado para cada zona geológica.

Estudio geotécnico

Los perfiles estratigráficos de los suelos deben incluir la clasificación geotécnica y un dibujo detallado, en donde se definan claramente los límites entre estratos y la posición que guardan respecto al perfil del túnel.

Los perfiles deben incluir, además, un resumen gráfico de las propiedades mecánicas de los suelos, así como las propiedades índice y posición del nivel freático, acuíferos y mantos colgados.

Se debe elaborar un reporte de cada muestra obtenida que incluya los siguientes aspectos:

- Clasificación de campo y laboratorio
- Propiedades índice
- Propiedades mecánicas
- Curvas esfuerzo-deformación
- Envoltentes y círculos de Mohr
- Módulos de elasticidad
- Módulos de compresibilidad volumétrica

La clasificación de campo debe ser extensa y detallada, de manera que se pueda comprar con la obtenida en el laboratorio, y de preferencia realizada por un ingeniero o técnico con experiencia.

En caso de que se desee analizar el efecto del humedecimiento sobre la resistencia y la compresibilidad de los materiales, se deben reportar las propiedades mecánicas e índice de los suelos saturados, además de las correspondientes al contenido de agua natural.

En las curvas de esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales de varios ciclos, se deben presentar al menos un ciclo cuyo esfuerzo vertical máximo sea el del nivel de esfuerzo en el sitio; en suelo que presenten mayor rigidez y cementación se debe realizar previamente una prueba adicional para determinar en forma aproximada el esfuerzo de falla, llevando los ciclos de carga al 90% de este valor. Los círculos de Mohr se presentarán con una interpretación de la ley de resistencia aplicable al nivel de esfuerzos del ciclo.

Finalmente, se debe incluir una gráfica donde se aprecie la variación del módulo de elasticidad con el confinamiento, indicando en ella el nivel de esfuerzos natural.

Hidrología

Es importante determinar también las condiciones hidrológicas que se van a encontrar a lo largo del túnel antes de su construcción, para conocer si la excavación se hará en seco o no. El conocimiento detallado de las condiciones hidrológicas permitirá, además, determinar la distribución de los esfuerzos efectivos del sitio.

La información anterior se define con los datos obtenidos de piezómetros, pruebas de bombeo y permeabilidad *in situ* y pozos de observación instalados a lo largo de la línea; así se conocerá la

profundidad del nivel freático, permeabilidades de los materiales y la eventual presencia de acuíferos y mantos colgados, además de las condiciones de abatimiento generadas por el bombeo regional.

Se deben reportar el tipo y número de piezómetros, así como las profundidades y los criterios de instalación.

Propiedades mecánicas

El informe debe presentar un resumen de los parámetros de diseño de los estratos principales y el tipo de pruebas que se realizaron en cada estrato, así como el criterio de ejecución de los ensayos; en caso de que se haya realizado alguna prueba no convencional, debe detallarse el procedimiento utilizado.

Los valores principales que se deben proporcionar para suelos blandos son el módulo de elasticidad secante, el peso volumétrico, el ángulo de fricción interna, la cohesión y la relación de Poisson.

Del informe geofísico:

Así mismo y como complemento al estudio geotécnico, se deberá realizar un estudio geofísico que contemple:

- Detectar las posibles interferencias en los sitios del trazo del túnel y de las lumbreras.
- Apoyar en la determinación del marco geológico regional a lo largo del trazo del eje del túnel y en los sitios de las lumbreras.
- Conocer el desplante de la cimentación de la infraestructura existente a lo largo del trazo del túnel y a por lo menos 50m a los lados.
- Determinar los módulos elásticos dinámicos de los materiales que constituyen el subsuelo en el sitio del trazo del túnel y de las lumbreras hasta la profundidad del estrato firme.

Lo anterior, se puede conseguir mediante la aplicación de técnicas en métodos geofísicos como:

Tomografía eléctrica dipolar (TED).- El método consiste en hacer circular una corriente eléctrica por el subsuelo a través de un par de electrodos ubicados en la superficie del terreno y medir las diferencias de potencial en una secuencia de electrodos que se encuentran separados a una distancia constante a lo largo de la línea preestablecida, obteniendo así, en perfil, los valores de las resistividades aparentes del subsuelo. Ya con la ayuda de programas de computadora, se logra establecer la distribución de la resistividad del medio. El método permite distinguir la distribución de los diferentes materiales del subsuelo así como la influencia de cimentaciones profundas en la zona de estudio.

Georadar (GR).- Una antena transmite un pulso electromagnético de radiofrecuencia a través del terreno y cuando el pulso encuentra una interfase electromagnética, parte de la energía es reflejada mientras el resto se refracta siguiendo su viaje a través del medio hasta encontrar otra interfase. Con este método se pueden encontrar discontinuidades tales como el caso para cavernas, tuberías, etc.

Sondeo eléctrico vertical (SEV).- consiste en hacer circular una corriente eléctrica a través del subsuelo por medio de un par de electrodos ubicados en los extremos del arreglo y sobre la superficie del terreno y medir las diferencias de potencial que provoca la corriente eléctrica inyectada en dos puntos intermedios. Con este método se pueden interpretar el número de capas en el centro del arreglo eléctrico, su espesor y algunas propiedades físicas del modelo con base en su resistividad.

Cross Hole (CH).- está basada en la identificación de las ondas longitudinales (p) y transversales (s), medidas entre dos pozos cercanos, para ello se utilizan dos barrenos, en uno de ellos se introduce la fuente sísmica mecánica (martillo) y en el otro, el receptor (geófono de pozo de 3 componentes). Ambos dispositivos se ubican a la misma profundidad. El arreglo permite medir los tiempos de recorrido de las ondas. Los datos de tiempo de viaje de las ondas sísmicas y la distancia puntual entre barrenos sirven para calcular las velocidades de las ondas (VP y VS). Posteriormente, a partir de esta

información y con la densidad volumétrica del material medido, se calculan las propiedades elásticas dinámicas *in situ* de los materiales del subsuelo.

Sísmica de reflexión (SR).- está basado en las leyes de la óptica, principalmente en aquella que enuncia que la energía que se propaga en un medio isotrópico, al encontrar el contacto o la interfase con otro medio de propiedades físicas diferentes (cambio de densidad), parte de la energía original, continuará siendo transmitida a través de este y parte será reflejada, siendo registrada en un equipo para este propósito. Sirve para poder confirmar la ubicación y profundidad de los estratos en el subsuelo.

Datos de superficie

Básicamente, de la superficie lo que se requiere conocer son las cargas que sobre ella actúan y que probablemente se coloquen derivado del urbanismo.

Se debe verificar la existencia de cargas superficiales estáticas y posibles cargas superficiales dinámicas, derivados del uso de suelos, tales como pasos de ferrocarril, líneas del metro, pasos vehiculares a desnivel, etc.

Las cargas deberán estimarse como una carga uniformemente repartida en tramos del trazo del túnel, para la simplificación en los análisis. También se deberán identificar edificaciones o monumentos con cimentaciones profundas.

Proceso constructivo

Una vez que se hayan definido los requisitos de excavación dados por las condiciones geológicas y geotécnicas, se detalla el procedimiento de construcción recomendable, que debe tener en cuenta, las técnicas de construcción y equipos disponibles; se propondrá un ciclo de trabajo que permita definir tiempos y movimientos.

Para la excavación, en el caso de esta tesis, se propone, para los suelos blandos, el uso de tuneladoras EPB, tomando en cuenta el grado de seguridad y rapidez que ellas conlleva. Sin embargo, por ser de un costo elevado, se debe considerar solo en el caso de túneles de gran longitud, por lo que para tramos pequeños se deberá hacer previamente un balance económico de su conveniencia.

Para casos generalizados se deberá especificar:

- Sección y secuencia de ataque (con escudo, maquina, tuneladora, o método convencional).
- Avance admisible sin soporte
- Equipo de excavación y colocación del revestimiento.
- Procedimientos para condiciones especiales que puedan presentarse a lo largo del tramo y que no hayan sido detectadas por la exploración.

III.2 PRE-PROCESO DE MODELO



III.2.1 GENERALIDADES DEL MODELADO CON ELEMENTOS FINITOS

El Método de Elementos Finitos es la herramienta de cálculo numérico más popular en la ingeniería y actualmente está siendo utilizada con mayor frecuencia en la ingeniería de túneles en el mundo por dos razones:

- Mayor versatilidad para llevar a cabo el modelado de problemas complejos.
- El acelerado desarrollo tecnológico de la computación tanto en programas de cálculo como de equipo.

Muchos programas de computadora sobre la base del Método de los Elementos Finitos se han desarrollado y la eficiencia de cada uno depende de su aplicación; un programa podrá ser adecuado para un cierto tipo de análisis y para otro sea deficiente. Por ello es necesario tener un conocimiento general del método y del programa que se desee emplear para poder aplicar la técnica adecuadamente.

La técnica modela o sustituye al medio a analizar mediante una asociación de zonas pequeñas con geometría regular conocidas con el nombre de elementos. Los elementos están interconectados entre sí mediante puntos nodales que usualmente se encuentran ubicados en sus esquinas y en medio de sus lados. Cada uno de los elementos es finito, es decir, geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad, de ahí el nombre del método. A esta asociación de elementos comúnmente se le denomina malla de elementos finitos.

Asimismo, a cada elemento que conforma la malla se le asocia una relación de esfuerzo-deformación acorde con el comportamiento real del medio. Esta relación está descrita por una ley constitutiva del suelo.

El método consiste básicamente en que cualquier cambio en las condiciones originales del sistema provocará un desplazamiento de los nodos del o los elementos afectados, y estos desplazamientos a su vez impactarán en el comportamiento de los elementos vecinos y así sucesivamente. Esta compleja interrelación entre los elementos interconectados hace que el tratamiento matemático sea altamente sofisticado.

Dado que los desplazamientos en cualquier punto del elemento están relacionados con los desplazamientos en los nodos, es posible calcular los esfuerzos en el elemento a partir de las relaciones esfuerzo-deformación por lo que los desplazamientos en los nodos son las variables fundamentales.

Dadas las condiciones de carga o deformación en los nodos, la configuración geométrica y las propiedades de cada uno de los elementos, es factible evaluar los desplazamientos en los puntos nodales y los esfuerzos internos en cada elemento mediante la técnica de elementos finitos.

Cabe mencionar que en todas las técnicas para modelar existe una gran dificultad para representar fielmente las condiciones reales del problema, y el método de elemento finito no es la excepción. La complejidad del modelado del comportamiento del sistema túnel-medio, la definición de las leyes constitutivas del medio y la obtención de las propiedades geomecánicas, entre otras dificultades, obligan a simplificar el modelo de cálculo.

Entre las simplificaciones más recurridas se tienen: emplear modelos bidimensionales en vez de tridimensionales, utilizar secciones simétricas, simplificar las leyes constitutivas para la definición del medio y hacer uso de modelos simplificados del proceso constructivo. Las dos primeras simplificaciones están encaminadas primordialmente a reducir el tamaño y la complejidad del análisis, el costo del procesamiento y las dificultades de la interpretación de los resultados, y las segundas se deben a la dificultad en evaluar los parámetros que las definen; son adecuadas ya que inducen un mínimo de errores en el análisis, a menos que el problema sea complejo y obligue a realizar lo contrario.

III.2.2 LEYES CONSTITUTIVAS

El comportamiento esfuerzo-deformación de los elementos en el análisis numérico queda expresado mediante una ley constitutiva, la cual es una expresión obtenida a partir de la observación experimental. Actualmente existe una diversidad de leyes constitutivas que tratan de representar los diferentes comportamientos observados tanto en suelos como en rocas.

Un modelo constitutivo ideal para los suelos sería aquel que estuviera basado en las características tanto mecánicas como fisicoquímicas de las partículas, en el cual pudieran considerarse los giros, deslizamientos y deformaciones de cada partícula que conforman el material. Un modelo con esas

características podría representar el comportamiento de cualquier tipo de material como arcillas, arenas, limos y aun plásticos o metales. Sin embargo, el estado actual de conocimientos no permite aun enfrentar algunos de los retos que exigen dichos modelos. Es por esta razón que actualmente la mayor parte de los modelos se basan en comportamientos macroscópicos de los materiales, y por tanto son validos para el tipo de suelo estudiado y para cierto tipo de condiciones.

No es conveniente utilizar modelos constitutivos generales de un gran número de parámetros y tiempo de cómputo. Resulta más práctico emplear modelos sencillos que utilizan pocos parámetros, de fácil determinación y tiempos de cómputo razonables, aunque estén restringidos a cierta clase de materiales y sean validos a cierto tipo de solicitaciones.

Una de las leyes constitutivas más sencillas es la que representa el comportamiento elástico-lineal, la cual se define únicamente con el modulo de elasticidad y la relación de Poisson; este planteamiento no es muy adecuado para suelos, pero representa una forma sencilla y rápida de determinar ciertos parámetros mecánicos en el mismo.

Para suelos, se debe tomar en cuenta un criterio de plastificación, tal es el caso en su forma más simple del criterio elastoplástico perfecto, el cual es muy utilizado y de menor complejidad en los criterios que toman en cuenta la plasticidad.

La plasticidad está asociada con el desarrollo de deformaciones irreversibles. Para evaluar si se está o no en una zona plástica, el criterio de falla se aplica en función de los esfuerzos y las deformaciones. El criterio de falla o de cedencia, puede presentarse como una superficie en el espacio de los esfuerzos principales.

El principio básico de la elastoplasticidad estriba en que deformaciones y esfuerzos son descompuestos en una parte elástica y una parte plástica.

El modelo de Mohr-Coulomb es un modelo con criterio elastoplástico perfecto, en el cual se considera a la resistencia del medio en función tanto del esfuerzo medio aplicado como del ángulo de fricción interna del material, y considera cuatro parámetros de entrada; el módulo de elasticidad, la relación de Poisson, la cohesión y el ángulo de fricción interna.

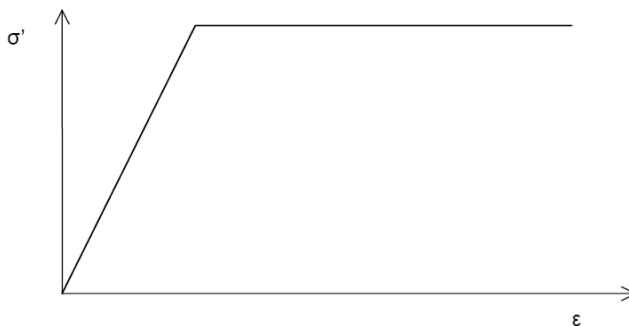


Figura 22.-Comportamiento elastoplástico perfecto

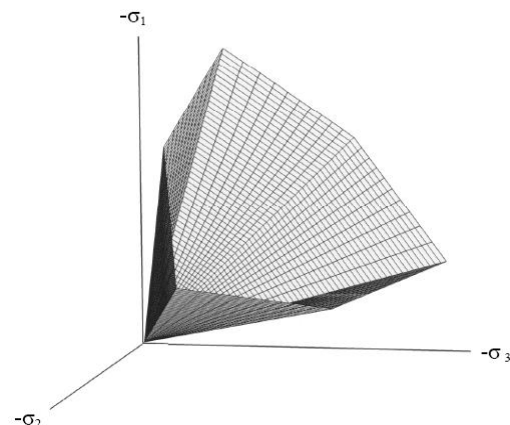


Figura 23.-Superficie de falla Mohr-Coulomb

EL criterio de falla de Mohr-Coulomb es considerado como un método de aproximación de primer orden del comportamiento real del suelo. Este método es uno de las más utilizados en el medio de ingeniería geotécnica y de simulaciones del suelo, dado que sus resultados se aproximan mucho a la realidad, además de ser un modelo simple que requiere pocos datos de entrada que comúnmente se encuentran en un estudio de mecánica de suelos y que para otros modelos difícilmente encontrarán más datos que se proporcionen.

Por lo anterior y tomando en cuenta las características del suelo de la ciudad de México, además de que muchos programas de computadora que realizan simulaciones numéricas con el método de elementos finitos tienen como opción el modelo de Mohr-Coulomb, es que se propone en este procedimiento el utilizar dicho criterio de falla.

Para mayor referencia sobre las formulaciones del modelo elástico y elasto-plástico (Mohr –Coulomb) vea el apéndice A.

III.2.3 MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

Elemento finito

La selección del elemento ocupa un lugar primordial en el análisis con el método de elementos finitos; del tipo de elemento depende el comportamiento de los resultados, pues es en el elemento donde se aplican las leyes constitutivas.

Actualmente se cuenta con numerosas opciones para la selección de elementos, propiciada primordialmente por la expansión que ha tenido el método en otros campos de la ingeniería, pero, dado que en general, el modelado con elementos finitos en la geotecnia se realiza en el espacio bidimensional, los elementos más apropiados son los semisólidos con deformación plana para discretizar al medio, y los tipo viga o placa semisólidos para representar el revestimiento. En los análisis tridimensionales se utilizan los elementos sólidos para representar el medio y placas o cascarones para representar al revestimiento o soporte del túnel.

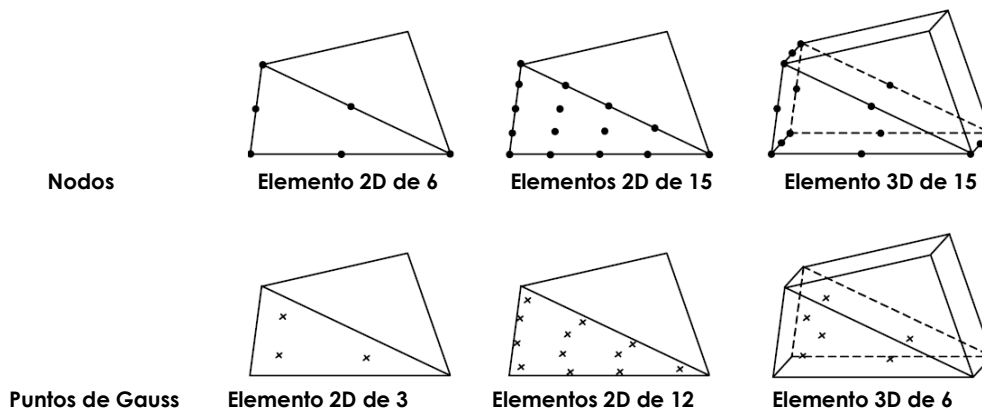


Figura 24.-Elementos sólidos triangulares en deformación plana y sólido

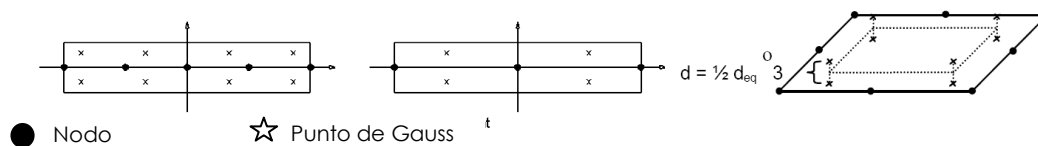


Figura 25.-Elementos viga (para 2D) y placa (para 3D).

En el desarrollo de la tesis, para análisis bidimensionales se utilizan los elementos semisólidos triangulares para el suelo y los elementos viga para el revestimiento. Para análisis tridimensionales se utilizan los elementos sólidos triangulares para el suelo y placas para el revestimiento.

Densidad de malla

La malla de elementos finitos debe reproducir fielmente las condiciones geométricas del análisis. El número de elementos a emplear para formar la malla debe elegirse bajo el principio de que un gran número de elementos si bien incrementa la exactitud del análisis, por otro lado genera mayor costo de

cómputo, además de requerir un gran esfuerzo en el diseño de la malla. Lo ideal es balancear entre los dos aspectos anteriores y en general la mejor malla es la más simple, para ello habrá que hacer simulaciones entre densidades en malla para verificar que la diferencia en el resultado está dentro de los límites permitidos por el tipo de análisis a realizar (el grado de exactitud que se requiera).

Es importante resaltar que la zona dentro del túnel y su periferia deben formarse con elementos más pequeños que el resto de la región (densificación de la malla) para tener mejores resultados.

Puntos nodales y de Gauss

Cada uno de los elementos se define por nodos y puntos de Gauss, y por su entorno, constituido por líneas generalmente rectas. Cada nodo tiene seis componentes de desplazamiento en las direcciones X, Y y Z, y de rotación respecto de los ejes X, Y y Z. Las direcciones asociadas con estas seis componentes de desplazamiento son conocidas como grados de libertad de los puntos nodales.

Los grados de libertad asociados a cada nodo dependen del tipo de elemento que conformen y de las condiciones especiales del análisis, como es el caso de los nodos ubicados en la frontera de la malla de elementos. En la tabla 2 se ejemplifican los diferentes grados de libertad que puede tener un nodo en función del tipo de elemento.

Tabla 2.-Grados de libertad en elementos

Tipo de elemento	Dirección de desplazamiento			Rotación respecto de ejes		
	X	Y	Z	X	Y	Z
Viga 2D (plano x-y)	libre	libre	fija	fija	fija	Libre
Viga 3D	libre	libre	libre	libre	libre	libre
Cascarón 3D	libre	libre	libre	libre	libre	libre
Semisólido (plano x-y)	libre	libre	fija	fija	fija	Fija
Sólido	libre	libre	libre	fija	fija	fija

Los grados de libertad para los elementos en la frontera de la malla, se muestran en la siguiente figura:

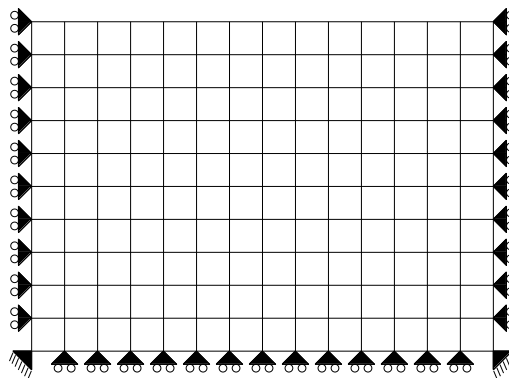


Figura 26.-Restricciones en los nodos de frontera

Respecto a los nodos, estos miden los desplazamientos y los puntos de Gauss miden esfuerzos; mientras más densidad de nodos y puntos de Gauss tenga un elemento, mayor será su exactitud.

Cada programa tiene su propio catálogo de elementos con diferentes número de nodos y puntos de Gauss sin embargo en el desarrollo de la tesis, para análisis bidimensionales se utilizan los elementos semisólidos triangulares de 15 nodos y 12 puntos de Gauss para el suelo y los elementos viga de 5 nodos y 8 puntos de Gauss para el revestimiento. Para análisis tridimensionales se utilizan los elementos sólidos triangulares de 15 nodos y 6 puntos de Gauss para el suelo y placas de 8 nodos y 8 puntos de Gauss para el revestimiento, los cuales se consideran apropiados para el análisis de este tipo de estructura.

Tamaño de región

Se debe establecer en la región un tamaño de ancho y profundidad para análisis en 2D y las anteriores más el largo para simulaciones en 3D, respecto al diámetro del túnel. Lo anterior con el fin de evitar influencias de las condiciones de frontera en los resultados de los elementos del centro de la región. Mientras más alejadas estén las paredes de las fronteras de la región, resultados más estables se podrán obtener. ¿Pero, qué tan alejadas deben estar las fronteras y hasta que profundidad después del desplante del túnel es recomendable modelar?; para resolver esas dudas, se realizó una calibración de malla en función del tamaño de región (ancho y profundidad para análisis 2D, y ancho, largo frontal, largo posterior y profundidad para análisis 3D).

SIMULACIONES NUMÉRICAS 2D

Se realizaron las simulaciones a los modelos, de acuerdo a las siguientes variables y condiciones:

- Tamaños de túnel (D): 4, 8 y 12m
- Profundidad de centro de túnel: 12, 24 y 36m
- Profundidad de región: 51m
- Número de estratos del suelo: 9 estratos, de los cuales los 3 más profundos son considerados firmes (de acuerdo al RCDF).
- Ancho de región (B): 3, 5, 7, 9 y 12 diámetros del túnel

Estas combinaciones de análisis numéricos se realizaron en el programa de computadora Plaxis v8, el cual realiza simulaciones mediante el método de los elementos finitos.

Para los modelos, se utilizaron elementos sólidos triangulares en deformación plana de 15 nodos con 12 puntos de Gauss. Las condiciones de frontera se establecieron como fijas en ambas direcciones en la base de la malla y para las paredes como fijas en el sentido horizontal y libre en el sentido vertical.

Base: $dx=dy=0$
Paredes: $dx=0, dy=libre$

Así también, respecto al suelo, la ley constitutiva utilizada fue elastoplástico con el criterio de falla de Mohr-Coulomb en condiciones de suelo no drenado, con las propiedades del suelo mostradas en el anexo 1. El sistema de unidades utilizado es el Sistema Internacional.

Los pasos realizados en la simulación de las combinaciones fue el siguiente:

- Primero se estableció un tamaño de túnel de 4m a una profundidad de 12m y con ello simular los modelos con ancho de malla desde 3 diámetros del túnel, hasta 12 diámetros.
- Posteriormente se realizó la misma serie de combinaciones pero con un diámetro de 8m y 12m respectivamente.
- Una vez terminadas las 15 combinaciones, se procedió a realizar otras 15 combinaciones, pero ahora con una profundidad de 24m.
- Terminadas las anteriores, se realizó lo mismo, pero con una profundidad de 36m, dando un total de 45 modelos resultado de las combinaciones.

Para cada simulación, se obtuvo como resultado el desplazamiento en el centro de cada estrato dentro de la masa del suelo, el desplazamiento en la clave del túnel y los desplazamientos en la superficie desde el centro del túnel hasta el límite de la región. Cabe mencionar que en los modelos no se incluyó el efecto del revestimiento del túnel mediante ningún tipo de soporte.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, los estratos A, B y C forman parte del suelo firme o rígido y los estratos D, E, F, G, H, e I son suelos blandos (ver figura 29 y ver anexo 1).

La siguiente figura muestra esquemáticamente como se realizaron las simulaciones con las combinaciones de tamaño de túnel, profundidad de túnel y ancho de región.

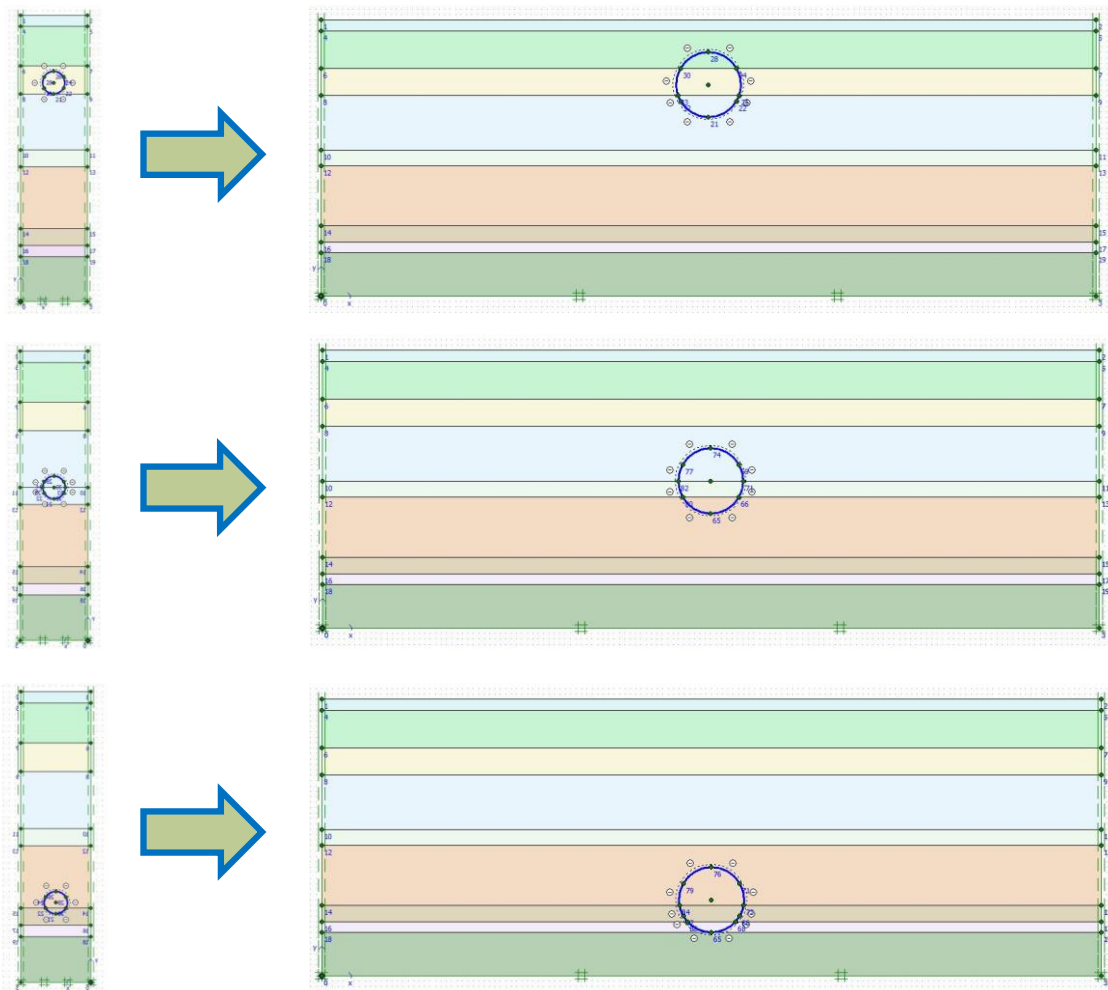


Figura 27.-Esquema en proceso de simulaciones para diferentes combinaciones

Las combinaciones, así como los nombres de los archivos de las mismas, se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 3.-Variables para cada combinación de modelo con profundidad de túnel=12m

MODELO	D (m)	B Veces D	B (m)	Prof. Región (m)	Prof. Tunnel (m)	# modelo
EST-P1-4-3	4	3	12	51	12	1
EST-P1-4-5	4	5	20	51	12	2
EST-P1-4-7	4	7	28	51	12	3
EST-P1-4-9	4	9	36	51	12	4
EST-P1-4-12	4	12	48	51	12	5
EST-P1-8-3	8	3	24	51	12	7
EST-P1-8-5	8	5	40	51	12	8
EST-P1-8-7	8	7	56	51	12	9
EST-P1-8-9	8	9	72	51	12	10
EST-P1-8-12	8	12	96	51	12	11
EST-P1-12-3	12	3	36	51	12	13
EST-P1-12-5	12	5	60	51	12	14
EST-P1-12-7	12	7	84	51	12	15
EST-P1-12-9	12	9	108	51	12	16
EST-P1-12-12	12	12	144	51	12	17

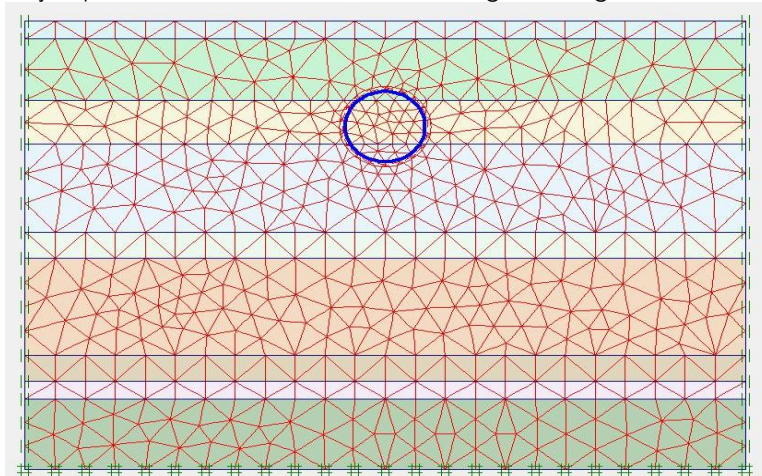
Tabla 4.-Variables para cada combinación de modelo con profundidad de túnel=24m

MODELO	D	B		Prof. Región	Prof. Tunnel	# modelo
	(m)	Veces D	(m)	(m)	(m)	
EST-P2-4-3	4	3	12	51	24	1
EST-P2-4-5	4	5	20	51	24	2
EST-P2-4-7	4	7	28	51	24	3
EST-P2-4-9	4	9	36	51	24	4
EST-P2-4-12	4	12	48	51	24	5
EST-P2-8-3	8	3	24	51	24	7
EST-P2-8-5	8	5	40	51	24	8
EST-P2-8-7	8	7	56	51	24	9
EST-P2-8-9	8	9	72	51	24	10
EST-P2-8-12	8	12	96	51	24	11
EST-P2-12-3	12	3	36	51	24	13
EST-P2-12-5	12	5	60	51	24	14
EST-P2-12-7	12	7	84	51	24	15
EST-P2-12-9	12	9	108	51	24	16
EST-P2-12-12	12	12	144	51	24	17

Tabla 5.-Variables para cada combinación de modelo con profundidad de túnel=36m

MODELO	D	B		Prof. Región	Prof. Tunnel	# modelo
	(m)	Veces D	(m)	(m)	(m)	
EST-P3-4-3	4	3	12	51	36	1
EST-P3-4-5	4	5	20	51	36	2
EST-P3-4-7	4	7	28	51	36	3
EST-P3-4-9	4	9	36	51	36	4
EST-P3-4-12	4	12	48	51	36	5
EST-P3-8-3	8	3	24	51	36	7
EST-P3-8-5	8	5	40	51	36	8
EST-P3-8-7	8	7	56	51	36	9
EST-P3-8-9	8	9	72	51	36	10
EST-P3-8-12	8	12	96	51	36	11
EST-P3-12-3	12	3	36	51	36	13
EST-P3-12-5	12	5	60	51	36	14
EST-P3-12-7	12	7	84	51	36	15
EST-P3-12-9	12	9	108	51	36	16
EST-P3-12-12	12	12	144	51	36	17

El tamaño del elemento se adecuó para cada tamaño de túnel, siendo la densidad de elementos de acuerdo al tamaño de región. En el Plaxis se estableció como fina la densidad, refinando en la zona dentro del túnel. Un ejemplo del mallado se muestra en la siguiente figura:

**Figura 28.-Tamaño de elemento respecto al tamaño de región**

La ubicación de los puntos nodales para la obtención de los desplazamientos se muestra en la siguiente figura:

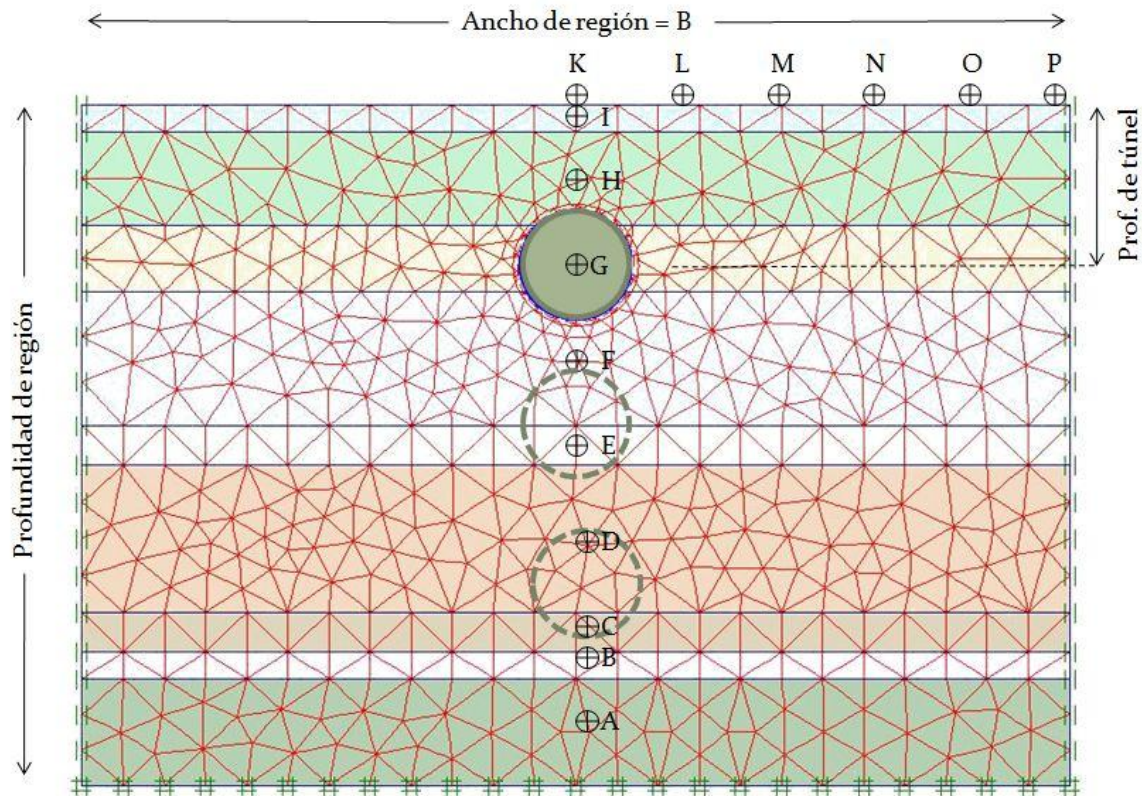


Figura 29.-Ubicación de puntos nodales donde se obtuvieron resultados de desplazamientos

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos de desplazamientos en cada uno de los puntos nodales, de acuerdo a la combinación indicada y referente a la figura 29. El nodo j está ubicado en la clave del túnel e indica el desplazamiento vertical en ese punto, no del centro de estrato, por lo que su ubicación es variable y depende de la ubicación del túnel.

Tabla 6.-Desplazamientos verticales en los nodos - prof. de túnel 12m

MODELO	DESPLAZAMIENTOS EN EJE DE TÚNEL (m)										DESPLAZAMIENTOS SUPERFICIALES TRANSV. (m)					
	vertical										vertical					
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
EST-P1-4-3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0009		-0.0300	-0.0290	-0.0410	-0.0290	-0.0290	-0.0290			
EST-P1-4-5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0015		-0.0200	-0.0180	-0.0320	-0.0180	-0.0180	-0.0170	-0.0160	-0.0160	
EST-P1-4-7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.0021		-0.0170	-0.0150	-0.0310	-0.0150	-0.0130	-0.0110	-0.0094	-0.0080	
EST-P1-4-9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.0027		-0.0160	-0.0140	-0.0280	-0.0130	-0.0120	-0.0090	-0.0070	-0.0050	
EST-P1-4-12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008	0.0028		-0.0150	-0.0130	-0.0260	-0.0120	-0.0080	-0.0059	-0.0040	-0.0033	-0.0020
EST-P1-8-3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0011	0.0071		-0.0600	-0.0570	-0.0760	-0.0560	-0.0520	-0.0450			
EST-P1-8-5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.0022	0.0100		-0.0530	-0.0470	-0.0700	-0.0450	-0.0410	-0.0310	-0.0230	-0.0190	
EST-P1-8-7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0008	0.0027	0.0110		-0.0530	-0.0440	-0.0680	-0.0400	-0.0280	-0.0150	-0.0094	-0.0070	
EST-P1-8-9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010	0.0029	0.0120		-0.0490	-0.0420	-0.0700	-0.0400	-0.0280	-0.0130	-0.0075	-0.0061	
EST-P1-8-12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0011	0.0031	0.0115		-0.0490	-0.0410	-0.0690	-0.0390	-0.0260	-0.0120	-0.0060	-0.0040	-0.0030
EST-P1-12-3	0.0000	0.0000	0.0004	0.0013	0.0046	0.0160		-0.1300	-0.1150	-0.1370	-0.1120	-0.0740	-0.0490			
EST-P1-12-5	0.0000	0.0000	0.0006	0.0022	0.0064	0.0260		-0.1260	-0.1070	-0.1290	-0.1020	-0.0750	-0.0420	-0.0270	-0.0200	
EST-P1-12-7	0.0000	0.0000	0.0008	0.0023	0.0069	0.0300		-0.1290	-0.1030	-0.1220	-0.0980	-0.0360	-0.0150	-0.0110	-0.0100	
EST-P1-12-9	0.0000	0.0000	0.0009	0.0024	0.0070	0.0300		-0.1210	-0.1010	-0.1210	-0.0960	-0.0370	-0.0130	-0.0080	-0.0080	
EST-P1-12-12	0.0000	0.0000	0.0009	0.0030	0.0075	0.0310		-0.1270	-0.0990	-0.1200	-0.0940	-0.0330	-0.0110	-0.0070	-0.0060	-0.0050

Tabla 7.-Desplazamientos verticales en los nodos - prof. de túnel 24m

MODELO	DESPLAZAMIENTOS EN EJE DE TÚNEL (m)										DESPLAZAMIENTOS SUPERFICIALES TRANSV. (m)					
	vertical										vertical					
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
EST-P2-4-3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		-0.0270	-0.0250	-0.0250	-0.0250	-0.0360	-0.0250	-0.0250	-0.0250			
EST-P2-4-5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		-0.0160	-0.0110	-0.0100	-0.0100	-0.0230	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	
EST-P2-4-7	0.0000	0.0000	0.0002	0.0010		-0.0140	-0.0086	-0.0077	-0.0075	-0.0220	-0.0070	-0.0070	-0.0070	-0.0060	-0.0060	
EST-P2-4-9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0014		-0.0130	-0.0070	-0.0060	-0.0060	-0.0210	-0.0060	-0.0060	-0.0050	-0.0050	-0.0050	
EST-P2-4-12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0017		-0.0080	-0.0044	-0.0037	-0.0036	-0.0180	-0.0040	-0.0030	-0.0030	-0.0030	-0.0033	-0.0020
EST-P2-8-3	0.0000	0.0000	0.0009	0.0060		-0.0590	-0.0400	-0.0370	-0.0360	-0.0610	-0.0360	-0.0360	-0.0360			
EST-P2-8-5	0.0000	0.0010	0.0017	0.0063		-0.0510	-0.0290	-0.0260	-0.0250	-0.0540	-0.0240	-0.0240	-0.0220	-0.0210	-0.0190	
EST-P2-8-7	0.0000	0.0012	0.0020	0.0075		-0.0440	-0.0260	-0.0220	-0.0200	-0.0460	-0.0200	-0.0180	-0.0140	-0.0120	-0.0110	
EST-P2-8-9	0.0000	0.0013	0.0020	0.0070		-0.0440	-0.0250	-0.0200	-0.0180	-0.0470	-0.0180	-0.0160	-0.0120	-0.0090	-0.0080	
EST-P2-8-12	0.0000	0.0010	0.0020	0.0070		-0.0440	-0.0250	-0.0200	-0.0170	-0.0470	-0.0170	-0.0150	-0.0110	-0.0060	-0.0040	-0.0020
EST-P2-12-3	0.0000	0.0025	0.0039	0.0140			-0.0740	-0.0640	-0.0620	-0.1040	-0.0610	-0.0580	-0.0520			
EST-P2-12-5	0.0001	0.0030	0.0049	0.0180			-0.0620	-0.0500	-0.0470	-0.0960	-0.0460	-0.0430	-0.0350	-0.0280	-0.0250	
EST-P2-12-7	0.0001	0.0030	0.0050	0.0180			-0.0570	-0.0450	-0.0410	-0.0850	-0.0400	-0.0300	-0.0190	-0.0160	-0.0140	
EST-P2-12-9	0.0007	0.0031	0.0050	0.0180			-0.0550	-0.0430	-0.0390	-0.0810	-0.0370	-0.0270	-0.0160	-0.0120	-0.0110	
EST-P2-12-12	0.0008	0.0030	0.0050	0.0180			-0.0540	-0.0420	-0.0380	-0.0800	-0.0360	-0.0260	-0.0100	-0.0080	-0.0060	-0.0040

Tabla 8.-Desplazamientos verticales en los nodos - prof. de túnel 36m

MODELO	DESPLAZAMIENTOS EN EJE DE TÚNEL (m)										DESPLAZAMIENTOS SUPERFICIALES TRANSV. (m)					
	vertical										vertical					
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
EST-P3-4-3	0.0000	0.0015	0.0045	-0.0210	-0.0180	-0.0180	-0.0180	-0.0180	-0.0180	-0.0270	-0.0180	-0.0180	-0.0180			
EST-P3-4-5	0.0000	0.0024	0.0070	-0.0160	-0.0110	-0.0110	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0210	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	-0.0100	
EST-P3-4-7	0.0005	0.0030	0.0070	-0.0140	-0.0080	-0.0070	-0.0070	-0.0070	-0.0070	-0.0190	-0.0074	-0.0074	-0.0074	-0.0070	-0.0070	
EST-P3-4-9	0.0000	0.0030	0.0070	-0.0130	-0.0077	-0.0065	-0.0060	-0.0058	-0.0058	-0.0180	-0.0058	-0.0058	-0.0058	-0.0058	-0.0060	
EST-P3-4-12	0.0000	0.0030	0.0070	-0.0130	-0.0080	-0.0070	-0.0060	-0.0060	-0.0060	-0.0180	-0.0040	-0.0030	-0.0030	-0.0020	-0.0020	-0.0010
EST-P3-8-3	0.0027	0.0120		-0.0530	-0.0400	-0.0370	-0.0360	-0.0360	-0.0360	-0.0540	-0.0360	-0.0360	-0.0360			
EST-P3-8-5	0.0023	0.0150		-0.0470	-0.0240	-0.0220	-0.0220	-0.0220	-0.0220	-0.0460	-0.0210	-0.0210	-0.0210	-0.0210	-0.0210	
EST-P3-8-7	0.0025	0.0160		-0.0470	-0.0260	-0.0200	-0.0180	-0.0170	-0.0160	-0.0460	-0.0160	-0.0160	-0.0150	-0.0140	-0.0130	
EST-P3-8-9	0.0024	0.0150		-0.0450	-0.0240	-0.0190	-0.0160	-0.0150	-0.0140	-0.0430	-0.0140	-0.0140	-0.0120	-0.0110	-0.0100	
EST-P3-8-12	0.0020	0.0150		-0.0440	-0.2400	-0.0190	-0.0160	-0.0140	-0.0130	-0.0420	-0.0130	-0.0110	-0.0090	-0.0050	-0.0030	-0.0010
EST-P3-12-3	0.0057				-0.0690	-0.0600	-0.0550	-0.0540	-0.0540	-0.0870	-0.0550	-0.0550	-0.0550			
EST-P3-12-5	0.0050				-0.0560	-0.0450	-0.0380	-0.0360	-0.0350	-0.0740	-0.0350	-0.0330	-0.0340	-0.0310	-0.0290	
EST-P3-12-7	0.0050				-0.0530	-0.0410	-0.0330	-0.0310	-0.0290	-0.0790	-0.0290	-0.0260	-0.0210	-0.0190	-0.0190	
EST-P3-12-9	0.0050				-0.0530	-0.0390	-0.0320	-0.0280	-0.0260	-0.0780	-0.0260	-0.0230	-0.0180	-0.0140	-0.0120	
EST-P3-12-12	0.0050				-0.0530	-0.0390	-0.0320	-0.0280	-0.0260	-0.0780	-0.0260	-0.0220	-0.0080	-0.0050	-0.0060	-0.0010

En las siguientes tablas se muestran los datos del mallado referentes al total de los elementos, nodos y puntos de Gauss para cada uno de los modelos de las combinaciones realizadas.

Tabla 9.-Datos de malla para cada modelo 2D – prof de túnel 12m

MODELO	# elementos	# nodos	# Puntos de Gauss	# modelo
EST-P1-4-3	1050	8677	12600	1
EST-P1-4-5	1080	8889	12960	2
EST-P1-4-7	986	8109	11832	3
EST-P1-4-9	1008	8273	12096	4
EST-P1-4-12	900	7405	10800	5
EST-P1-8-3	1210	9969	14520	7
EST-P1-8-5	1054	8689	12648	8
EST-P1-8-7	1116	9165	13392	9
EST-P1-8-9	1068	8785	12816	10
EST-P1-8-12	1082	8881	12948	11
EST-P1-12-3	1278	10529	15336	13
EST-P1-12-5	1232	10145	14784	14
EST-P1-12-7	1122	9241	13464	15
EST-P1-12-9	1174	9649	14088	16
EST-P1-12-12	1130	9305	13560	17

Tabla 10.-Datos de malla para cada modelo 2D – prof de túnel 24m

MODELO	# elementos	# nodos	# Puntos de Gauss	# modelo
EST-P2-4-3	1066	8813	12792	1
EST-P2-4-5	1042	8577	12504	2
EST-P2-4-7	1000	8221	12000	3
EST-P2-4-9	986	8097	11832	4
EST-P2-4-12	902	7421	10824	5
EST-P2-8-3	1184	9753	14208	7
EST-P2-8-5	1094	9009	12128	8
EST-P2-8-7	1106	9093	13272	9
EST-P2-8-9	1054	8665	12648	10
EST-P2-8-12	1143	9375	13716	11
EST-P2-12-3	1220	10065	14640	13
EST-P2-12-5	1206	9929	14472	14
EST-P2-12-7	1122	9241	13464	15
EST-P2-12-9	1019	8514	12850	16
EST-P2-12-12	935	7998	12016	17

Tabla 11.-Datos de malla para cada modelo 2D – prof de túnel 36m

MODELO	# elementos	# nodos	# Puntos de Gauss	# modelo
EST-P3-4-3	1042	8613	12504	1
EST-P3-4-5	1048	8633	12576	2
EST-P3-4-7	1012	8317	12144	3
EST-P3-4-9	986	8097	11832	4
EST-P3-4-12	970	7973	11640	5
EST-P3-8-3	1240	10217	14880	7
EST-P3-8-5	1098	9041	13176	8
EST-P3-8-7	1078	8861	12936	9
EST-P3-8-9	1074	8833	12888	10
EST-P3-8-12	1072	8819	12876	11
EST-P3-12-3	1248	10289	14976	13
EST-P3-12-5	1216	10017	14592	14
EST-P3-12-7	1098	9049	13176	15
EST-P3-12-9	1109	9131	13308	16
EST-P3-12-12	1150	9185	13402	17

Los desplazamientos en los puntos nodales especificados en la figura 29 para cada uno de los modelos, se graficaron, agrupándolos en bloques por cada diámetro de túnel (del 1 al 5, diam.=4m; del 7 al 11, diam.= 8m; del 13 al 17, diam.=12m).

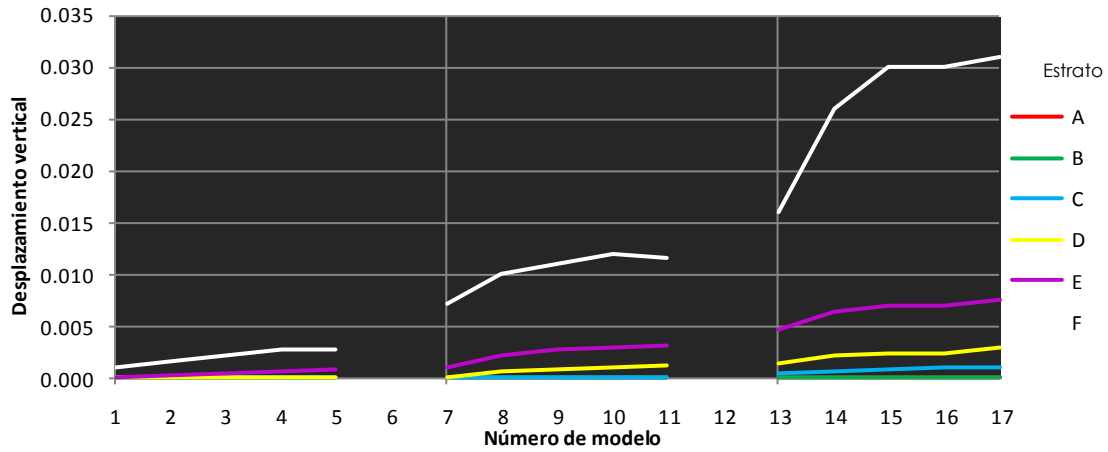


Figura 30.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F para modelos de prof. de túnel=12m

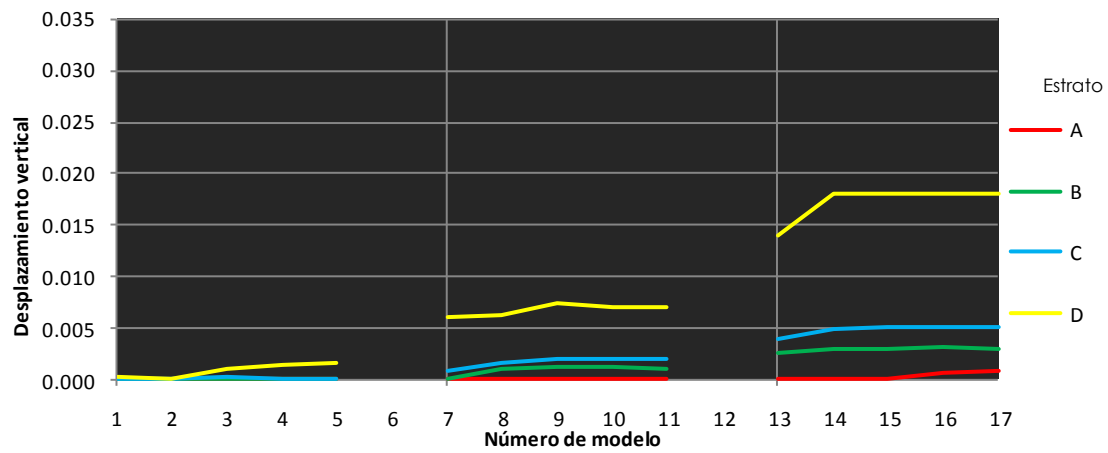


Figura 31.-Desplazamientos verticales en nodos del A al D para modelos de prof. de túnel=24m

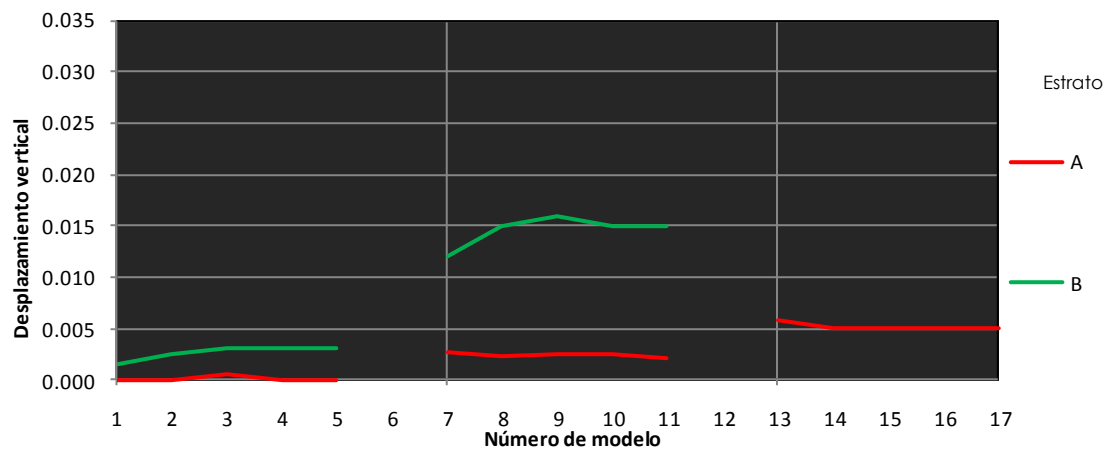


Figura 32.-Desplazamientos verticales en nodos del A al D para modelos de prof. de túnel=36m

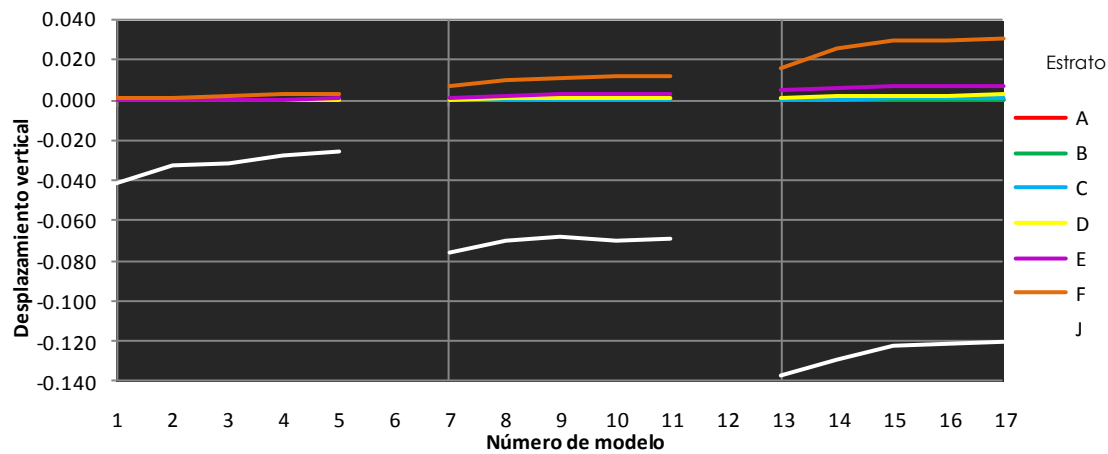


Figura 33.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F con J para modelos de prof. de túnel=12m

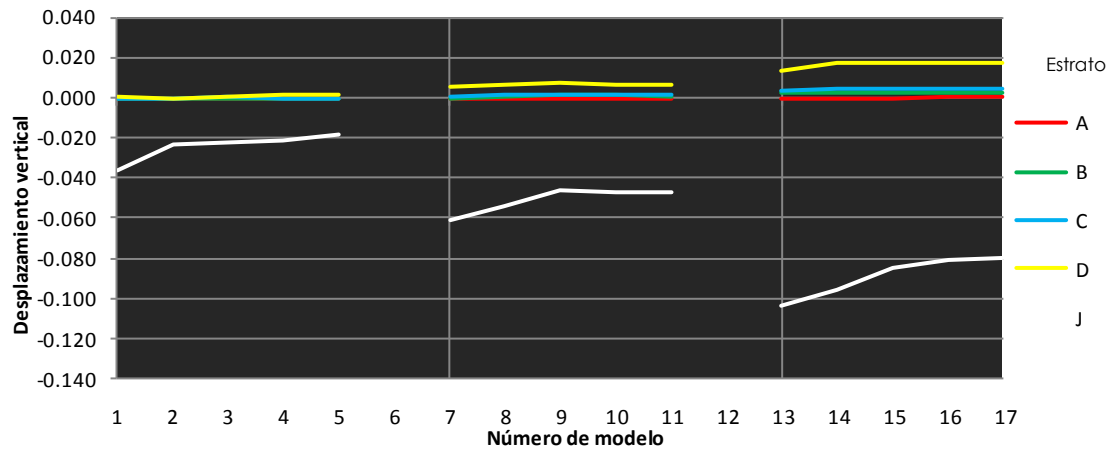


Figura 34.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F con J para modelos de prof. de túnel=24m

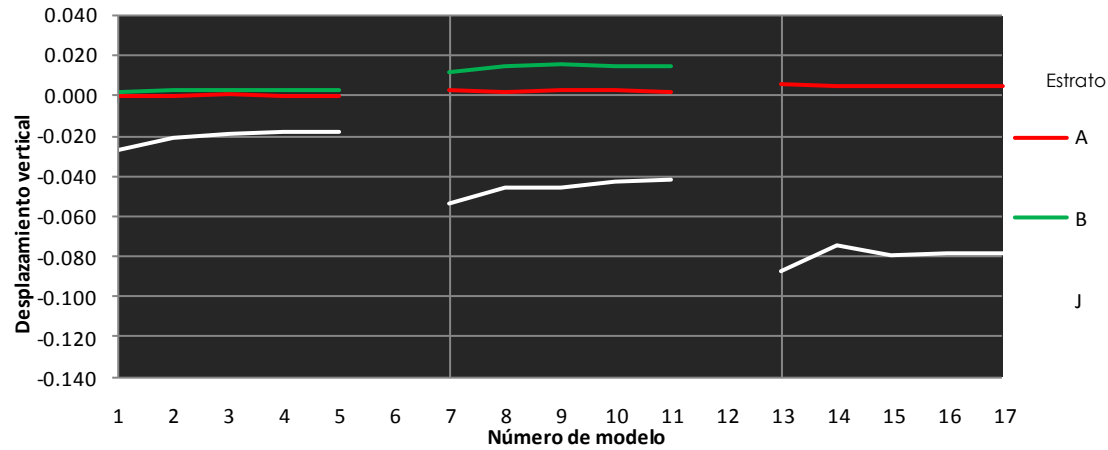


Figura 35.-Desplazamientos verticales en nodos del A al F con J para modelos de prof. de túnel=36m

Y para cada bloque se aumento el ancho de región, desde 3 diámetros hasta 12 diámetros. Aún así, para mayor referencia, los números de modelo mostrados corresponden a la combinación de ancho de región y diámetro de túnel indicados en las tablas de "variables para cada combinación de modelo" (ver tablas de la 3 a la 5).

Las líneas son resultado de la unión de los desplazamientos verticales en un nodo en específico para un diámetro de túnel, aumentando el ancho de región.

Cabe recordar, que de acuerdo a lo indicado en el Anexo 1, los nodos A, B y C están ubicados en estratos considerados como firmes o rígidos de acuerdo al RCDF 2004 y los nodos del D al I dentro de estratos blandos. El punto J se ubica en la clave del túnel, sin embargo, en las tres profundidades de túnel se encuentra en estratos blandos. Los nodos del K al P son nodos superficiales sobre el estrato de relleno.

Las figuras del 30 al 32 muestran los desplazamientos en los nodos de estratos bajo el desplante del túnel, indicando que en todos los casos, la magnitud de deformación del estrato inmediato inferior respecto al desplante del túnel, es mayor (cerca del 75 % promedio) que el resto de los estratos más abajo. Por lo que se puede indicar, que es suficiente con modelar hasta un estrato más abajo del desplante del túnel, pues los efectos de estratos más profundos no impactan de manera significativa en los resultados.

Las figuras del 33 a la 35, muestran los mismos resultados anteriores, pero ahora comparándolas contra el desplazamiento en la clave del túnel a la profundidad que le aplica. Donde se indica que el desplazamiento de la clave del túnel es del orden de 75% del estrato inmediato inferior y del 95% del segundo estrato inferior. Observándose todavía con más claridad la poca importancia de los estratos inferiores para el efecto de deformación en el túnel durante su construcción. Otra deducción que se puede rescatar de los resultados, es que, en general, en los desplazamientos importantes los resultados tienden a ser estables a partir del tercer modelo de cada bloque por diámetro del túnel, equivalente a decir, a partir de 7 diámetros del túnel.

Se tiene que recordar que todos estos modelos están planteados para análisis de deformación elástica, por lo que para modelos de análisis a consolidación o algún otro efecto a largo plazo se tendrá que verificar la influencia de los estratos inferiores.

A continuación se muestran las gráficas de los resultados de desplazamientos en el nodo J (clave del túnel) para diferentes anchos de región, desde 3 hasta 12 diámetros de túnel.

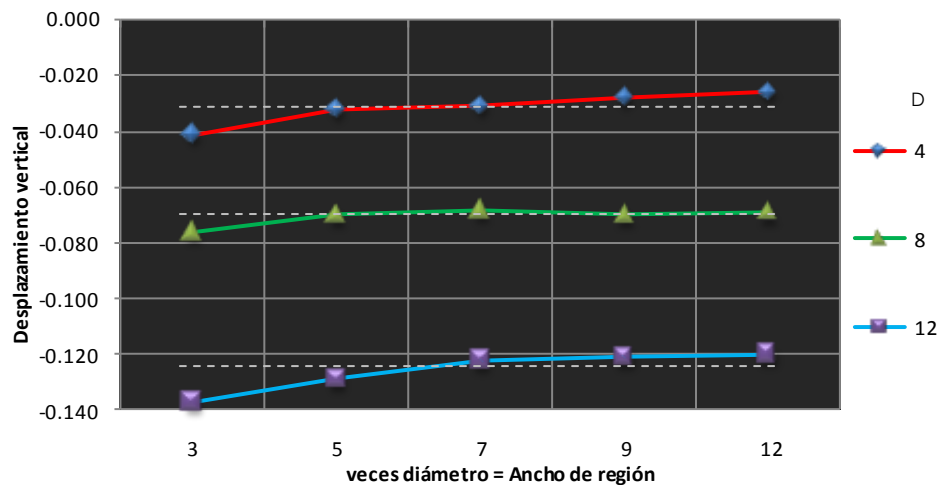


Figura 36.-Desplazamientos verticales en el nodo J para modelos de prof. de túnel=12m

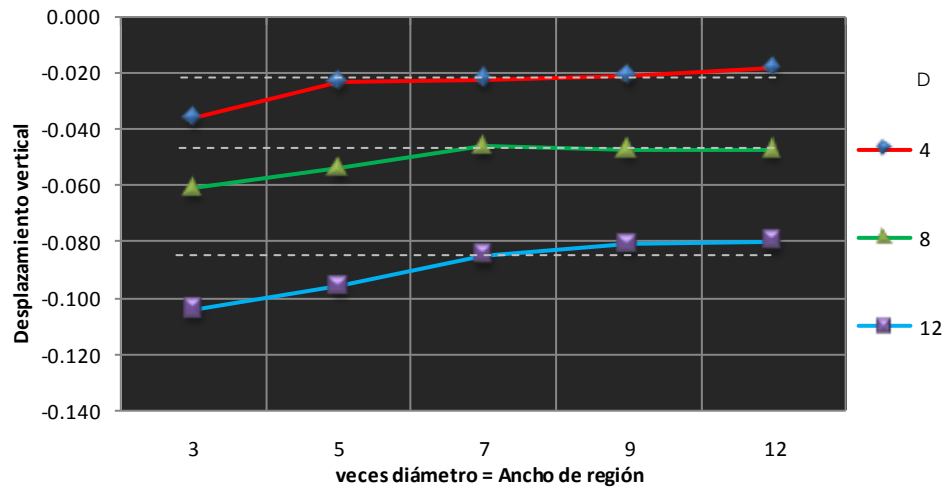


Figura 37.-Desplazamientos verticales en el nodo J para modelos de prof. de túnel=24m

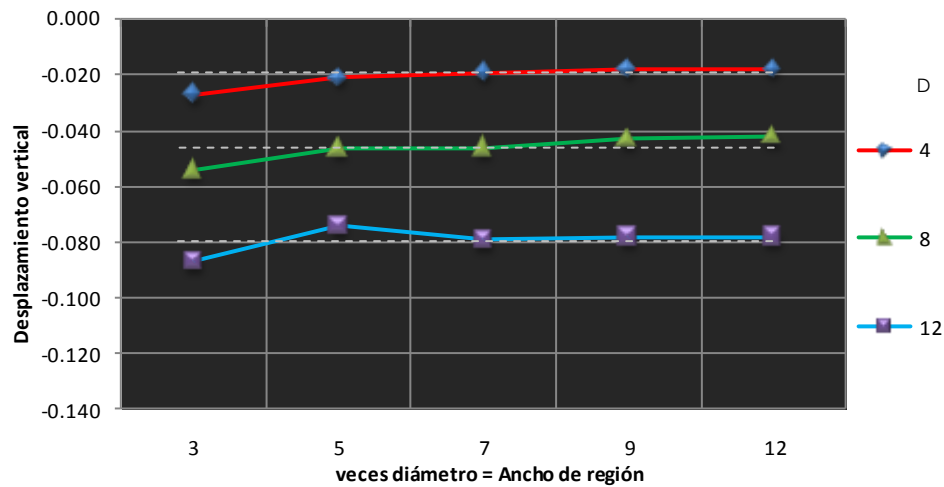


Figura 38.-Desplazamientos verticales en el nodo J para modelos de prof. de túnel=36m

Las líneas indican los desplazamientos verticales del nodo J (clave del túnel) para cada diámetro del túnel, aumentando el ancho de la región, desde 3 hasta 12 diámetros del túnel.

De lo cual se observa que a mayor diámetro mayor desplazamiento y se observa también que los resultados tienden a ser estables (que las condiciones de frontera dejan de influir en los resultados) modelando regiones con una dimensión de ancho a partir de 7 veces el diámetro del túnel.

En las siguientes gráficas se muestra la influencia de las condiciones de frontera en los resultados de desplazamiento de superficie, obteniendo dichos desplazamientos de los modelos para cada diámetro y aumentando el ancho de región, desde 3 hasta 12 diámetros.

Tomando en cuenta que en resultados anteriores se ha demostrado que los resultados son inestables para anchos de región de 3 y 5 diámetros de túnel, en las siguientes gráficas se muestran a color los anchos de 7, 9 y 12 diámetros, y en color gris los de 3 y 5 diámetros de túnel.

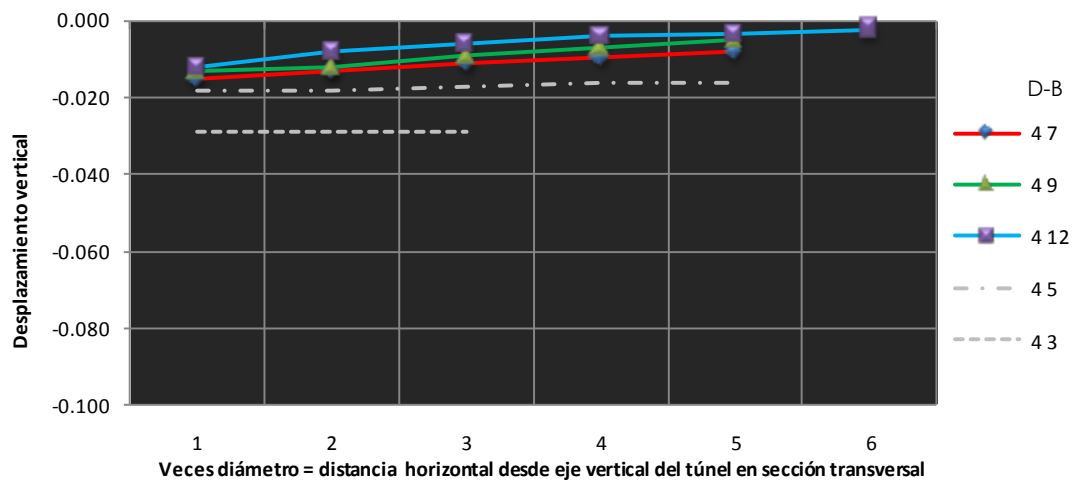


Figura 39.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=4m, prof. de túnel=12m

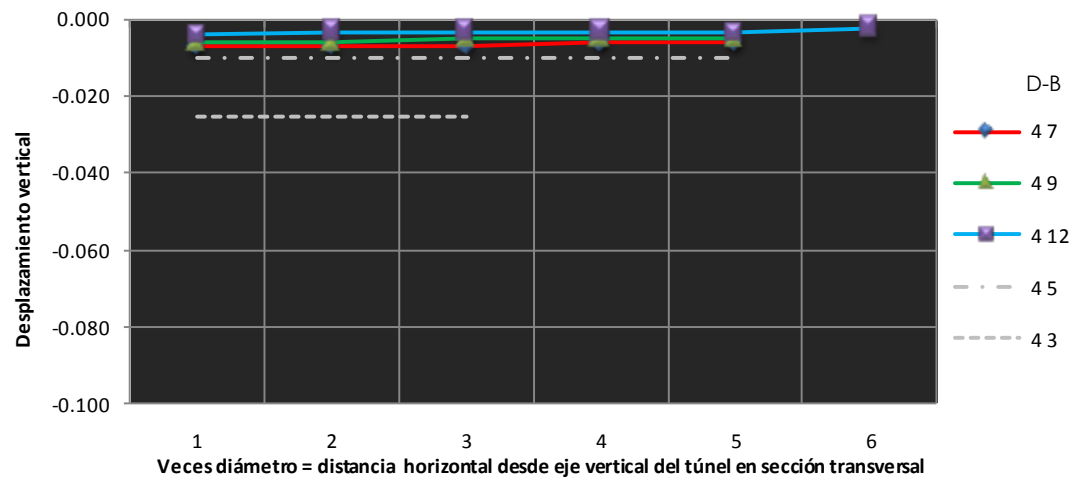


Figura 40.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=4m, prof. de túnel=24m

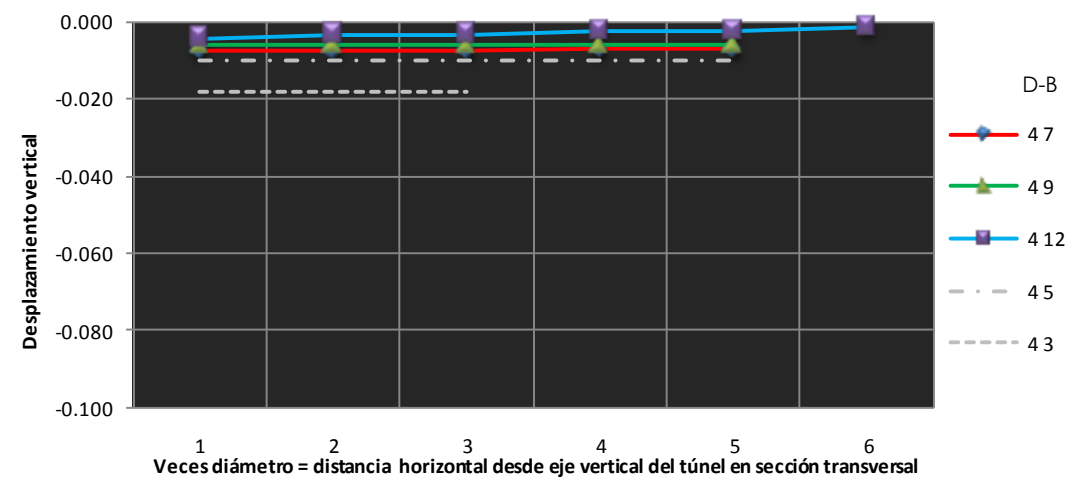


Figura 41.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=4m, prof. de túnel=36m

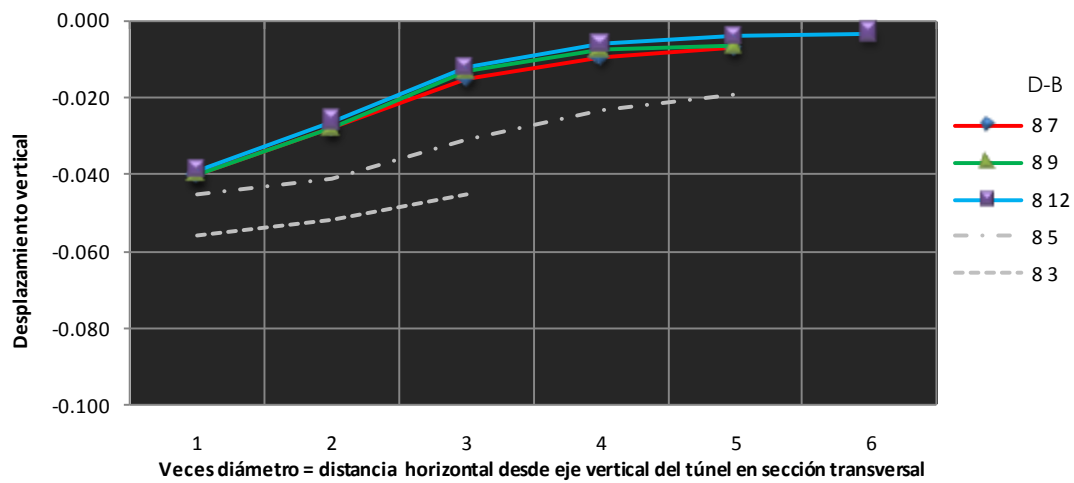


Figura 42.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=8m, prof. de túnel=12m

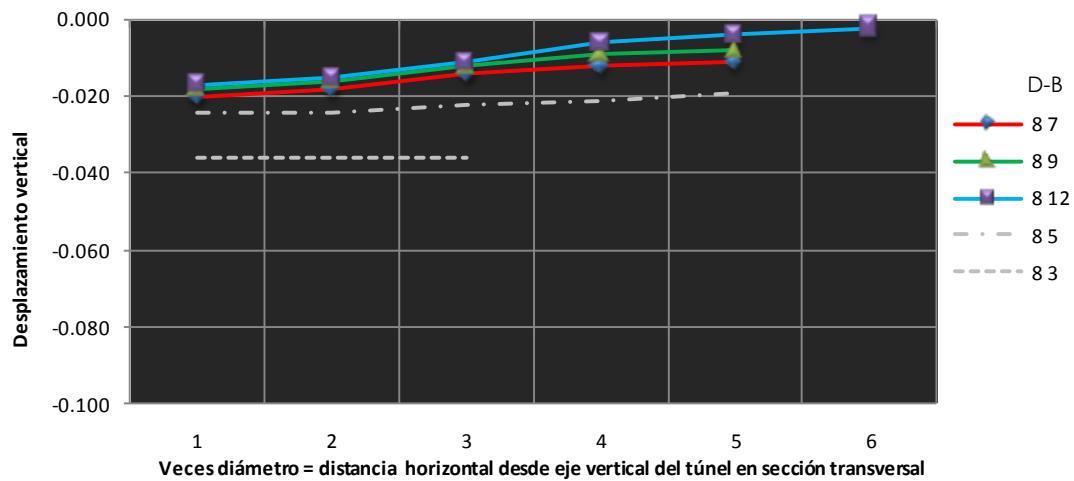


Figura 43.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=8m, prof. de túnel=24m

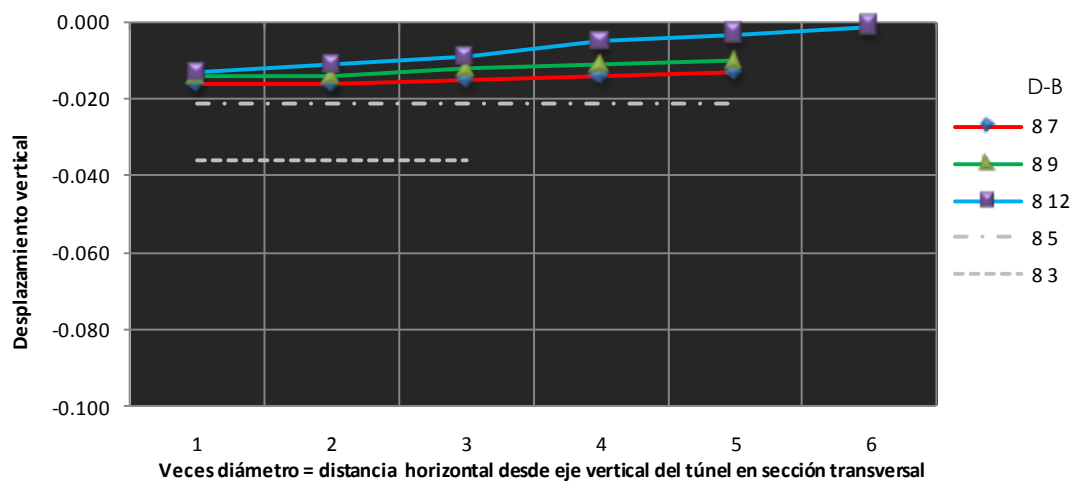


Figura 44.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=8m, prof. de túnel=36m

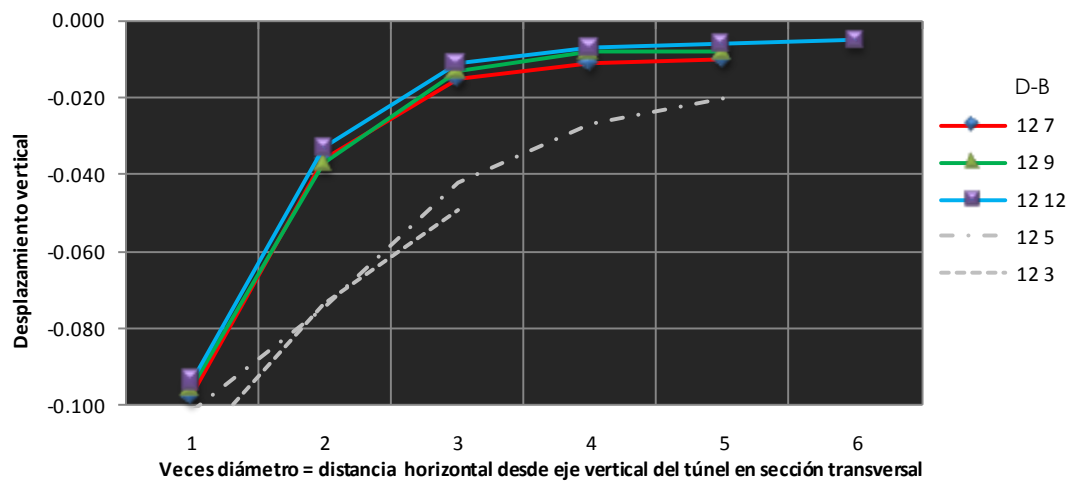


Figura 45.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=12m, prof. de túnel=12m

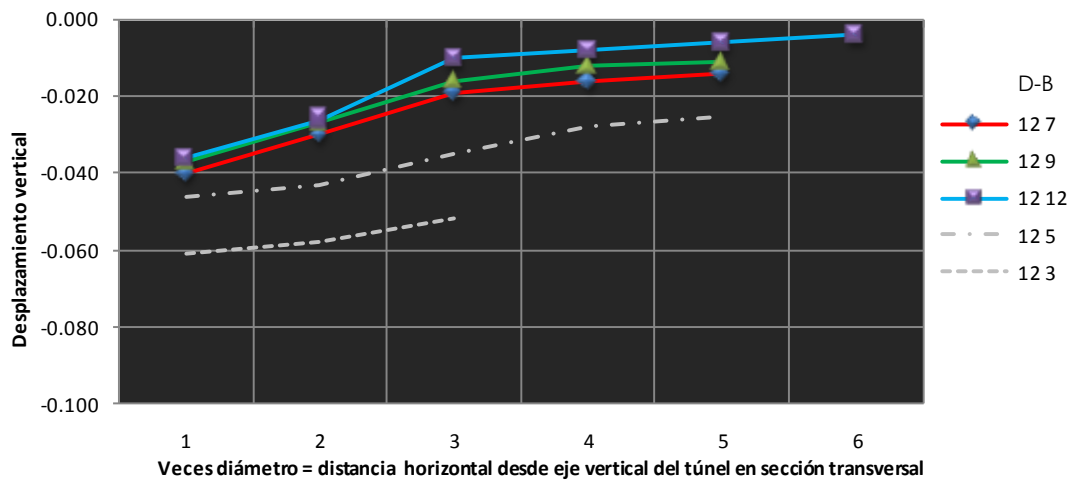


Figura 46.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=12m, prof. de túnel=24m

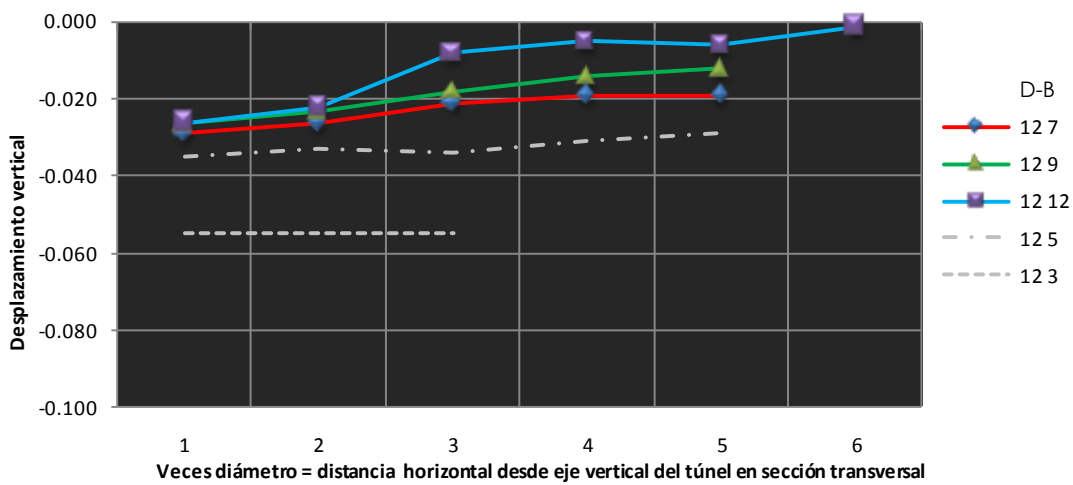


Figura 47.-Desplazamientos verticales superficiales para modelos: diam=12m, prof. de túnel=36m

De las figuras 39 a la 47 se puede observar lo siguiente:

- Que los desplazamientos superficiales tienen a disminuir conforme se aumenta la profundidad del túnel.
- Los desplazamientos superficiales son importantes para relaciones de profundidad/diámetro menores de 4.
- Se observa que las curvas para modelos con anchos de región a partir de 7 diámetros del túnel dan resultados prácticamente iguales y que modelar con anchos de región menores nos conllevará a valores sobre estimados.
- La influencia de la construcción del túnel en los desplazamientos superficiales de la sección transversal, llega hasta 4 diámetros del túnel, mas allá se pueden considerar despreciables. Lo anterior tomando en cuenta que no se encuentra una construcción cercana sensible a las deformaciones.

En general, tomando en cuenta todos los análisis 2D realizados con anterioridad, se define que la región para el modelo debe tener un ancho mínimo de 7 diámetros del túnel y que con considerar un solo estrato abajo del nivel de desplante es suficiente.

A continuación, se presentan los resultados gráficos de la combinación del modelo ESP-P2-8-9, los cuales, esquemáticamente son similares al resto de los modelos.

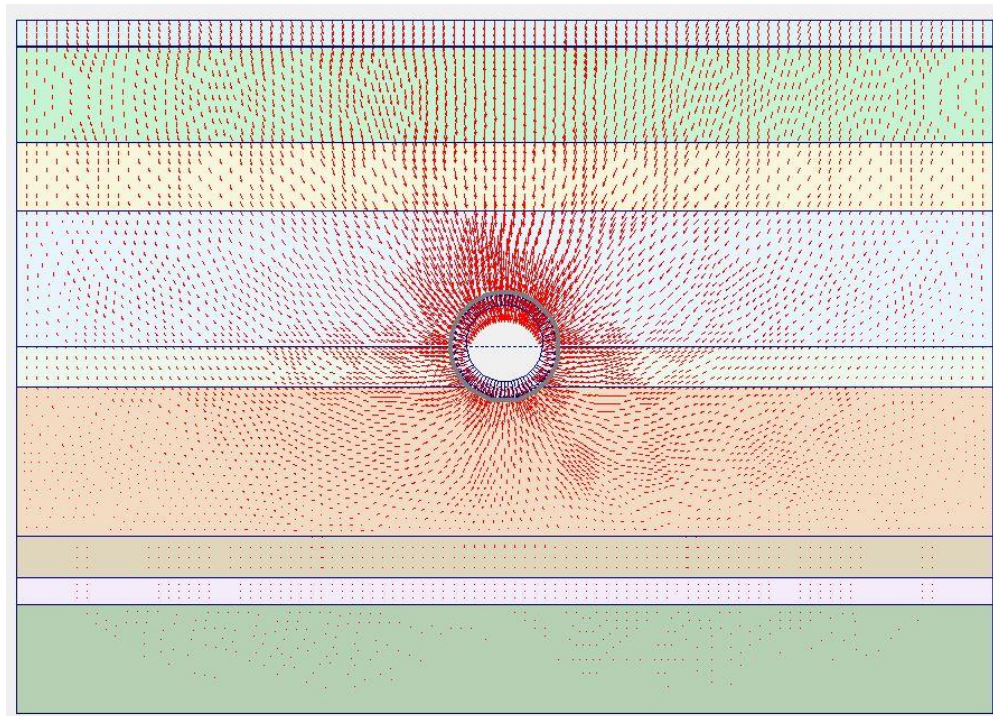


Figura 48.-Desplazamientos totales 2D flechas, modelo ESP-P2-8-9

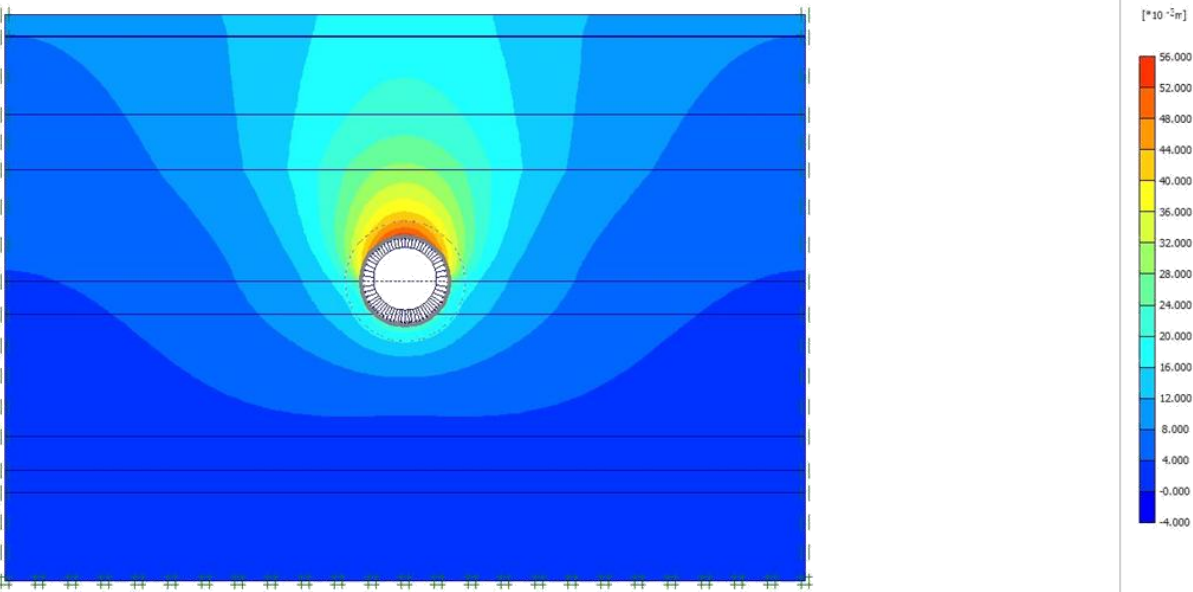


Figura 49.-Desplazamientos totales 2D sombras, modelo ESP-P2-8-9

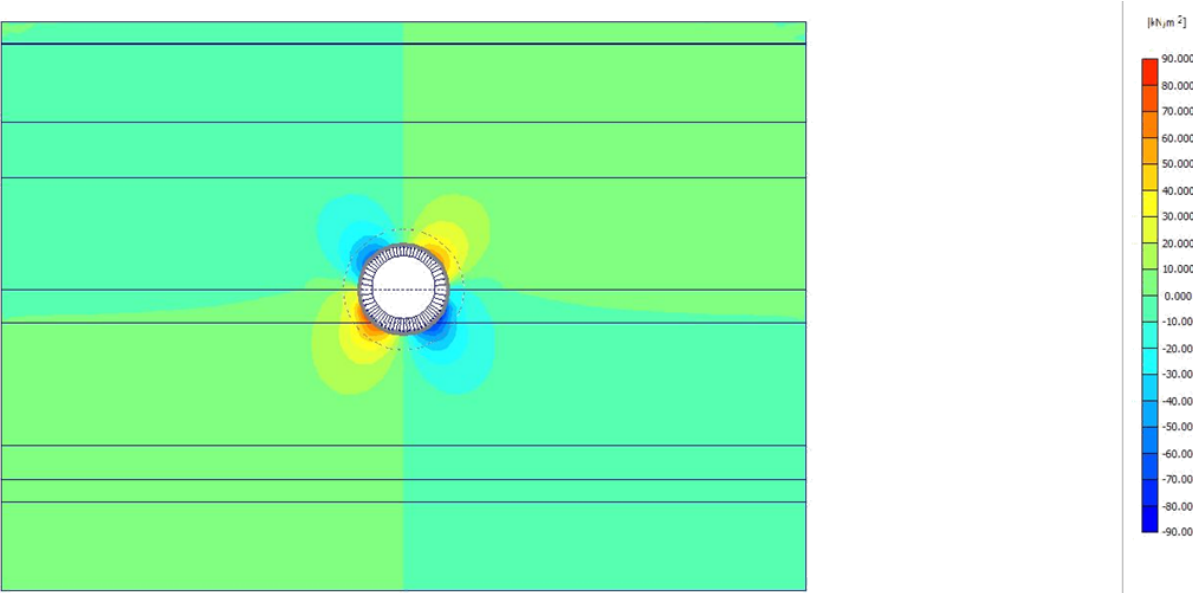


Figura 50.-Esfuerzo cortante 2D, modelo ESP-P2-8-9

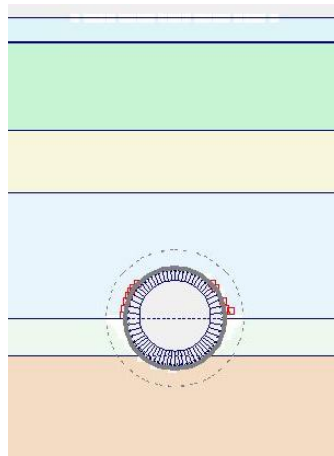


Figura 51.-Puntos plásticos del suelo 2D, modelo ESP-P2-8-9

SIMULACIONES NUMÉRICAS 3D

Tomando como base los resultados obtenidos de los análisis en 2D, se realizaron las simulaciones en tres dimensiones a modelos, de acuerdo a las siguientes variables y condiciones:

- Tamaños de túnel (D): 8 y 12m
- Profundidad de centro de túnel: 12 y 24 m
- Profundidad de región: 38m
- Número de estratos del suelo: 6 estratos, hasta el estrato firme.
- Ancho de región (B): 7, 9 y 12 diámetros del túnel
- Largo de región posterior al escudo respecto al avance: 2, 4, 5 y 6 diámetros del túnel
- Largo de región al frente del escudo respecto al avances: 2, 4,5 y 6 diámetros del túnel

Estas combinaciones de análisis numéricos se realizaron en el programa de computadora Plaxis 3D v1.2, el cual realiza simulaciones mediante el método de los elementos finitos en tres dimensiones.

Para los modelos, se utilizaron elementos sólidos de sección triangular de 15 nodos con 6 puntos de Gauss. Las condiciones de frontera se establecieron como fijas en ambas direcciones en la base de la malla y para las paredes como fijas en el sentido horizontal y libre en el sentido vertical.

Base: $dx=dy=dz=0$
 Paredes: $dx=0, dy=dz=libre$

Así también, respecto al suelo, la ley constitutiva utilizada fue elastoplástico con el criterio de falla de Mohr-Coulomb en condiciones de suelo no drenado, con las propiedades del suelo mostradas en el anexo 1. El sistema de unidades utilizado es el Sistema Internacional.

Los pasos realizados en la simulación de las combinaciones fue el siguiente:

- Primero se realizaron tres simulaciones de un túnel de 8m de diámetro con anchos de región 7, 9 y 12 diámetros, con el fin de establecer si la estabilidad de resultados respecto al ancho de región es similar a los resultados obtenidos en las simulaciones 2D. Para frente y posterior en la dirección longitudinal del trazo se modelaron 6 diámetros de túnel con la profundidad del mismo a 24m
- Posteriormente, con el ancho de región establecido para simulaciones 3D derivado de los resultados del punto anterior, se realizaron análisis con modelos que combinaban largo frontal y posterior de 2, 4 y 6 diámetros de túnel, con el fin de establecer el tamaño de región en ese sentido para la obtención de desplazamientos estables en la superficie a lo largo del trazo.

- Determinados los largos de región mínimos necesarios, se verificó hasta que distancias se establecían los desplazamientos constantes a lo largo del eje, tanto posterior al escudo, como al frente del mismo.
- Se verificó si los resultados anteriores se debían a cierto número de diámetros o a la profundidad del túnel.

Al final, se realizaron 13 modelos resultado de las combinaciones.

Para cada simulación, se obtuvo como resultado el desplazamiento en la dirección vertical y longitudinal en el centro del túnel en la sección de corte, el desplazamiento en la clave del túnel desde el escudo hasta la cola del mismo en la intersección con la pared de frontera y los desplazamientos en la superficie a lo largo del eje del túnel desde el escudo hacia atrás y desde el escudo hacia adelante, tomando datos a cada diámetro del túnel hasta los límites de la región. Cabe mencionar que en los modelos no se incluyó el efecto del revestimiento del túnel mediante ningún tipo de soporte en similitud a las simulaciones 2D.

La siguiente figura muestra esquemáticamente como se realizaron las simulaciones con el primer paso realizado:

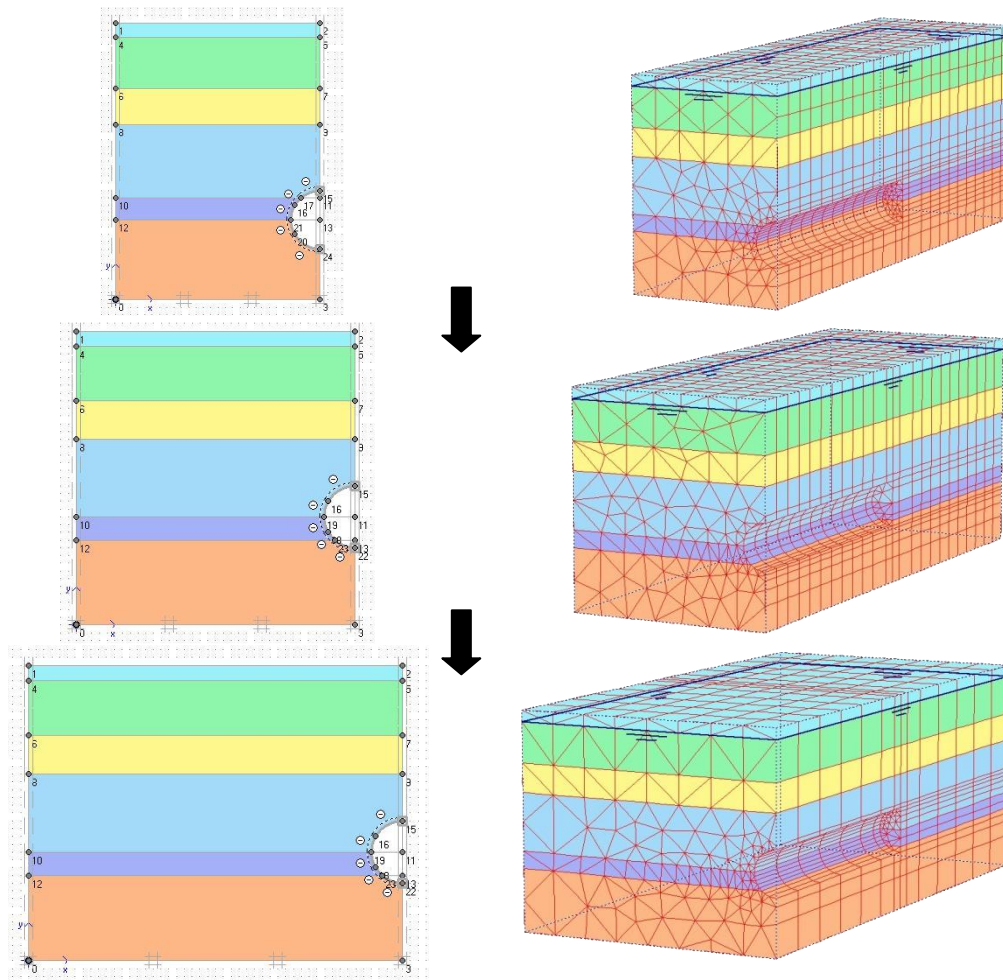


Figura 52.-Esquema en proceso de simulaciones para combinaciones 3D de primer paso

Las combinaciones, así como los nombres de los archivos de las mismas, se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 12.-Variables para cada combinación de modelo en 3D

MODELO	D	A		B		B/2	C		Prof. Región	Prof. Tunnel
	(m)	Veces D	(m)	Veces D	(m)	(m)	Veces D	(m)	(m)	(m)
EST-P2-8-7-66-3D	8	6	48	7	56	28	6	48	38	24
EST-P2-8-9-66-3D	8	6	48	9	72	36	6	48	38	24
EST-P2-8-12-66-3D	8	6	48	12	96	48	6	48	38	24
EST-P2-8-9-64-3D	8	6	48	9	72	36	4	32	38	24
EST-P2-8-9-62-3D	8	6	48	9	72	36	2	16	38	24
EST-P2-8-9-46-3D	8	4	32	9	72	36	6	48	38	24
EST-P2-8-9-44-3D	8	4	32	9	72	36	4	32	38	24
EST-P2-8-9-42-3D	8	4	32	9	72	36	2	16	38	24
EST-P2-8-9-26-3D	8	2	16	9	72	36	6	48	38	24
EST-P2-8-9-24-3D	8	2	16	9	72	36	4	32	38	24
EST-P2-8-9-22-3D	8	2	16	9	72	36	2	16	38	24
EST-P2-12-9-3D1	12	5	60	9	108	54	5	60	38	24
EST-P1-12-9-3D2	12	5	60	9	108	54	5	60	38	12

El tamaño del elemento se adecuó para cada tamaño de túnel, siendo la densidad de elementos de acuerdo al tamaño de región. En el Plaxis 3D se estableció como media la densidad, refinando en la zona dentro del túnel. Los mallados se muestran en la figura 52.

La ubicación de los puntos nodales para la obtención de los desplazamientos se muestran en la siguiente figura:

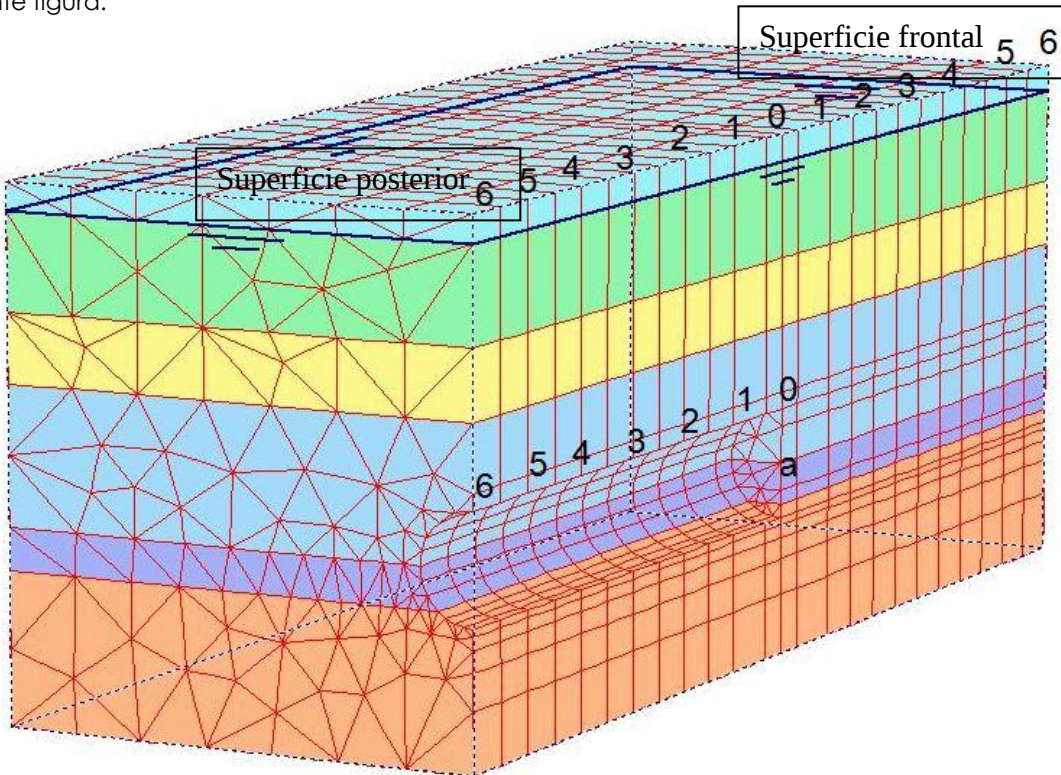


Figura 53.-Ubicación de puntos nodales donde se obtuvieron resultados de desplazamientos 3D

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos de desplazamientos en cada uno de los puntos nodales, de acuerdo a la combinación indicada y referente a la figura 53.

Tabla 13.-Desplazamientos verticales en los nodos de centro y clave de túnel 3D

MODELO	Centro de túnel		Clave de túnel						
	Horiz.	Vertical	Desplazamientos verticales (m)						
	a	a	6	5	4	3	2	1	0
EST-P2-8-7-66-3D	0.014	-0.003	-0.030	-0.030	-0.029	-0.027	-0.027	-0.027	-0.010
EST-P2-8-9-66-3D	0.012	-0.003	-0.027	-0.027	-0.027	-0.027	-0.026	-0.024	-0.009
EST-P2-8-12-66-3D	0.012	-0.003	-0.027	-0.026	-0.027	-0.027	-0.025	-0.024	-0.010
EST-P2-8-9-64-3D	0.012	-0.003	-0.024	-0.024	-0.024	-0.027	-0.026	-0.024	-0.010
EST-P2-8-9-62-3D	0.012	-0.003	-0.025	-0.025	-0.025	-0.027	-0.026	-0.024	-0.010
EST-P2-8-9-46-3D	0.011	-0.003	-0.025	-0.025	-0.025	-0.027	-0.026	-0.024	-0.009
EST-P2-8-9-44-3D	0.012	-0.003			-0.024	-0.027	-0.026	-0.024	-0.009
EST-P2-8-9-42-3D	0.011	-0.003			-0.027	-0.027	-0.026	-0.024	-0.009
EST-P2-8-9-26-3D	0.011	-0.003					-0.023	-0.022	-0.009
EST-P2-8-9-24-3D	0.012	-0.003					-0.026	-0.025	-0.010
EST-P2-8-9-22-3D	0.011	-0.003					-0.026	-0.025	-0.010
EST-P2-12-9-3D1									
EST-P1-12-9-3D2									

Tabla 14.-Desplazamientos verticales en los nodos de superficie posterior 3D

MODELO	Superficie en cola de túnel						
	Desplazamientos verticales (m)						
	6	5	4	3	2	1	0
EST-P2-8-7-66-3D	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.008	-0.007	-0.005
EST-P2-8-9-66-3D	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.008	-0.007	-0.004
EST-P2-8-12-66-3D	-0.009	-0.009	-0.009	-0.008	-0.008	-0.007	-0.004
EST-P2-8-9-64-3D	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	-0.008	-0.007	-0.004
EST-P2-8-9-62-3D	-0.010	-0.010	-0.009	-0.009	-0.009	-0.007	-0.005
EST-P2-8-9-46-3D	-0.009	-0.009	-0.008	-0.009	-0.008	-0.007	-0.004
EST-P2-8-9-44-3D			-0.009	-0.009	-0.008	-0.007	-0.004
EST-P2-8-9-42-3D			-0.009	-0.009	-0.009	-0.007	-0.005
EST-P2-8-9-26-3D					-0.007	-0.006	-0.004
EST-P2-8-9-24-3D					-0.007	-0.006	-0.004
EST-P2-8-9-22-3D					-0.008	-0.007	-0.005
EST-P2-12-9-3D1		-0.018	-0.018	-0.018	-0.017	-0.015	-0.0076
EST-P1-12-9-3D2		-0.091	-0.091	-0.092	-0.092	-0.087	-0.029

Tabla 15.-Desplazamientos verticales en los nodos de superficie frontal 3D

MODELO	Superficie al frente del túnel					
	Desplazamientos verticales (m)					
	1	2	3	4	5	6
EST-P2-8-7-66-3D	-0.003	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001
EST-P2-8-9-66-3D	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001
EST-P2-8-12-66-3D	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	0.000	0.000
EST-P2-8-9-64-3D	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001		
EST-P2-8-9-62-3D	-0.003	-0.002				
EST-P2-8-9-46-3D	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001
EST-P2-8-9-44-3D	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001		
EST-P2-8-9-42-3D	-0.003	-0.002				
EST-P2-8-9-26-3D	-0.002	-0.001	-0.001	0.000	0.000	0.000
EST-P2-8-9-24-3D	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001		
EST-P2-8-9-22-3D	-0.003	-0.002				
EST-P2-12-9-3D1	-0.0027	-0.0012	-0.00089	-0.00075	-0.00072	
EST-P1-12-9-3D2	-0.006	-0.002	-0.002	-0.002	-0.002	

En las siguientes tablas se muestran los datos del mallado referentes al total de los elementos, nodos y puntos de Gauss para cada uno de los modelos de las combinaciones realizadas.

Tabla 16.-Datos de malla para cada modelo 3D

MODELO	#elementos	#nodos	#Puntos de Gauss
EST-P2-8-7-66-3D	6600	19997	39600
EST-P2-8-9-66-3D	5448	16429	32688
EST-P2-8-12-66-3D	4130	12579	24780
EST-P2-8-9-64-3D	5840	17498	35040
EST-P2-8-9-62-3D	3632	11125	21792
EST-P2-8-9-46-3D	4540	13777	27240
EST-P2-8-9-44-3D	4832	14650	28992
EST-P2-8-9-42-3D	2724	8473	16344
EST-P2-8-9-26-3D	3632	11125	21792
EST-P2-8-9-24-3D	2724	8473	16344
EST-P2-8-9-22-3D	1816	2821	10896
EST-P2-12-9-3D1	8896	25866	53376
EST-P1-12-9-3D2	9120	25640	54720

Los desplazamientos en los puntos nodales especificados en la figura 53 para cada uno de los modelos, se graficaron, mostrando en primera instancia, las gráficas correspondientes a la comparación entre anchos de malla para verificar si se coincide con los modelos 2D, en donde se indica que 7 diámetros de túnel como ancho de región es suficiente para modelar.

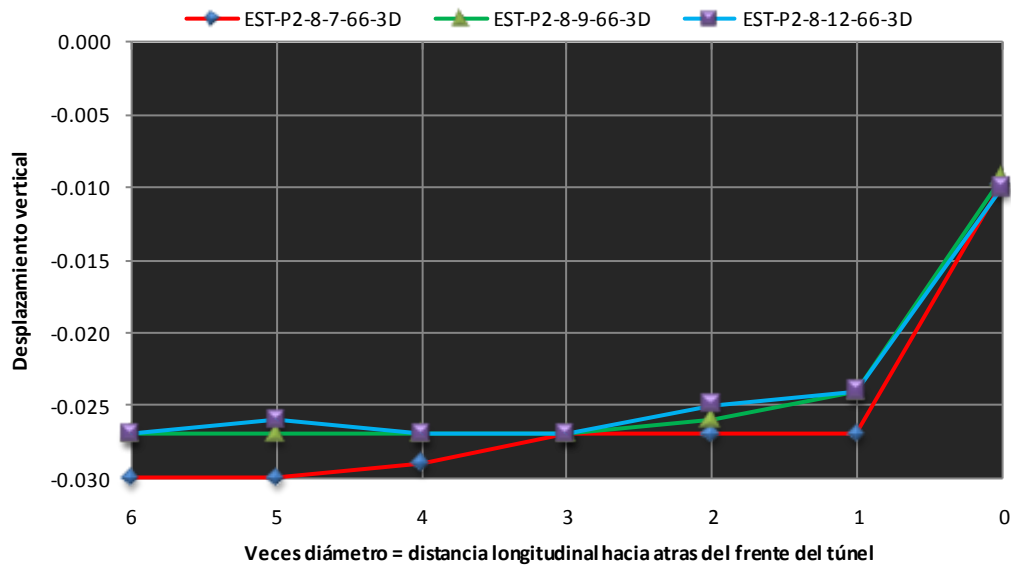


Figura 54.-Desplazamientos en clave de túnel para comparativa entre anchos de región 3D.

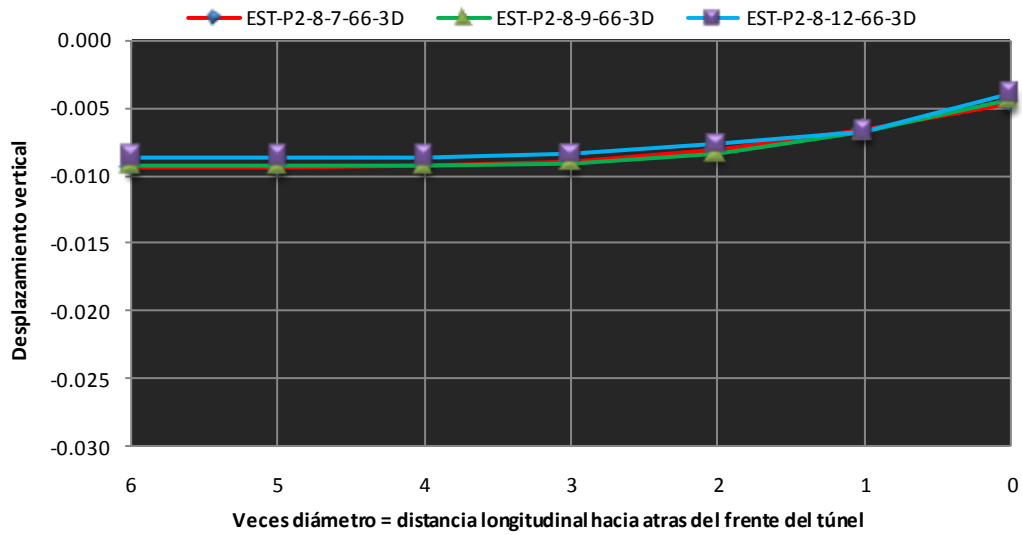


Figura 55.-Desplazamientos en superficie posterior para comparativa entre anchos de región 3D.

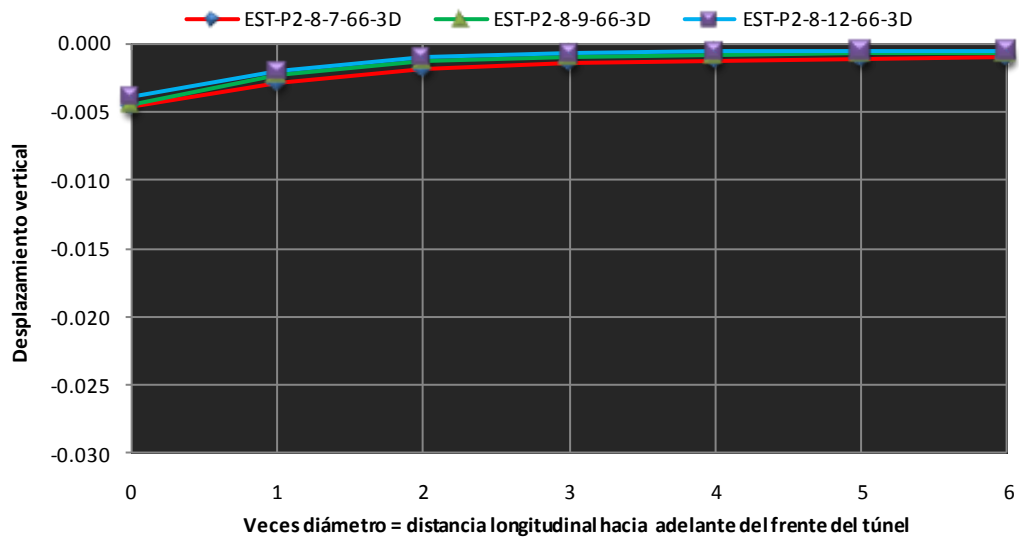


Figura 56.-Desplazamientos en superficie frontal para comparativa entre anchos de región 3D.

Como se puede observar en la figura de la 54 a la 56, los resultados para los tres anchos de región (7, 9 y 12 diámetros del túnel) dan prácticamente los mismos resultados, por lo que se puede considerar que tanto a 2D como a simulaciones en 3D el ancho de región mínimo debe ser de 7 diámetros del túnel.

Verificando resultados de desplazamiento entre un análisis 2D y 3D en la misma ubicación del nodo (nodo en clave de túnel), se comparan los resultados entre modelos semejantes:

Tabla 17.-Comparativa entre resultados 2D y 3D en un punto

Modelo 2D	Desplazamiento (nodo J)	Modelo 3D	Desplazamiento (nodo superficial-posterior 6)
EST-P2-8-7	-0.020	EST-P2-8-7-66-3D	-0.009
EST-P2-8-9	-0.018	EST-P2-8-9-66-3D	-0.009
EST-P2-8-12	-0.017	EST-P2-8-12-66-3D	-0.009

Los resultados de la tabla anterior, indican que el desplazamiento en los nodos 3D son casi la mitad de lo que resulta en un análisis 2D; lo anterior tiene su explicación en que en un análisis 3D, el nodo está soportado en dos direcciones (X y Z), por lo que tiene más rigidez, a diferencia de un 2D, el cual solo considera una dirección (X).

Ahora se realizan simulaciones, con el fin de encontrar que largos mínimos se deben aplicar, tanto al frente del túnel como del lado posterior de la excavación. Se hicieron simulaciones en modelos que combinan entre 6, 4 y 2 diámetros de túnel simultáneamente al frente y atrás del escudo. Los resultados de los desplazamientos en la superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel para cada combinación se muestran en las siguientes figuras:

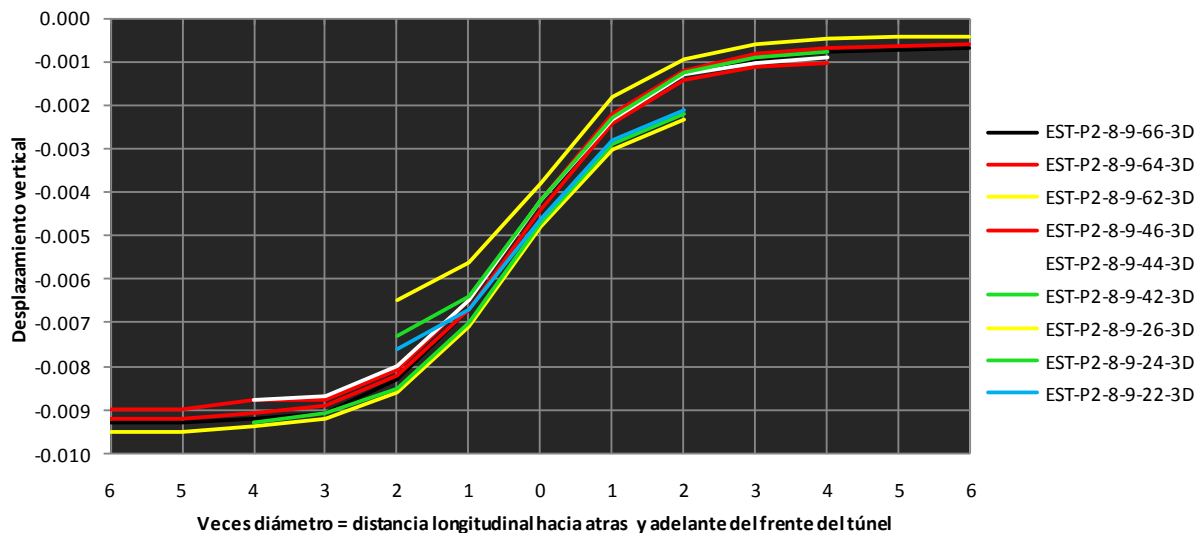


Figura 57.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel 3D. Todas combinaciones

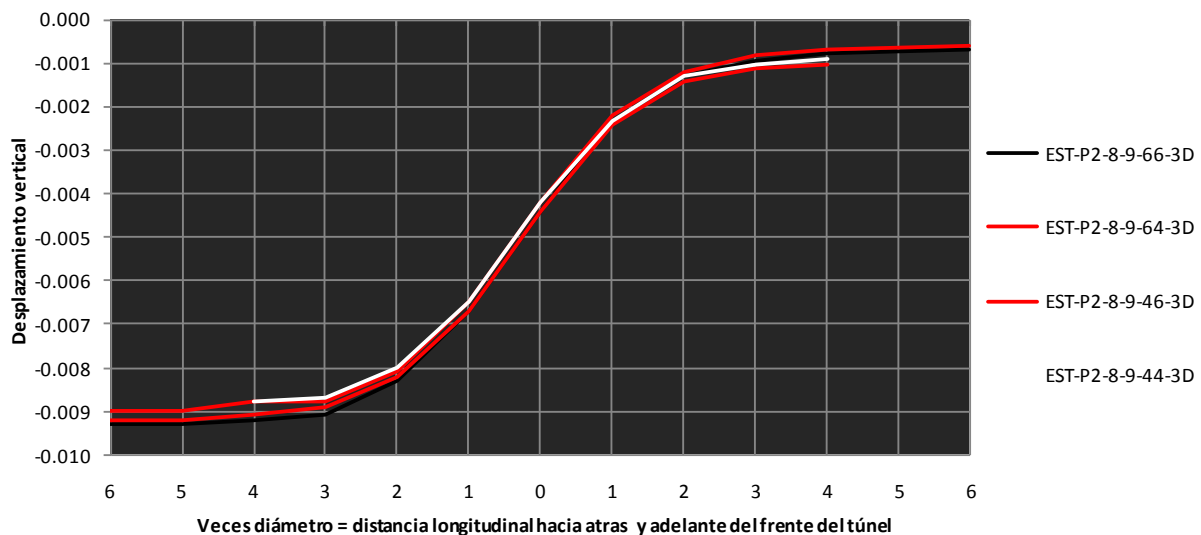


Figura 58.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel 3D. Combinaciones coincidentes

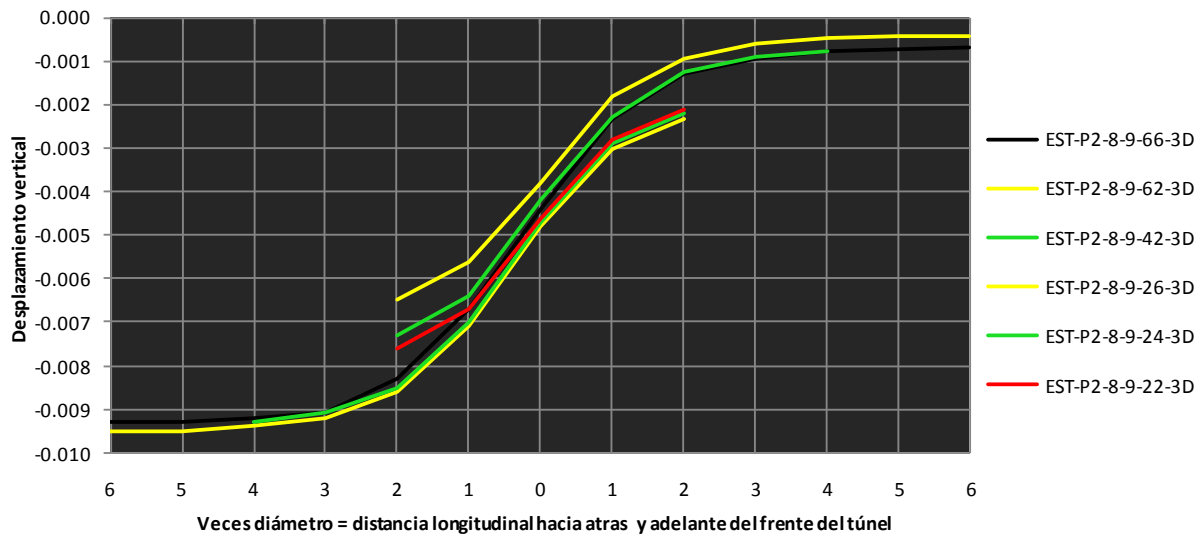


Figura 59.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel 3D. Combinaciones no coincidentes

En la gráfica de la figura 57, se muestran los resultados de todas las combinaciones. La dirección de la excavación va de izquierda a derecha, por lo que el cero representa la sección donde se encuentra el escudo, a su izquierda la parte posterior de la excavación y a la derecha el frente aun sin excavar.

En todos los casos se muestra la deformación de la superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel. Algunas gráficas se cortan porque su largo en ese tramo se limita antes de 6 diámetros de túnel, es decir, están en la combinación de 4 o 2 diámetros de túnel, tanto al frente como en la parte posterior; pero a pesar de que se corten, se puede observar la tendencia desviadora.

Con el fin de observar más detalle, se optó por separar las combinaciones que dan resultados muy similares en una figura, y las que no, con otra por separado, pero manteniendo la combinación 58 que es la que se utiliza como parámetro de comparación, pues es la más larga en los dos lados.

De la figura 58 se deduce que con dimensiones de largo frontal y posterior igual a 4 diámetros del túnel, se obtienen resultados casi idénticos a las combinaciones de 4 al frente - 6 posterior, 6 al frente - 4 posterior y la de 6 al frente - 6 posterior, por lo que cualquiera de estas combinaciones se puede utilizar como mínima para tamaño de región en la dirección longitudinal del túnel.

En la figura 59 se observa que las combinaciones de dimensión posterior-frontal de 6-2 y 4-2 ofrecen buena similitud con la 6-6 en el lado posterior, sin embargo ofrece una tendencia errónea hacia el lado frontal. Y viceversa, las combinaciones 2-4 y 2-6 tienen buena similitud con la parte frontal, pero una tendencia errónea en su lado posterior. Ya ni de decir de la combinación 2-2, la cual tiene tendencia errónea a ambos lados (línea roja).

Ahora, respecto a la distancia superficial a lo largo del eje del túnel, hasta la que influye la excavación del mismo, se puede deducir de las graficas anteriores que al frente, el desplazamiento se vuelve casi constante a partir de 2 diámetros del túnel, y en la parte posterior a partir de 3 diámetros de túnel.

La declaración anterior se constató al realizar la comparativa del modelo EST-P2-8-9-3D con los modelos nuevos EST-P2-12-9-3D1 Y EST-P1-12-9-3D2; los cuales tienen un diámetro=12m a diferencia de los anteriores que tienen 8m, y también, el segundo modelo es más superficial. El objetivo es cambiar la relación H/D para verificar que la declaración del párrafo anterior es correcta.

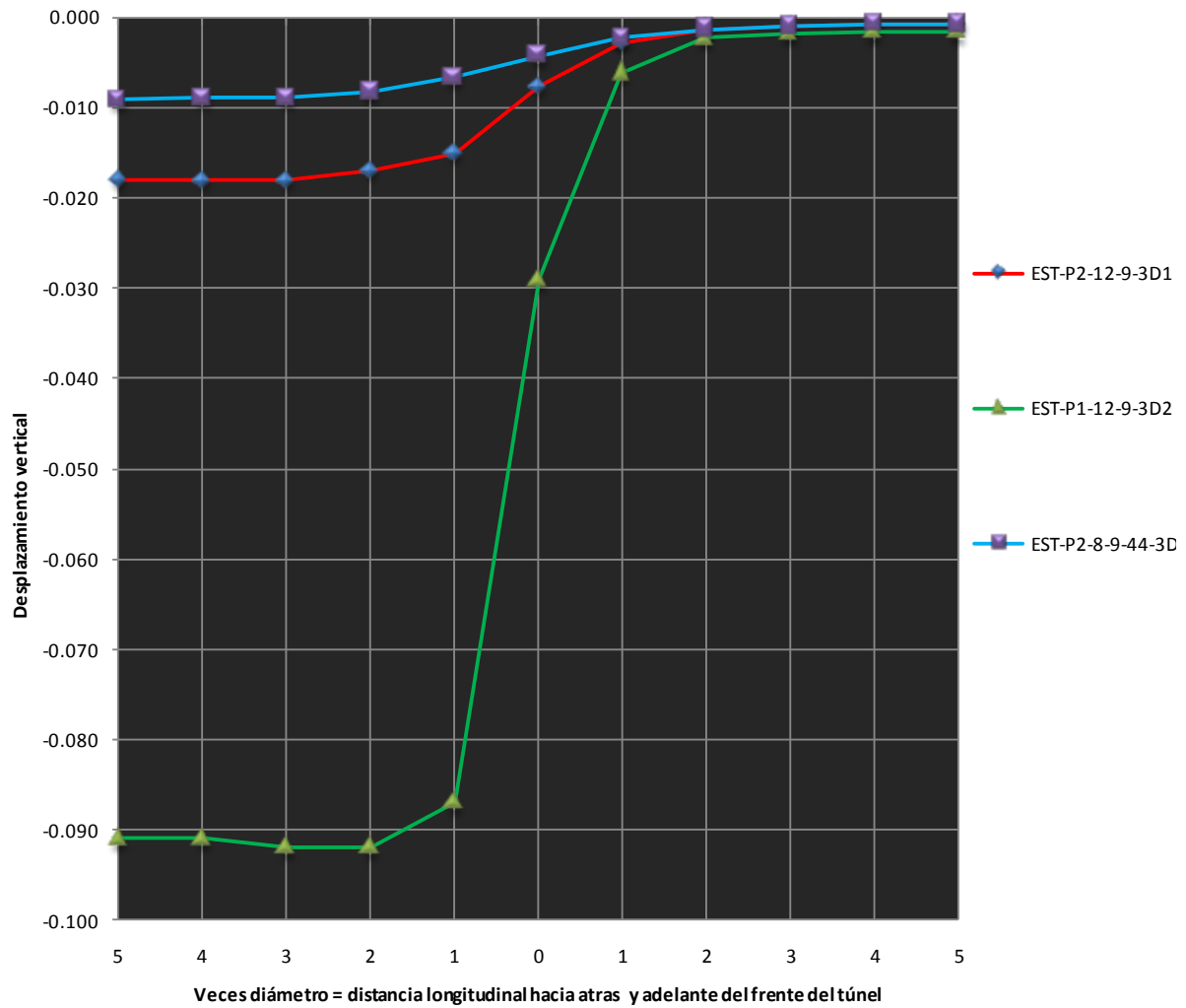


Figura 60.-Desplazamientos en superficie a lo largo del eje longitudinal del túnel 3D. Diferentes H/D

Tabla 18.-Comparativa entre largo al frente y atrás del escudo en desplazamientos superficiales respecto al H/D

MODELO	H	D	H/D	D's ATRAS	D's AL FRENTE
EST-P2-8-9-3D	24	8	3	2	1
EST-P2-12-9-3D1	12	12	1	3	2
EST-P1-12-9-3D2	24	12	2	2	2

De lo cual se puede deducir que la relación H/D no influye tanto como el número de diámetros para determinar hasta qué distancia los desplazamientos verticales son despreciables respecto del trazo longitudinal del túnel.

En general y a manera de conclusión, de acuerdo a las simulaciones de los modelos realizados en 3D, se define que el ancho mínimo para la realización de un análisis en el MEF deberá ser como mínimo de 7 diámetros al igual que en el 2D; que los largos mínimos para simular el frente y el lado posterior referente al escudo y a la dirección de excavación, debe ser de 4 diámetros de túnel; y que a partir de 2 diámetros los desplazamientos superficiales del frente se vuelven despreciables, al igual que a 3 diámetros del túnel para los desplazamientos superficiales del lado posterior.

A continuación, se presentan los resultados gráficos de la combinación del modelo ESP-P2-8-9-44-3D, los cuales, esquemáticamente son similares al resto de los modelos.

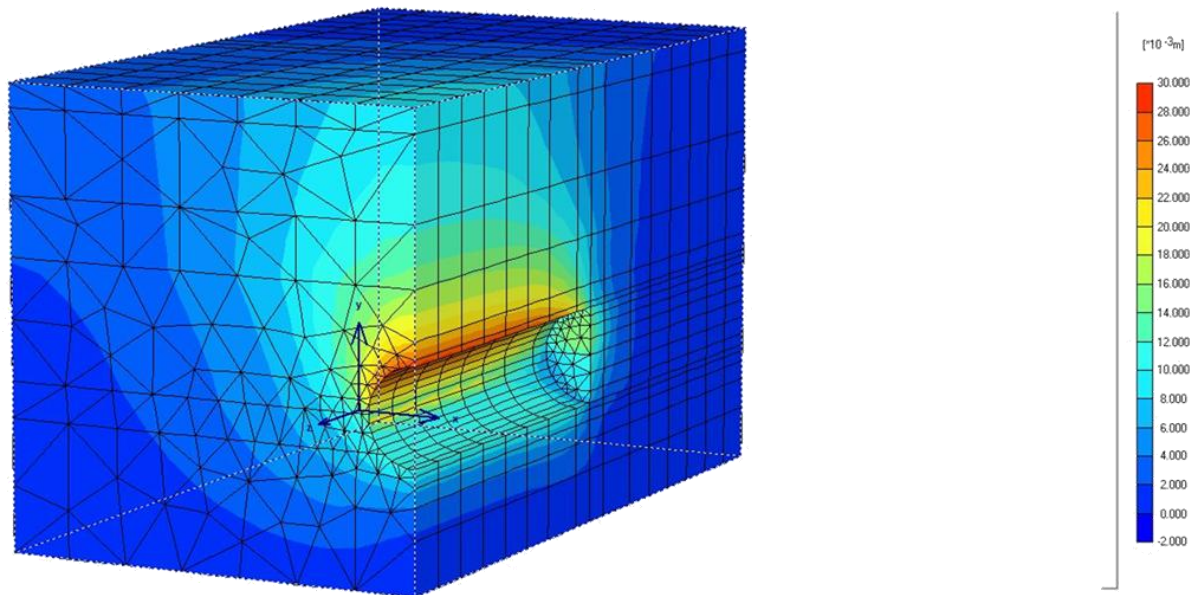


Figura 61.-Desplazamientos totales 3D, modelo ESP-P2-8-9-44-3D

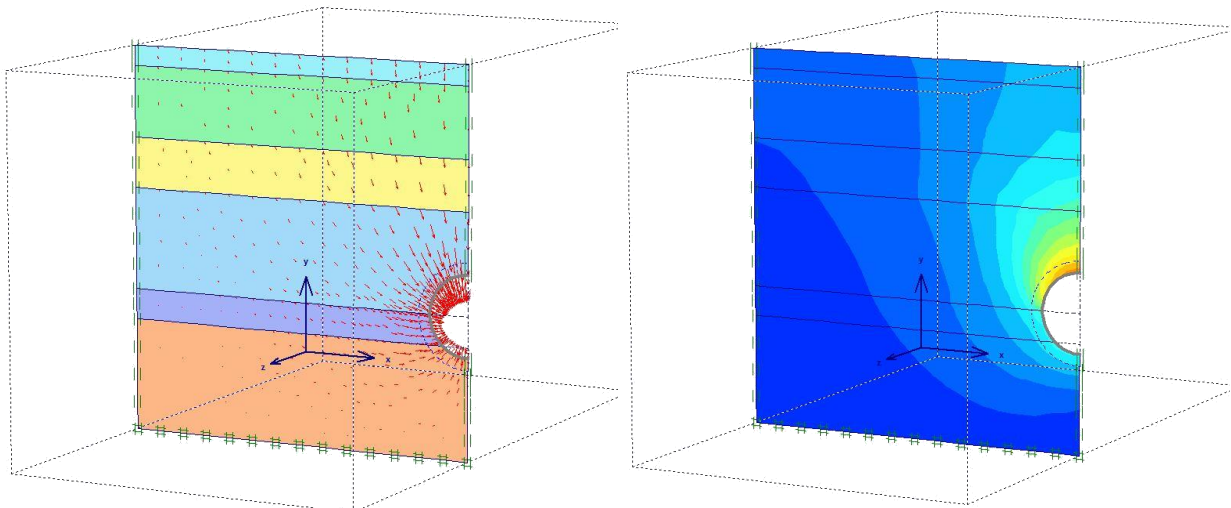


Figura 62.-Desplazamientos totales en una sección X-Y, modelo ESP-P2-8-9-44-3D

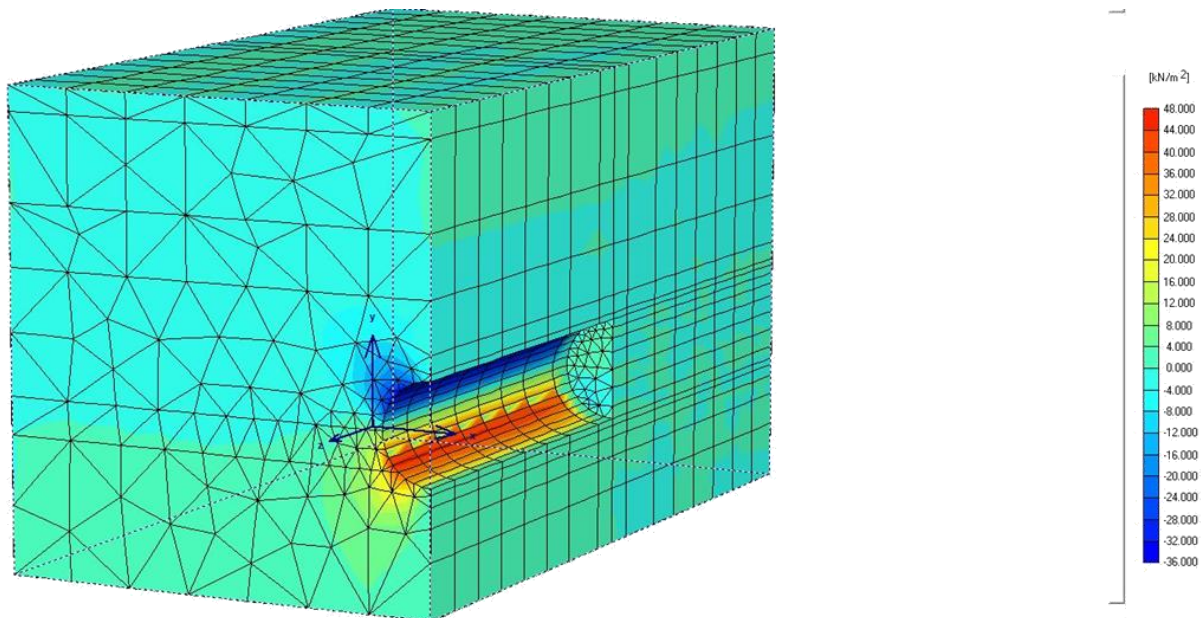


Figura 63.-Esfuerzos cortantes XY 3D, modelo ESP-P2-8-9-44-3D

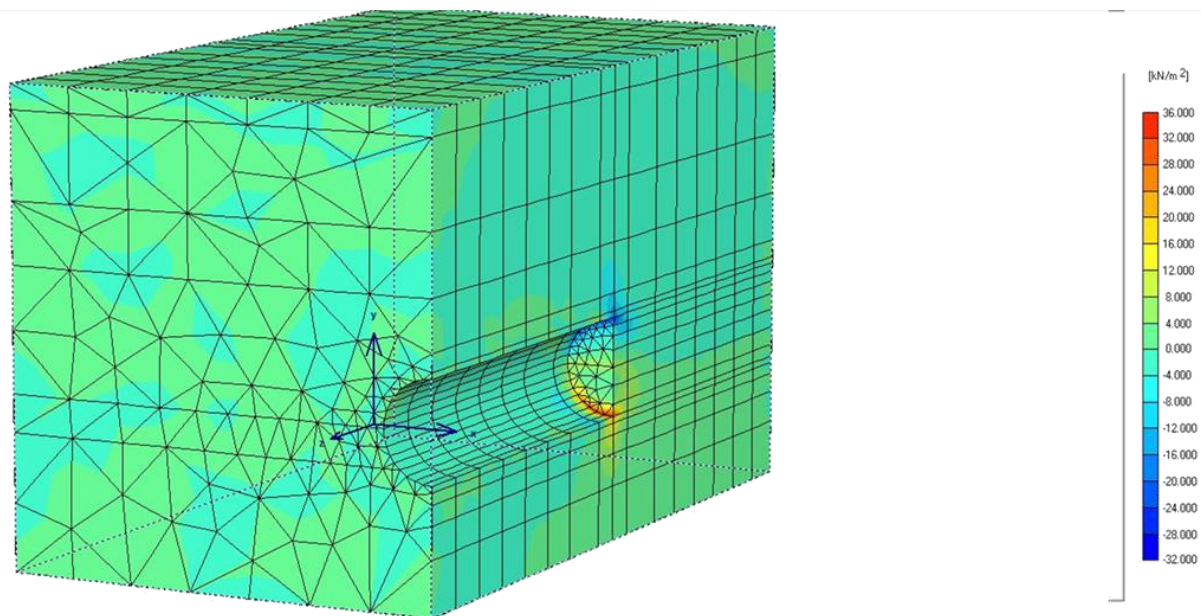


Figura 64.-Esfuerzos cortantes ZY 3D, modelo ESP-P2-8-9-44-3D

III.3 PROCESO DE ANÁLISIS PARA ESTABILIDAD DE FRENTE

En este proceso se establece el cálculo de estabilidad del frente del túnel, durante el proceso de excavación mediante el uso del escudo de una maquina tuneladora EPB, realizando simulaciones mediante el Método de Elementos Finitos y comparándolos con los resultados analíticos del Método Simplificado de Estabilidad de Túneles. El desarrollo completo del Método de Estabilidad de Túneles para la estabilidad de frente se muestra en el Apéndice C.

Antecedentes

Antes de la construcción de un túnel existe en el suelo un estado inicial de esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se produce el colapso del frente, que puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que se ilustra en la siguiente figura.

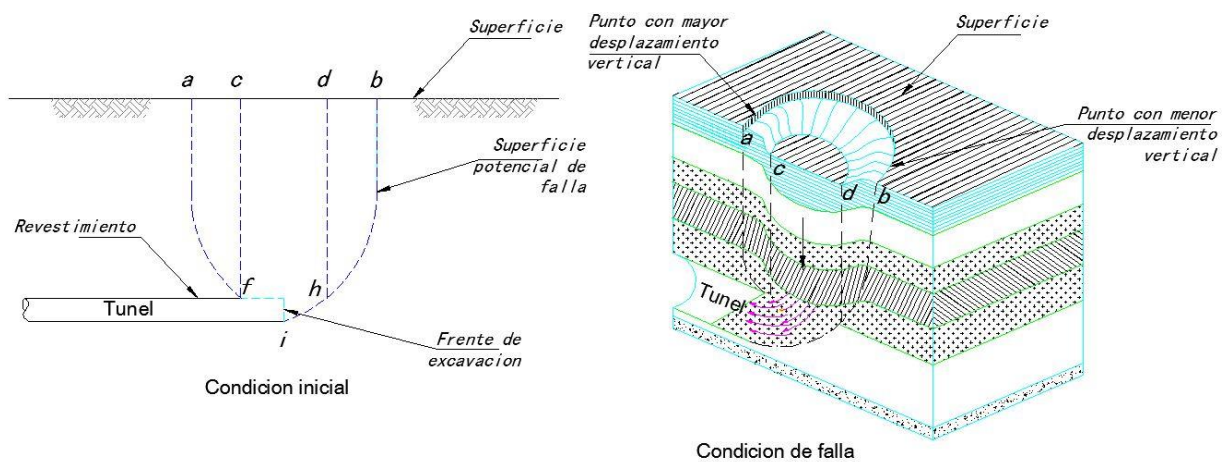


Figura 65.-Teoría de falla del frente durante la excavación de un túnel

La forma de este mecanismo se ha observado en fallas ocurridas en túneles reales (Moreno y Schmitter, 1981) y ha sido medida y cuantificada también en modelos de arcilla, a escala, sometidos en el laboratorio a fuerza centrífuga hasta alcanzar la falla (Kimura y Mair, 1981).

En la masa de suelo afectada por el colapso del frente de un túnel se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación; al centro queda un prisma de suelo (cdhf) que cae verticalmente sin sufrir deformaciones importantes, como si fuera un cuerpo rígido; alrededor de este prisma deslizante central se desarrolla otra zona (acf y bdh) en la que el suelo muestra grandes deformaciones angulares, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma central se forma otra zona, identificada con las letras fhi en la figura 65, en la que el suelo que se encuentra detrás del plano vertical del frente sufre desplazamientos verticales y horizontales por esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.

El Dr. Enrique Taméz González desarrollo una ecuación general dentro de su Mecanismo Simplificado de Estabilidad de Túneles (MSET) basado en la teoría anterior, que provee de un factor de seguridad al frente del túnel, el cual se comparó con los resultados del Elemento Finito para validar resultados en ambos casos. Las simulaciones se realizaron con modelos tridimensionales.

Para el caso específico de las arcillas de la Ciudad de México, se realizarán las simulaciones de los modelos con un soporte mediante dovelas de concreto.

Factores de seguridad

Tomando en cuenta que para el Método Simplificado de Estabilidad de Túneles el factor de seguridad para evitar plastificación es 2 y que en general, en el ámbito de la construcción de túneles es un factor de seguridad adecuado, se verificó que con las simulaciones del método de elemento finito, los resultados sean similares para las mismas condiciones en que se puede calcular el factor de seguridad con el método analítico.

De acuerdo al MSET (analítico), los análisis se realizan para dos casos de acuerdo con su relación diámetro/profundidad:

Túnel profundo ($H > 1.7D$)

Túnel somero ($H < 1.7D$)

Por lo que se plantearon dos modelos para realizar las simulaciones, en ambos casos con diámetros de 8m y con profundidades a centro de túnel de 12m y 24m, respectivamente. Los datos de cada uno de los modelos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 19.-Datos de modelos para validar factor de seguridad 3D

MODELO	D	A		B		B/2	C		Prof. Región	Prof. Tunnel	#elementos	#nodos	#Puntos de Gauss
	(m)	Veces D	(m)	Veces D	(m)	(m)	Veces D	(m)	(m)	(m)			
ESP-P1-8-9-66-3DX	8	6	48	9	72	36	6	48	38	12	6176	18128	37056
ESP-P2-8-9-66-3DX	8	6	48	9	72	36	6	48	38	24	5744	17019	34464

En el método de elementos finitos, se puede calcular el factor de seguridad para la estabilidad de la masa del suelo ante plastificación durante el proceso de construcción, dígame en la estabilidad de frente, mediante el decremento en las propiedades mecánicas del suelo.

En ingeniería estructural un factor de seguridad generalmente está definido como la relación entre la carga de colapso y la carga de trabajo. Para los suelos esta definición no es tan útil. Una alternativa para el cálculo de un factor de seguridad es:

$$FS = \frac{S_{existente}}{S_{necesario \text{ para equilibrio}}}$$

Donde S representa al esfuerzo cortante. La relación del esfuerzo existente a el mínimo necesario para obtener el equilibrio es el factor de seguridad comúnmente usado en mecánica de suelos. Considerando el criterio de Coulomb, tenemos:

$$FS = \frac{c + \sigma_n \tan \phi}{C_r + \sigma_n \tan \phi_r}$$

Donde c y ϕ son los parámetros mecánicos de entrada del suelo y σ_n es la componente normal de esfuerzo existente. Los parámetros c_r y ϕ_r son los parámetros de resistencia reducidos mínimos necesarios para mantener el equilibrio. En el programa basado en el método de elementos finitos utilizado, se aplica el procedimiento denominado phi-reduction que se utiliza para determinar el factor de seguridad y con ello determinar cuál es la presión mínima necesaria. En dicho procedimiento, se disminuyen en la misma proporción, tanto la cohesión como la $\tan \phi$.

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r} = \text{reducción}$$

El procedimiento anterior es un procedimiento paso a paso, disminuyendo los valores en cantidades pequeñas hasta determinar la falla.

En la siguiente figura se muestran los dos modelos para la simulación:

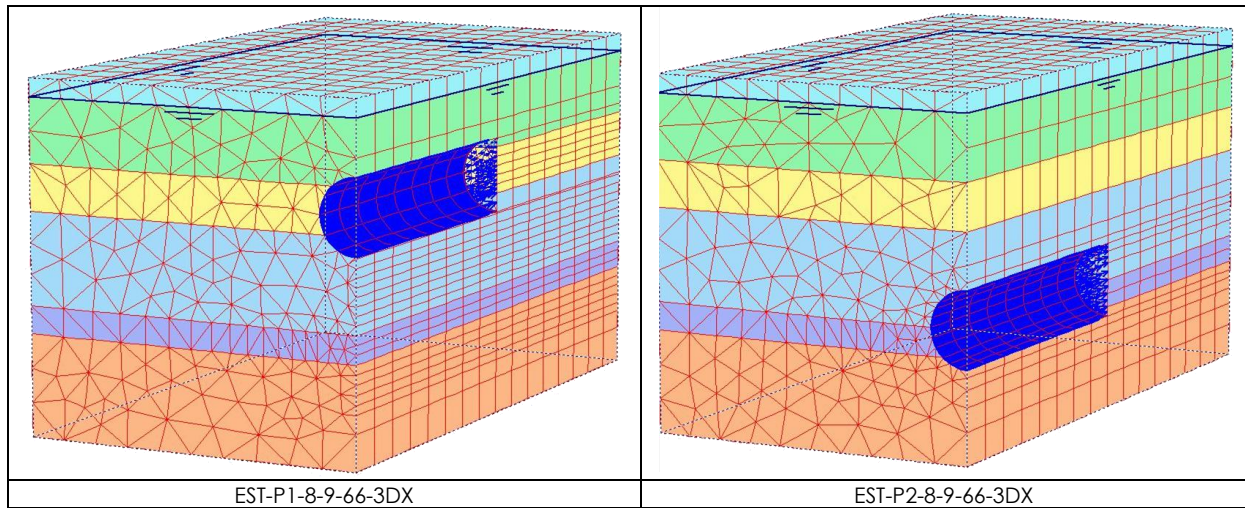


Figura 66.- Modelos para validar factor de seguridad 3D

Para el modelo EST-P1-8-9-66-3DX, la relación $H/D = 1 < 1.7 = 13.6$, por lo tanto se trata de un túnel somero, donde los efectos de relajación de esfuerzos y deformaciones llegan de manera importante hasta la superficie.

Para el modelo EST-P2-8-9-66-3DX, la relación $H/D = 2.5 > 1.7 = 13.6$, por lo tanto se trata de un túnel profundo, donde los efectos de relajación de esfuerzos y deformaciones no llegan de manera significativa hasta la superficie o se consideran despreciables.

Primero se realizó el análisis para presión de inicio. Para el modelo de $\text{prof.} = 12\text{m}$ se inicio con una presión de frente de 12 KN/m^2 , para lo cual dio un FS por el MSET de 2.05 y por el MEF de 2.37; se bajó la presión de frente, de tal manera que se ajustara lo más cercano a un FS de 2 en el MEF, dando una presión de 8 KN/m^2 . Obteniéndose un FS para el MSET de 2.00 y para el MEF de 2.06, el cual es satisfactorio.

Para el modelo de $\text{prof.} = 24\text{m}$ se inicio con una presión de frente de 85 KN/m^2 , para lo cual dio un FS por el MSET de 2.07 y por el MEF de 1.56; se aumentó la presión de frente, de tal manera que se ajustara lo más cercano a un FS de 2 en el MEF, dando una presión de 100 KN/m^2 . Obteniéndose un FS para el MSET de 2.18 y para el MEF de 2.20, el cual, aunque está por arriba de 2.00, es satisfactorio.

En resumen podemos resumir:

Tabla 20.-Resultados de FS's para los métodos del MSET y MEF

Modelo	Presión de frente	FS MSET	FS MEF
EST-P1-8-9-66-3DX	12	2.05	2.37
EST-P1-8-9-66-3DX	8	2.00	2.06
EST-P2-8-9-66-3DX	85	2.46	1.56
EST-P2-8-9-66-3DX	100	2.18	2.20

Por lo anterior, se puede observar que los resultados de aplicar el método de los elementos finitos da resultados muy similares a los analíticos en condiciones simples, por lo que se puede considerar confiable para cualquier otra condición diferente a la que el MSET puede llegar a estar limitado.

A continuación se muestran las tablas de cálculo del MSET y las figuras donde se muestran los desplazamientos totales resultado del análisis en el MEF.

Tabla 21.-Cálculos del MSET para túnel EST-P1-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=12 KN/m2

Túnel 1												
Diámetro=		8	m			Zd=	8	m		Pf=	12	KN/m2
Prof. centro=		12	m			Hw=	6	m	Túnel somero	qs=	0	KN/m2
H=		8	m			ϕ'=	30	°		γw=	10	KN/m3
ESTRATIGRAFÍA						Presiones totales y efectivas				En túnel		
	Peso vol.	C	ang fric	Espesor	h	σv	σ'v	Ko	σh'	σh'		
Suelo 1	15.50	60.00	0.00	2.00	2.00	31.00	31.00	0.50	15.50			
Suelo 2	11.45	30.00	0.00	7.00	9.00	111.15	41.15	0.50	20.58	0		
Suelo 3	11.70	45.00	0.00	5.00	14.00	169.65	49.65	0.50	24.83	22.275		
Suelo 4	12.20	60.00	0.00	10.00	24.00	291.65	71.65	0.50	35.83			
Suelo 5	16.10	139.00	12.00	3.00	27.00	339.95	89.95	0.50	44.98			
Suelo 6	12.85	110.00	0.00	11.00	38.00	481.30	121.30	0.50	60.65			
Suelo 7	17.00	200.00	0.00	3.00	41.00	532.30	142.30	0.50	71.15			
Suelo 8	14.00	240.00	0.00	2.00	43.00	560.30	150.30	0.50	75.15			
Suelo 9	13.18	200.00	0.00	8.00	51.00	665.74	175.74	0.50	87.87			
	KN/m3	KN/m2	°	m	m	KN/m2	KN/m2		KN/m2	KN/m2		

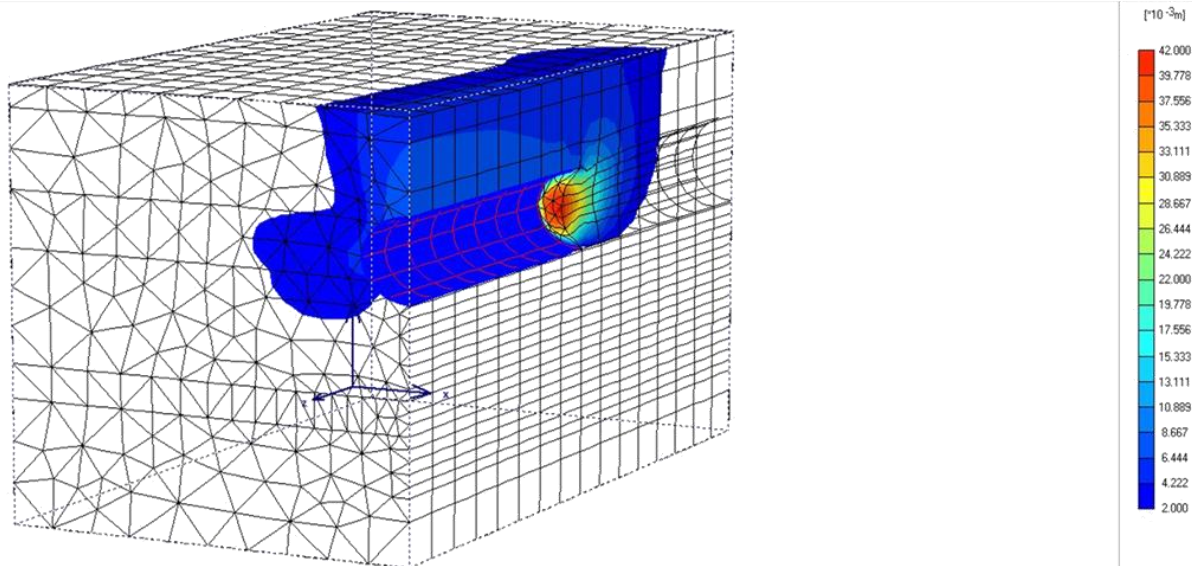


Figura 67.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P1-8-9-3DX. PF=12 KN/m2

Tabla 22.-Cálculos del MSET para túnel EST-P1-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=8 KN/m²

Túnel 1											
Diámetro=		8	m			Zd=	8	m		Pf=	8 KN/m2
Prof. centro=		12	m			Hw=	6	m	Túnel somero	qs=	0 KN/m2
	H=	8	m			φ '=	30	°		γw=	10 KN/m3
ESTRATIGRAFÍA						Presiones totales y efectivas				En túnel	
	Peso vol.	C	ang fric	Espesor	h	σv	σ'v	Ko	σh'	σh'	
Suelo 1	15.50	60.00	0.00	2.00	2.00	31.00	31.00	0.50	15.50		
Suelo 2	11.45	30.00	0.00	7.00	9.00	111.15	41.15	0.50	20.58		0
Suelo 3	11.70	45.00	0.00	5.00	14.00	169.65	49.65	0.50	24.83	22.275	
Suelo 4	12.20	60.00	0.00	10.00	24.00	291.65	71.65	0.50	35.83		
Suelo 5	16.10	139.00	12.00	3.00	27.00	339.95	89.95	0.50	44.98		
Suelo 6	12.85	110.00	0.00	11.00	38.00	481.30	121.30	0.50	60.65		
Suelo 7	17.00	200.00	0.00	3.00	41.00	532.30	142.30	0.50	71.15		
Suelo 8	14.00	240.00	0.00	2.00	43.00	560.30	150.30	0.50	75.15		
Suelo 9	13.18	200.00	0.00	8.00	51.00	665.74	175.74	0.50	87.87		
	KN/m3	KN/m2	°	m	m	KN/m2	KN/m2		KN/m2	KN/m2	
Cálculo de valores ponderados prisma 2						Cálculo de valores ponderados cuña frontal					
Estrato	e real	Pvol*Hr	C*Hr	Pvol.	C	e real	Pvol*Hr	C*Hr	Pvol.	C	
Suelo 1	2.00	31.00	120.00			0.00	0	0			
Suelo 2	6.00	68.70	180.00			1.00	11.45	30			
Suelo 3	0.00	0.00	0.00			5.00	58.5	225			
Suelo 4	0.00	0.00	0.00			2.00	24.4	120			
Suelo 5	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0			
Suelo 6	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0			
Suelo 7	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0			
Suelo 8	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0			
Suelo 9	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0			
	8.00	99.70	300.00	12.46	37.50	8.00	94.35	375.00	11.79	46.88	
	m	KN/m2	KN/m	KN/m3	KN/m2	m	KN/m2	KN/m	KN/m3	KN/m2	
Ka=	0.33333		Coeficiente de empuje activo de Rankine								
Kp=	3		Coeficiente de empuje pasivo de Rankine								
q=	236.04 KN/m2		Capacidad de carga del prisma frontal								
q<σv=	99.70 KN/m2		Capacidad de carga del prisma frontal corregida								
qC=	99.70 KN/m2		Capacidad de carga del prisma frontal corregida								
FS	2.00		Factor de seguridad del método simplificado de estabilidad de túneles								
a=	33.23		b= -22.677		c= 60		d= 80				
FE=	975.16 KN		Fuerza de empuje activo contra el escudo								
PE=	19.40 KN/m2		Factor de seguridad para la relación presión de frente/presión activa del suelo								
FS=	0.41		Factor de seguridad para la relación presión de frente/presión activa del suelo								
FS=	2.06		Factor de seguridad por medio del método del elemento finito								

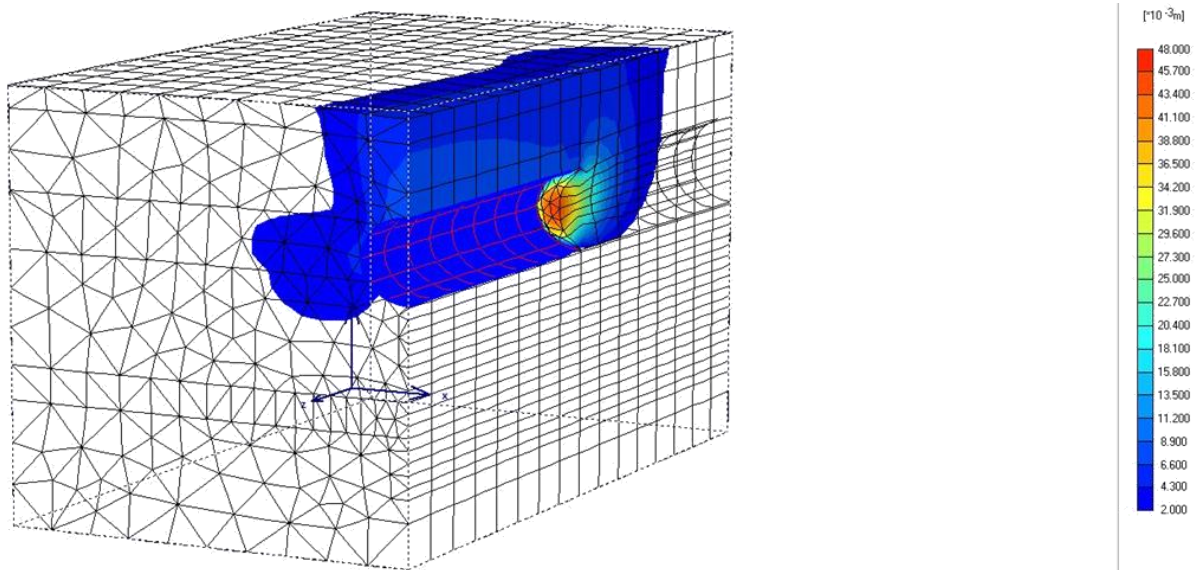
Figura 68.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P1-8-9-3DX. PF=8 KN/m²

Tabla 23.-Cálculos del MSET para túnel EST-P2-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=85 KN/m2

Túnel 2												
Diámetro=		8	m			Zd=	14.4	m		Pf=	86	KN/m2
Prof. centro=		24	m			Hw=	18	m	Túnel profundo	qs=	0	KN/m2
H=		20	m			ϕ'=	30	°		γw=	10	KN/m3
ESTRATIGRAFÍA						Presiones totales y efectivas				En túnel		
	Peso vol.	C	ang fric	Espesor	h	σv	σ'v	Ko	σh'	σh'		
Suelo 1	15.50	60.00	0.00	2.00	2.00	31.00	31.00	0.50	15.50			
Suelo 2	11.45	30.00	0.00	7.00	9.00	111.15	41.15	0.50	20.58	0		
Suelo 3	11.70	45.00	0.00	5.00	14.00	169.65	49.65	0.50	24.83	0		
Suelo 4	12.20	60.00	0.00	10.00	24.00	291.65	71.65	0.50	35.83	35.83		
Suelo 5	16.10	139.00	12.00	3.00	27.00	339.95	89.95	0.50	44.98			
Suelo 6	12.85	110.00	0.00	11.00	38.00	481.30	121.30	0.50	60.65			
Suelo 7	17.00	200.00	0.00	3.00	41.00	532.30	142.30	0.50	71.15			
Suelo 8	14.00	240.00	0.00	2.00	43.00	560.30	150.30	0.50	75.15			
Suelo 9	13.18	200.00	0.00	8.00	51.00	665.74	175.74	0.50	87.87			
	KN/m3	KN/m2	°	m	m	KN/m2	KN/m2		KN/m2	KN/m2		

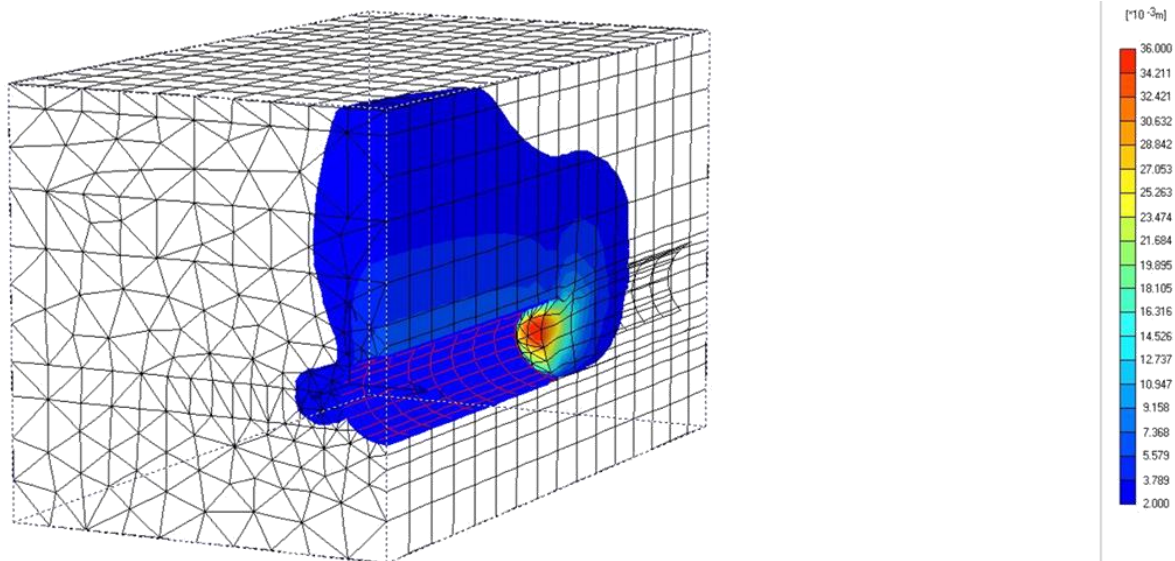
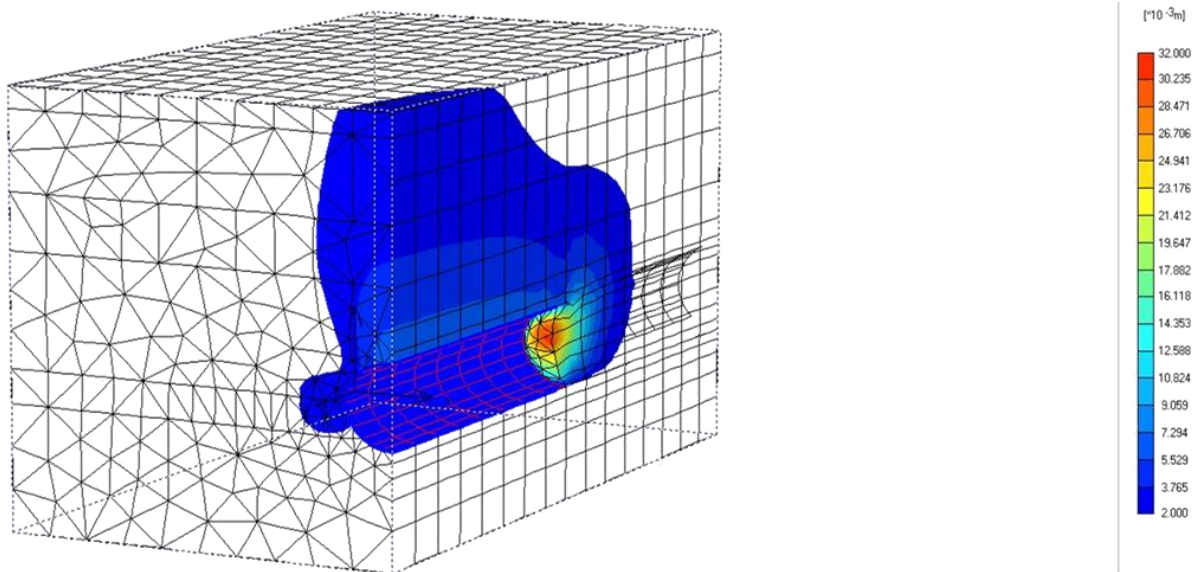


Figura 69.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P2-8-9-3DX. PF=85 KN/m2

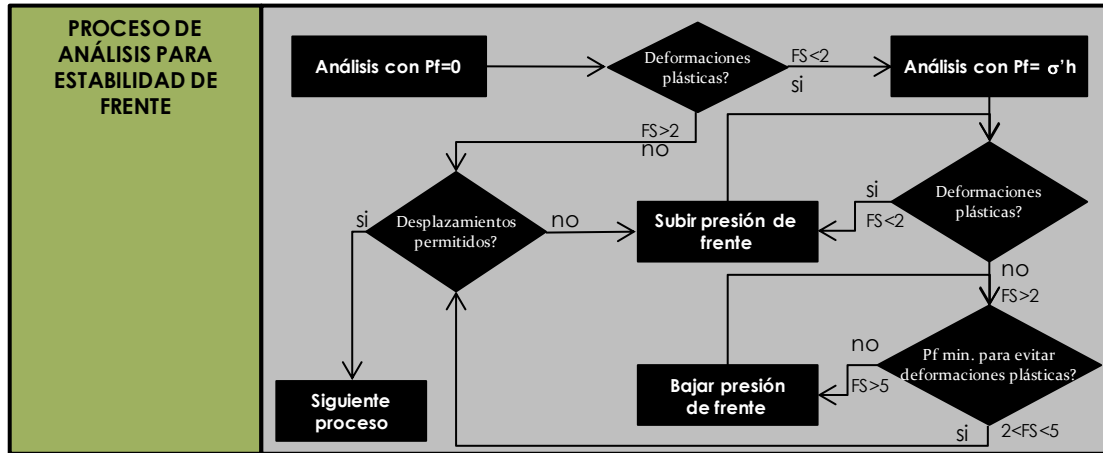
Tabla 24.-Cálculos del MSET para túnel EST-P2-8-9-3DX y comparación de FS's. PF=100 KN/m²

Túnel 2												
Diámetro=		8	m			Zd=	14.4	m		Pf=	100	KN/m2
Prof. centro=		24	m			Hw=	18	m	Túnel profundo	qs=	0	KN/m2
H=		20	m			ϕ'=	30	°		γw=	10	KN/m3
ESTRATIGRAFÍA						Presiones totales y efectivas				En túnel		
	Peso vol.	C	ang fric	Espesor	h	σv	σ'v	Ko	σh'	σh'		
Suelo 1	15.50	60.00	0.00	2.00	2.00	31.00	31.00	0.50	15.50			
Suelo 2	11.45	30.00	0.00	7.00	9.00	111.15	41.15	0.50	20.58	0		
Suelo 3	11.70	45.00	0.00	5.00	14.00	169.65	49.65	0.50	24.83	0		
Suelo 4	12.20	60.00	0.00	10.00	24.00	291.65	71.65	0.50	35.83	35.83		
Suelo 5	16.10	139.00	12.00	3.00	27.00	339.95	89.95	0.50	44.98			
Suelo 6	12.85	110.00	0.00	11.00	38.00	481.30	121.30	0.50	60.65			
Suelo 7	17.00	200.00	0.00	3.00	41.00	532.30	142.30	0.50	71.15			
Suelo 8	14.00	240.00	0.00	2.00	43.00	560.30	150.30	0.50	75.15			
Suelo 9	13.18	200.00	0.00	8.00	51.00	665.74	175.74	0.50	87.87			
	KN/m3	KN/m2	°	m	m	KN/m2	KN/m2		KN/m2	KN/m2		
Cálculo de valores ponderados prisma 2						Cálculo de valores ponderados cuña frontal						
Estrato	e real	Pvol*Hr	C*Hr	Pvol.	C	e real	Pvol*Hr	C*Hr	Pvol.	C		
Suelo 1	2.00	31.00	120.00			0.00	0	0				
Suelo 2	7.00	80.15	210.00			0.00	0	0				
Suelo 3	5.00	58.50	225.00			0.00	0	0				
Suelo 4	6.00	73.20	360.00			4.00	48.8	240				
Suelo 5	0.00	0.00	0.00			3.00	48.3	417				
Suelo 6	0.00	0.00	0.00			1.00	12.85	110				
Suelo 7	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0				
Suelo 8	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0				
Suelo 9	0.00	0.00	0.00			0.00	0	0				
	20.00	242.85	915.00	12.14	45.75	8.00	109.95	767.00	13.74	95.88		
	m	KN/m2	KN/m	KN/m3	KN/m2	m	KN/m2	KN/m	KN/m3	KN/m2		
Ka=	0.33333	Coeficiente de empuje activo de Rankine										
Kp=	3	Coeficiente de empuje pasivo de Rankine										
q=	733.39 KN/m2	Capacidad de carga del prisma frontal										
q<σv=	109.28 KN/m2											
qc=	109.28 KN/m2	Capacidad de carga del prisma frontal corregida										
FS	2.18	Factor de seguridad del método simplificado de estabilidad de túneles										
a=	36.43	b=	-74.057	c=	180	d=	80					
FE=	1755.19 KN	Fuerza de empuje activo contra el escudo										
PE=	34.92 KN/m2											
FS=	2.86	Factor de seguridad para la relación presión de frente/presión activa del suelo										
FS=	2.20	Factor de seguridad por medio del método del elemento finito										

Figura 70.- Zona de suelo en relajación. Desplazamientos totales. EST-P2-8-9-3DX. PF=100 KN/m²

De acuerdo a las gráficas anteriores, se puede concluir también que para túneles someros ($H/D < 1.7$) los efectos de la relación por la excavación en el frente del túnel afecta de manera importante a la superficie, contrario para los túneles profundos ($H/D > 1.7$), donde se observa que los efectos no impactan de manera importante a la superficie y que llegan hasta una altura alrededor del $H=1.7D$.

Ahora, con respecto a la metodología y de acuerdo a lo mostrado anteriormente, se deben realizar las simulaciones necesarias, ya sea aumentando y/o disminuyendo la presión de frente, para establecer que el factor de seguridad sea apenas mayor que 2 para evitar deformaciones plásticas (presión mínima necesaria), pero menor que un valor de 5 para evitar sobrepresiones y/o gasto innecesario de energía en aire a presión o bentonita en el frente.



Para lo anterior, se debe iniciar el proceso de simulaciones sin presión de frente para verificar si el terreno es capaz de autosostenerse sin la presencia de un empuje de soporte. Si se observan zonas de deformación plástica, falla el suelo o se obtiene un $FS < 2$ (suponiendo las tres opciones anteriores para el uso de cualquier programa de computadora que simule mediante el método del elemento finito) se deberá aumentar la presión.

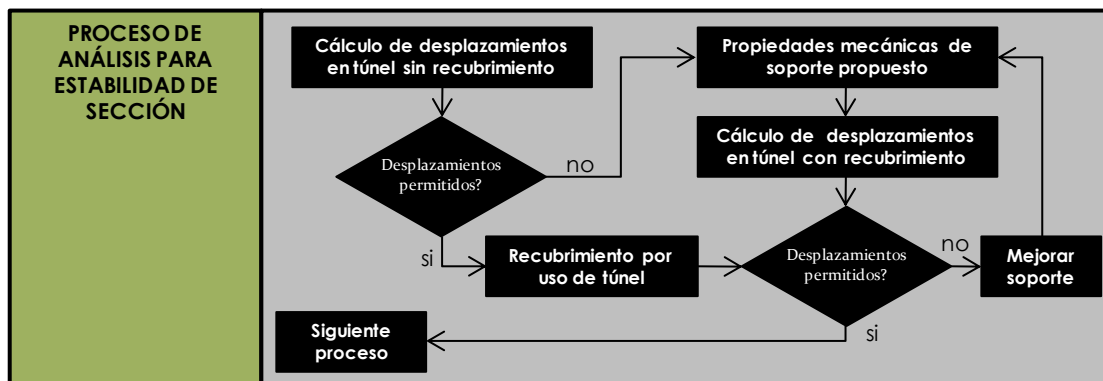
En caso de necesitar presión de frente, se puede iniciar con la presión geoestática al centro del túnel y a partir de ahí bajar o subir la presión hasta obtener la mínima necesaria, de acuerdo con la velocidad de avance y con las deformaciones de superficie o de sección del túnel máximas permitidas.

El procedimiento indicado está formulado para que sea de fácil seguimiento con el fin de lograr establecer la presión de frente de manera rápida, sencilla y con los requerimientos necesarios de seguridad y eficiencia.

III.4 PROCESO DE ANÁLISIS PARA ESTABILIDAD DE SECCIÓN

La función primordial del revestimiento (espesor de concreto del túnel) radica en garantizar la estabilidad de la excavación con un factor de seguridad adecuado y permitir que las deformaciones en la periferia de un túnel y los asentamientos en la superficie del terreno alcancen un valor de equilibrio admisible y que este se mantenga constante en el tiempo.

Comúnmente se distinguen dos tipos de revestimientos: el primario, ademe colocado para estabilizar la excavación durante su construcción y el secundario que proporciona la geometría final y garantiza la estabilidad durante la vida útil del túnel. Mediante el uso de la maquina tuneladora EPB, se coloca un revestimiento único y definitivo, el cual se maneja en el desarrollo de esta tesis.



Para los análisis de estabilidad de sección, se deberá realizar un modelo donde se involucre el suelo con elementos sólidos en deformación plana, y el soporte del túnel con elementos tipo placa.

De acuerdo a la metodología propuesta, primero se debe realizar el análisis del modelo sin soporte, esto se logra desactivando los elementos placa que lo simulan. Se obtendrán los desplazamientos en la periferia del túnel para verificar si se encuentran dentro del rango elástico y si se encuentran dentro de los límites máximo permitidos.

En caso de que los desplazamientos sean mayores a los máximos permitidos o que se encuentren dentro de intervalos plásticos, se deberá realizar ahora un análisis pero con los elementos placa activados (simulando el soporte del túnel) y se deberán verificar los desplazamientos tal y como en el paso anterior.

Para la simulación del soporte del túnel, se deberán calcular las propiedades del mismo para indicarlos en el elemento placa. Las propiedades necesarias son:

- Espesor de concreto (e)
- Área transversal (A) = espesor de recubrimiento x distancia longitudinal (1m)
- Módulo de elasticidad (E)
- Momento de inercia transversal (I) (con 1m de distancia longitudinal)
- Rigidez a carga axial (EA)
- Rigidez a flexión y cortante (EI)
- Peso volumétrico
- Relación de Poisson

Las características mecánicas del soporte deberán modificarse y mejorarse, en caso de que los desplazamientos calculados no se encuentren dentro de los límites permitidos, y se iterará este procedimiento hasta que se logren desplazamientos adecuados.

A continuación se verificará que los resultados obtenidos de los análisis numéricos sean comparables con los métodos analíticos en análisis bidimensionales.

Para realizar las simulaciones con el método del elemento finito, se ejemplificará el modelo EST-P2-8-9-2DX que representa al modelo EST-P2-8-9-66-3DX en proyección bidimensional, el cual es un túnel de 8m de diámetro a una profundidad de 24m; y para realizar los cálculos con el método analítico, se resumen los siguientes datos:

Tabla 25.-Datos para cálculos de estabilidad de sección

D	=	8,00	m	Diámetro del túnel
r	=	4,00	m	Radio del túnel
c	=	45,75	KN/m ²	Cohesión ponderada del suelo
ϕ	=	0,00		Ángulo de fricción interna del suelo
ν	=	0,495		relación de Poisson
e	=	0,350	m	espesor de concreto
E_c	=	20504000	KN/m ²	Módulo de elasticidad del concreto
E_s	=	7171	KN/m ²	Módulo de elasticidad del suelo
γ	=	12,14	KN/m ³	Peso volumétrico del concreto

La cohesión ponderada del suelo se puede verificar en las tablas 23 o 24. El cálculo del módulo de elasticidad del suelo ponderado se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 26.-Cálculo de cohesión ponderada para método analítico en estabilidad de sección

Estrato	E	h	Eh	E promedio
	KN/m ²	m	KN/m	KN/m ²
1,00	12000	2,00	24000	
2,00	5300	7,00	37100	
3,00	4400	5,00	22000	
4,00	8900	10,00	89000	
		24,00	172100	7171

CURVA CARACTERÍSTICA DEL MEDIO

También conocida como línea de cedencia, define la evolución del comportamiento presión de soporte contra la deformación en la periferia del túnel desde la etapa previa a la excavación (condición inicial) hasta la redistribución total de los esfuerzos por el efecto de la excavación.

Una curva característica típica se muestra en la figura 71, donde se observa que antes de excavar el túnel, las condiciones de esfuerzo en el medio alrededor de la futura excavación se sitúan en el punto 0, por lo que la presión requerida de soporte en ese punto es la presión geoestática de esfuerzos (γH_0).

Una vez realizada la excavación existe un decremento progresivo de las presiones de soporte alrededor del túnel debido a que se generan deformaciones radiales en la periferia de la cavidad; al inicio estas deformaciones son elásticas y siguen la línea recta que une a los puntos 0 y 1 de la figura 71, pero podrían llegar a ser plásticas dependiendo de las condiciones del medio, la geometría del túnel y de la magnitud de los esfuerzos geoestáticos; entonces se ubicarán sobre la línea curva definida por los puntos 1 y 2 de la misma figura. A partir de este punto, el medio que rodea la excavación ha desarrollado el máximo arqueado posible, por lo que si todavía no alcanza el equilibrio (definido como la intersección con el eje de las abscisas), se requerirá una presión de soporte, es decir, existirá inestabilidad de la excavación. Esta condición de inestabilidad se representa en la figura 71 por la zona denominada de aflojamiento, la cual tiene un comportamiento evolutivo: a mayor deformación, se requerirá mayor presión de soporte, y en caso de no ser proporcionada, se producirá el colapso parcial o total del túnel.

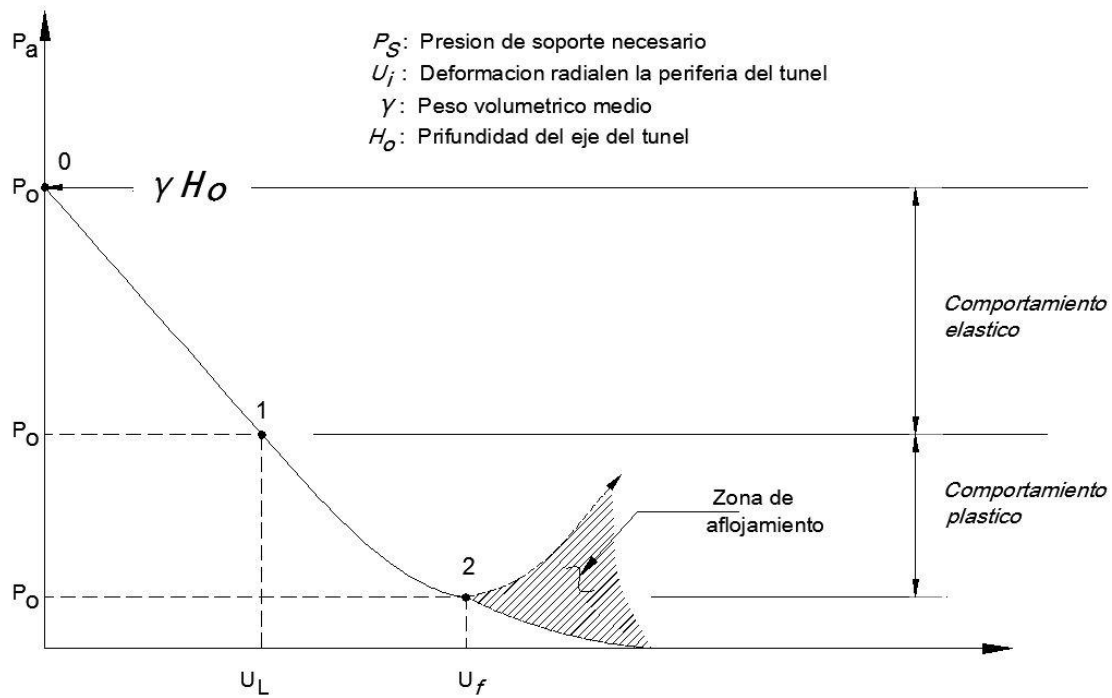


Figura 71.-Curva característica del medio

Cuando la curva característica intercepta el eje de las abscisas, que es la condición de una excavación autosoportable, debe estudiarse el estado de deformaciones generado con el fin de verificar que no se sobrepasen los límites de deformación establecidos en el problema, de lo contrario deberá diseñarse el revestimiento requerido.

Desde el punto de vista de diseño de túneles, es importante mencionar que la curva característica debe determinarse para la clave y las paredes del túnel.

Construcción de la curva característica con métodos analíticos

Existe una diversidad de metodologías, las cuales difieren en como consideran los factores que definen la curva, es decir: las propiedades mecánicas y el comportamiento esfuerzo-deformación del medio, la geometría de la excavación, las condiciones geológicas que rodean al túnel y el estado de esfuerzos iniciales, sin embargo, para comparar los resultados del elemento finito, utilizaremos el método elasto-plástico (Terzagui, 1943) para condiciones isotrópica de esfuerzos en materiales cohesivos, la cual se muestra en las siguientes ecuaciones:

Intervalo elástico

$$u_i = \frac{(1 + \nu)}{E} (p_o - p_a)$$

La presión límite de plastificación está expresada como:

$$p_{al} = \gamma H_o (1 - \sin \phi) - c \cdot \cos \phi$$

Intervalo plástico

$$u_i = \left(1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}} \right) r$$

Donde, para suelos cohesivos:

$$A = \frac{2c(1 + \nu)}{E} \left(\frac{R_p}{r} \right)^2$$

$$R_p = r \cdot e^{1/2 \left(\frac{p_o - p_a}{c} - 1 \right)}$$

Además, para la construcción de la curva de desplazamiento en el intervalo plástico, hay que tomar en cuenta el peso del material plastificado, por lo que una vez obtenido el desplazamiento radial para una presión p_a , esta última se corrige de acuerdo con la siguiente expresión:

$$p_{a \text{ total}} = p_a + 0.6\gamma(R_p - r)$$

Siendo:

P_o	presión inicial a la profundidad de estudio
P_a	presión de cálculo
E	módulo de elasticidad ponderado del suelo

Los métodos analíticos requieren que la geometría sea circular, de un medio homogéneo e infinito y condición isotrópica de esfuerzos; por su parte el método de elementos finitos permite considerar heterogeneidades en el medio, distintas condiciones de esfuerzo en el medio, diversas geometrías del túnel y análisis de interacción entre varios túneles o estructuras subterráneas.

Construcción de la curva característica con el método de elementos finitos

La construcción de la curva del medio se realiza considerando una placa donde, en condiciones de deformación plana, se somete a un estado bidimensional de esfuerzos, y posteriormente se excava el túnel, en dicha placa. La malla se forma con elementos semisólidos con comportamiento elastoplástico, con deformación plana y sin peso, respetando la geometría del túnel y las heterogeneidades en el medio.

Una vez elaborada la malla de elementos finitos se procede a calcular la curva característica del medio aplicando un esfuerzo constante en la frontera superior de la malla, cuya magnitud es igual al esfuerzo geoestático presente o más, al centro del túnel antes de excavarlo, menos la presión considerada en la periferia del túnel. Lo anterior, aplicando la siguiente ecuación:

$$p_a = \gamma H_o - p_{ai}$$

En este procedimiento no se aplica la presión en los nodos de la periferia del túnel sino solamente la presión p_a en la frontera superior de la malla.

Comparativa entre resultados del método analítico y del numérico (MEF)

Los datos mostrados son para los puntos indicados en la siguiente figura:

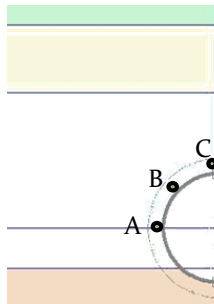


Figura 72.-Ubicación de puntos de análisis para estabilidad de sección

A continuación se muestran las curvas del suelo mediante simulaciones numéricas para los tres puntos:

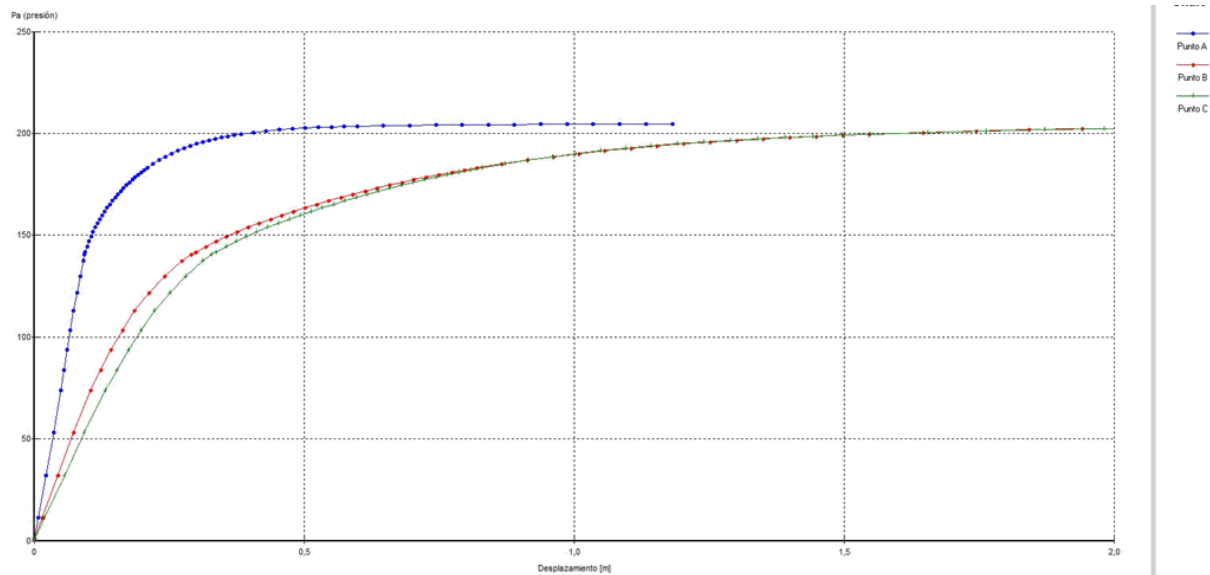


Figura 73.- Curva presión-desplazamiento del suelo calculada con el MEF

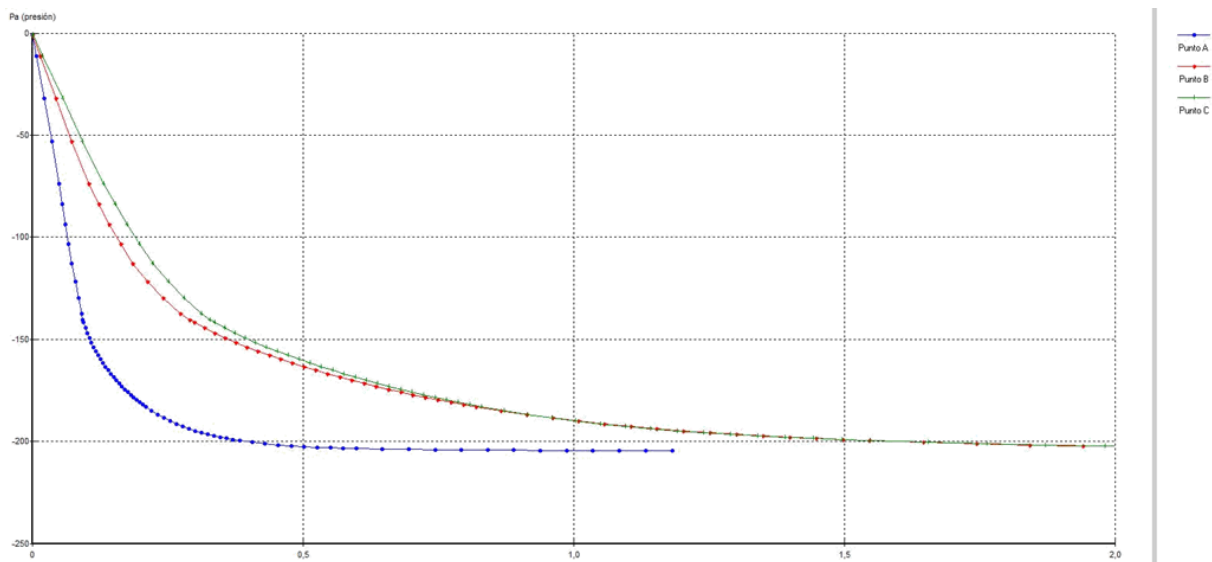


Figura 74.- Curva presión (invertida)-desplazamiento del suelo calculada con el MEF para simular curva característica del suelo

Los cálculos realizados con el método analítico se consideraron con un esfuerzo inicial $p_0 = 291 \text{ KN/m}^2$ para el punto A y $p_0 = 242 \text{ KN/m}^2$ para el punto C (ver tablas 23 o 24). Los resultados del cálculo con el método analítico para la zona plástica y elástica, se muestran en la siguiente tabla, para los puntos A y C:

Tabla 27.-Resultados analíticos para el cálculo de la curva característica del suelo

Punto A	Pa	Rp	Pa total	A	u	Punto C	Pa	Rp	Pa total	A	u	
Pao	290.00		290.00		0.000	Pao	242.00		242.00		0.000	elástico
Pal	244.25		244.25		0.038	Pal	196.25		196.25		0.038	elástico
	219.83	5.22	228.74	0.03	0.064		171.83	8.83	206.99	0.09	0.174	plástico
	197.84	6.64	217.09	0.05	0.101		154.64	10.65	203.10	0.14	0.246	plástico
	178.06	8.25	208.99	0.08	0.153		139.18	12.61	201.92	0.19	0.333	plástico
	160.25	10.02	204.09	0.12	0.220		125.26	14.68	203.10	0.26	0.432	plástico
	144.23	11.93	202.03	0.17	0.302		112.73	16.84	206.26	0.34	0.542	plástico
	129.80	13.97	202.46	0.23	0.397		101.46	19.05	211.07	0.43	0.658	plástico
	116.82	16.10	204.99	0.31	0.504		91.31	21.28	217.20	0.54	0.777	plástico
	105.14	18.29	209.28	0.40	0.618		82.18	23.51	224.34	0.66	0.895	plástico
	94.63	20.52	215.00	0.50	0.736		73.97	25.72	232.22	0.79	1.009	plástico
	85.16	22.76	221.83	0.62	0.855		66.57	27.89	240.60	0.93	1.119	plástico
	76.65	24.98	229.49	0.74	0.971		59.91	29.99	249.27	1.07	1.221	plástico
	68.98	27.16	237.72	0.88	1.082		53.92	32.02	258.07	1.22	1.317	plástico
	62.09	29.29	246.32	1.02	1.187		48.53	33.96	266.84	1.38	1.405	plástico
	55.88	31.34	255.09	1.17	1.285		43.68	35.81	275.46	1.53	1.485	plástico
	50.29	33.32	263.88	1.32	1.376		39.31	37.57	283.85	1.68	1.558	plástico
	45.26	35.20	272.57	1.48	1.459		35.38	39.21	291.94	1.83	1.624	plástico
	40.73	36.99	281.05	1.63	1.534		31.84	40.76	299.66	1.98	1.683	plástico
	36.66	38.67	289.24	1.78	1.602		28.66	42.20	306.99	2.12	1.737	plástico
	32.99	40.25	297.09	1.93	1.664		25.79	43.55	313.91	2.26	1.785	plástico
	29.70	41.73	304.56	2.08	1.719		23.21	44.79	320.40	2.39	1.828	plástico
	26.73	43.10	311.62	2.22	1.769		20.89	45.94	326.46	2.52	1.867	plástico
	24.05	44.38	318.25	2.35	1.814		18.80	47.00	332.10	2.63	1.902	plástico
	21.65	45.56	324.46	2.48	1.854		16.92	47.98	337.33	2.74	1.933	plástico
	19.48	46.65	330.24	2.60	1.890		15.23	48.87	342.16	2.85	1.961	plástico
	17.53	47.66	335.61	2.71	1.923		13.71	49.69	346.62	2.94	1.986	plástico
	15.78	48.58	340.57	2.81	1.952		12.34	50.44	350.71	3.03	2.008	plástico
	14.20	49.43	345.15	2.91	1.978		11.10	51.13	354.46	3.12	2.029	plástico
	12.78	50.20	349.36	3.00	2.001		9.99	51.75	357.90	3.19	2.047	plástico

Tomando en cuenta que los resultados del punto B y C son casi iguales, se realizará la comparación solo para los puntos A y C. En la siguiente gráfica se superponen las curvas del suelo con elemento finito y con el método analítico.

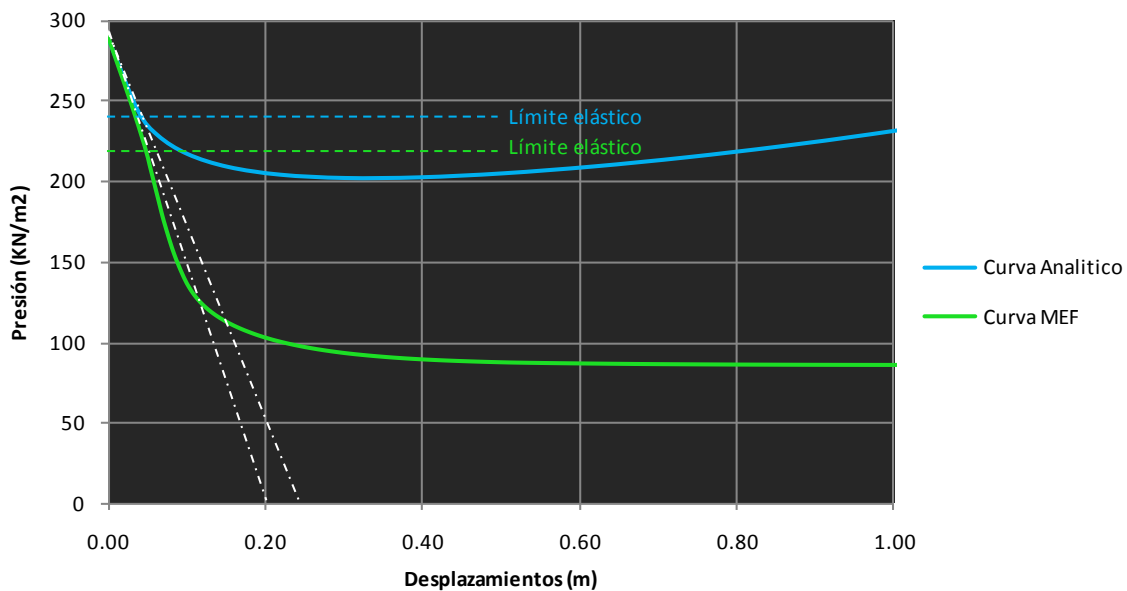


Figura 75.- Comparativa entre curva característica del suelo mediante MEF y analítico, en punto A

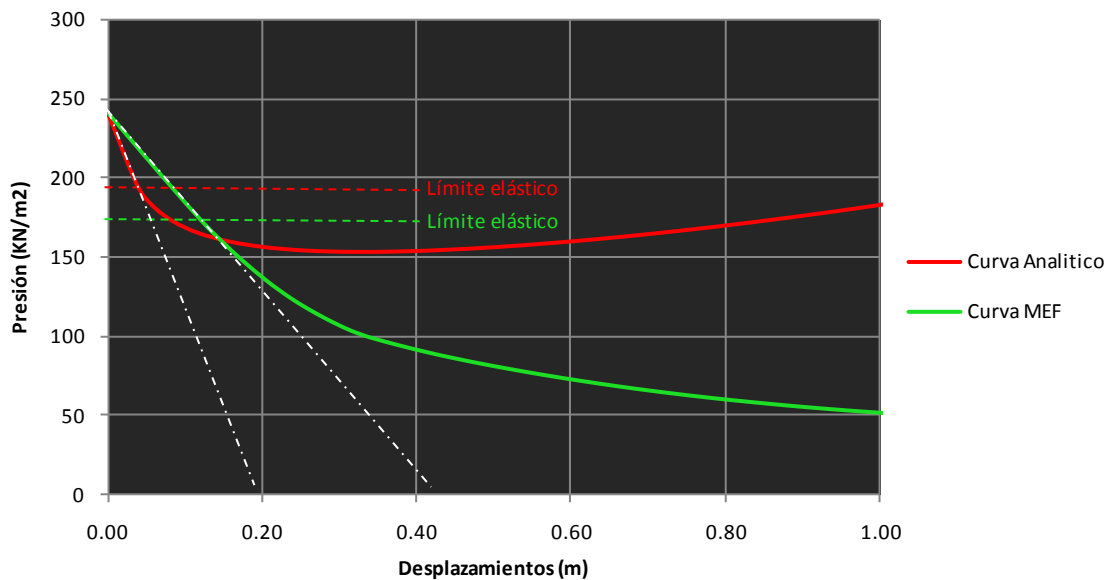


Figura 76.- Comparativa entre curva característica del suelo mediante MEF y analítico, en punto C

De los resultados y gráficas anteriores, se puede observar que en las curvas obtenidas con el método de elementos finitos son de mayor magnitud las presiones de soporte y las deformaciones son muy similares en el rango elástico. La divergencia observada entre el método de elementos finitos y el analítico se atribuye a que en el último no se considera un estado bidimensional de esfuerzos y las propiedades de resistencia del suelo son ponderadas, además de que los modelos de falla son diferentes.

III.5 PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Derivado del resultado de las simulaciones numéricas con el método de los elementos finitos, se obtienen en los elementos placa son los valores de fuerzas normales N , la fuerza cortante V , el momento flexionante M_f y la deformación d en cada uno de los elementos placa que conforman el revestimiento.

Una vez determinados las fuerzas que debe soportar el revestimiento, se continúa con la determinación de las características detalladas del refuerzo estructural, los cuales quedan fuera del alcance de esta tesis; sin embargo, se presentan los criterios de diseño que se deben tener en cuenta al diseñar estructuralmente la sección del túnel.

Algunos criterios de diseño simplificado cuyos resultados deben verificarse mediante un análisis de miembros sujetos a flexocompresión son:

- Del análisis con elementos finitos se obtienen los diagramas de fuerza normal N , momento flexionante M y fuerza cortante V que actúan en el revestimiento.
- Se verifica que los esfuerzos máximos inducidos por flexocompresión sean menores que la resistencia del concreto simple.
- Si el concreto es insuficiente para soportar los esfuerzos inducidos, se calculo la cantidad de acero en dos lechos para una sección en la falla balanceada sujeta a flexión; se comprueba que la resistencia a la compresión sea mayor que la fuerza normal actuante.
- Se debe verificar el acero mínimo por temperatura
- Se debe verificar que el esfuerzo cortante máximo sea menor que la resistencia al corte del concreto simple.

- Se verificará que el factor de seguridad combinado para el momento y fuerza normal actuantes en el revestimiento sea adecuado.

En las siguientes figuras se muestran las fuerzas que se le aplican al recubrimiento del túnel en el análisis del modelo EST-P2-8-9-66-3DX.

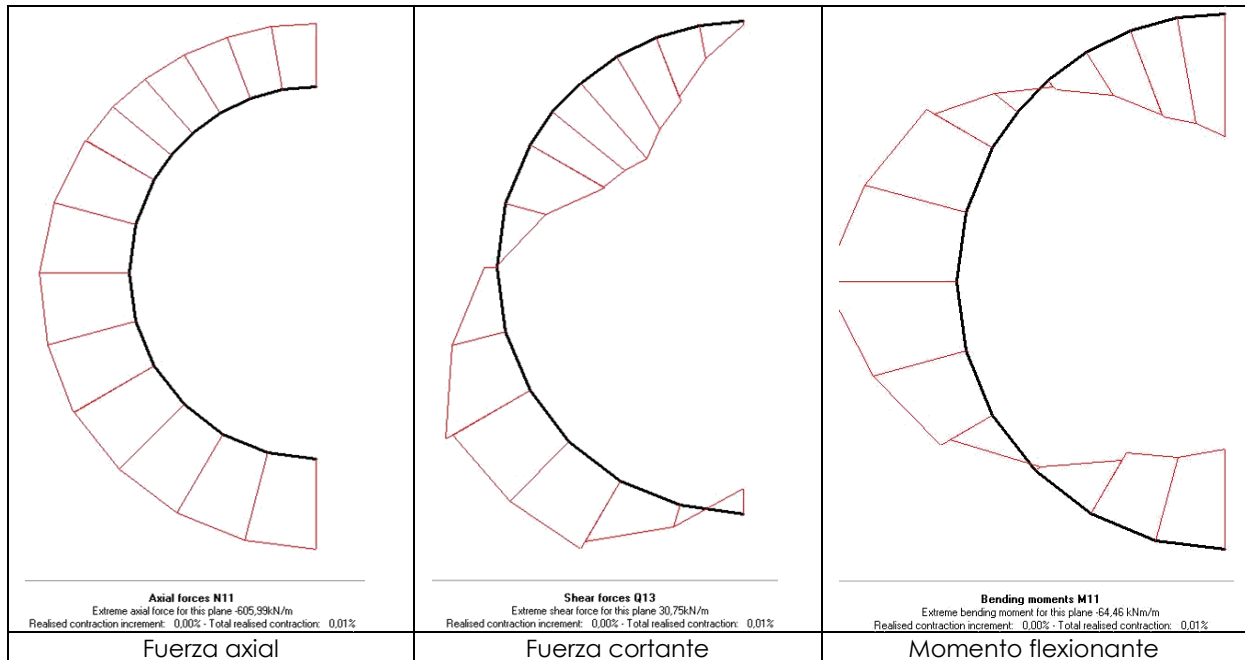


Figura 77.-Elementos mecánicos en el soporte del modelo EST-P2-8-9-3DX

CAPÍTULO

IV

**Ejemplo de
Aplicación**



IV EJEMPLO DE APLICACIÓN

Para la aplicación del procedimiento propuesto, se analizó una sección de un túnel real (refuerzo primario) que está siendo construido en el oriente de la Ciudad de México. El diámetro externo es de 8.6 m y estará ubicado a una profundidad de 33 m (prof. de plantilla) respecto a la superficie del terreno (28.7m de prof. al centro) para la lumbrera L1-A de estudio.

IV.1 INFORMACIÓN PRELIMINAR

Datos del túnel

El Túnel Emisor Oriente se proyecta para el transporte y conducción de las aguas negras y pluviales de parte de la Ciudad de México y descargar a El Salto, Hidalgo. Lo anterior con el fin de contrarrestar la insuficiencia en el sistema de alcantarillado de la Ciudad y su área metropolitana.

Hidráulicamente el túnel trabajará por gravedad y recibirá las aguas residuales y pluviales provenientes de los Túneles Interceptor Oriente y Río de los Remedios, cuyos caudales confluirán en el Túnel Interceptor Río de los Remedios. A partir de ahí, las aguas se conducirán por el Túnel Emisor Oriente hasta el sitio denominado El Salto en el estado de Hidalgo.

La primera etapa de construcción del Túnel Emisor Oriente se realizará de forma subterránea a través de un túnel con diámetro interior efectivo de 7 m y longitud aproximada de 13,5 kilómetros. La pendiente del túnel (0,0016 aproximadamente) fue calculada considerando la cota de plantilla inicial (rasante hidráulica del túnel) en la Lumbrera L-2 del Túnel Interceptor Río de los Remedios (2203,997 m.s.n.m.) y la cota de llegada o descarga del Túnel Emisor Central (2102,230 m.s.n.m.). Debido a la longitud del tramo de la primera etapa del Túnel Emisor Oriente, el proyecto contempla siete accesos verticales identificados como lumbreras, además de la lumbrera inicial ya existente, separadas a una distancia menor de 2,5 km, a través de las cuales se realizarán las operaciones necesarias (bombeo de tierra o lodo) para su construcción. El tramo de túnel de conducción de la primera etapa del proyecto estará comunicado mediante las lumbreras descritas en la referencia 8, iniciando en la lumbrera de entrada existente L0 (cadenamiento 0+000) y finalizando en la lumbrera L7, la cual funcionará como lumbrera de salida del equipo e ingreso del mismo para la segunda etapa (cadenamiento 13+471,683).



Figura 78.- Trayectoria de túnel emisor oriente

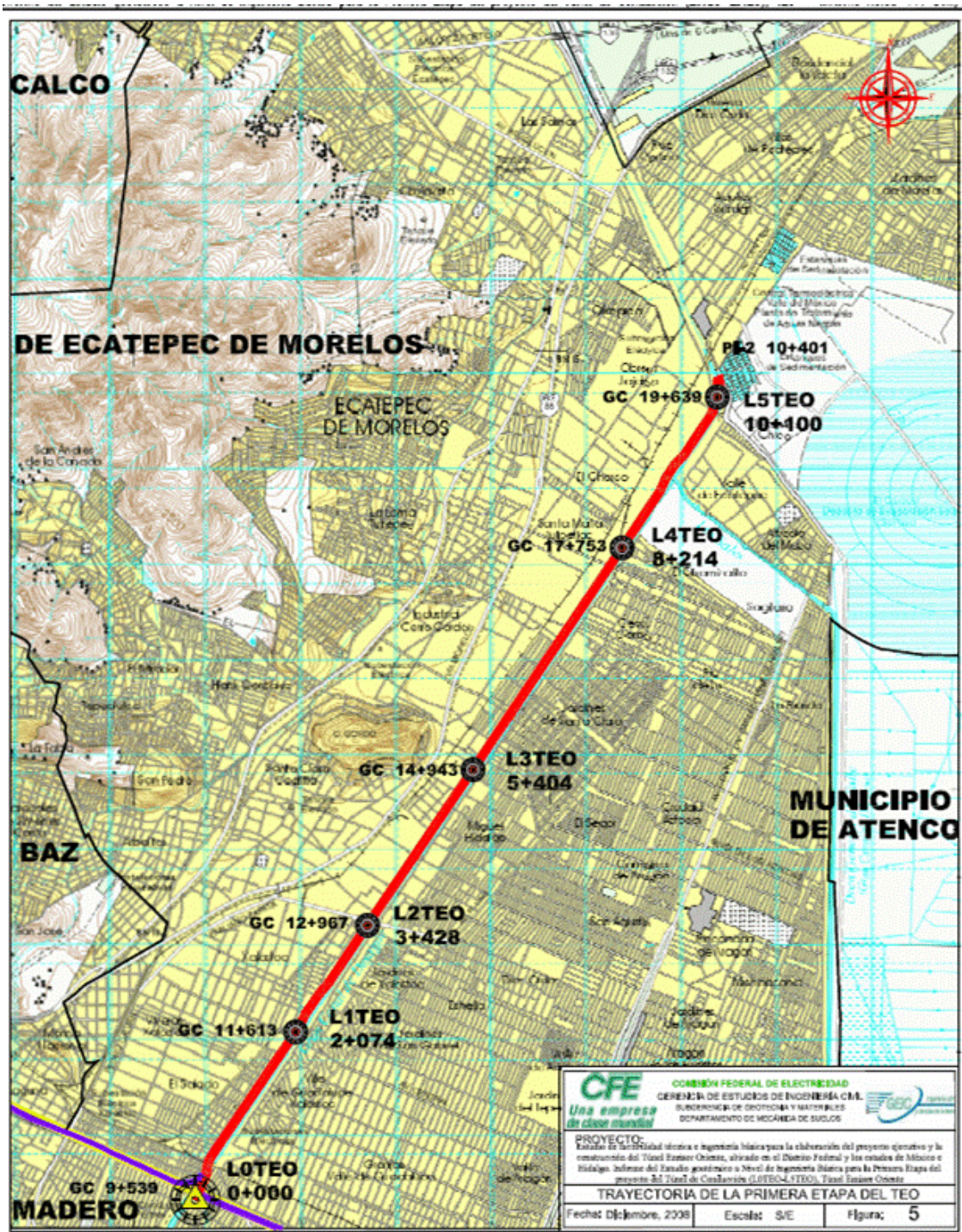


Figura 79.-Ubicación de lumbrera L1TEO de análisis

La sección transversal del túnel es circular (Figuras 80 y 81) con diámetro interior efectivo de 7,00 m. Teniendo el revestimiento primario, se coloca el revestimiento secundario o definitivo de concreto reforzado colado in situ con cimbra deslizante. Los elementos del revestimiento primario deberán tener un ancho de 1,50 m y espesor mínimo constante de 40 cm y se deberán unir mediante placas

atornilladas permitiendo el giro parcial de las piezas conectadas; el revestimiento secundario es de 35 cm de espesor mínimo.

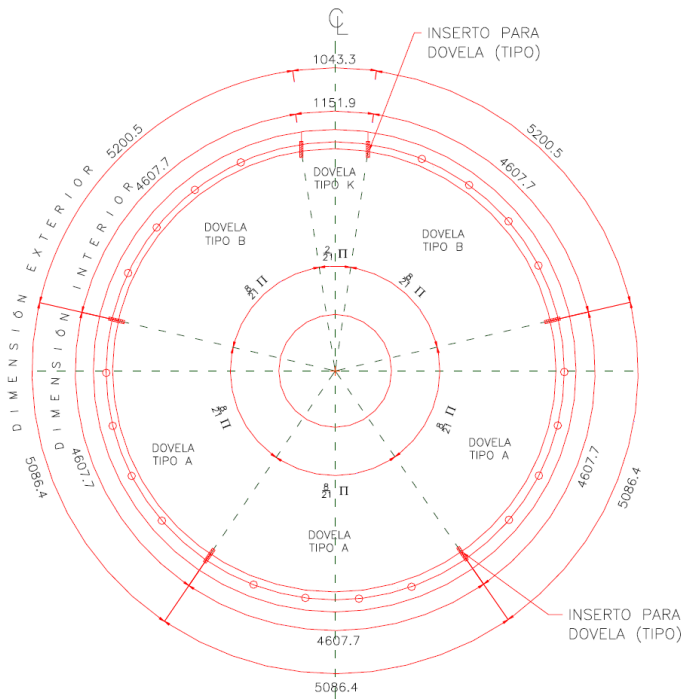


Figura 80.-Sección transversal de túnel. Dimensionamiento

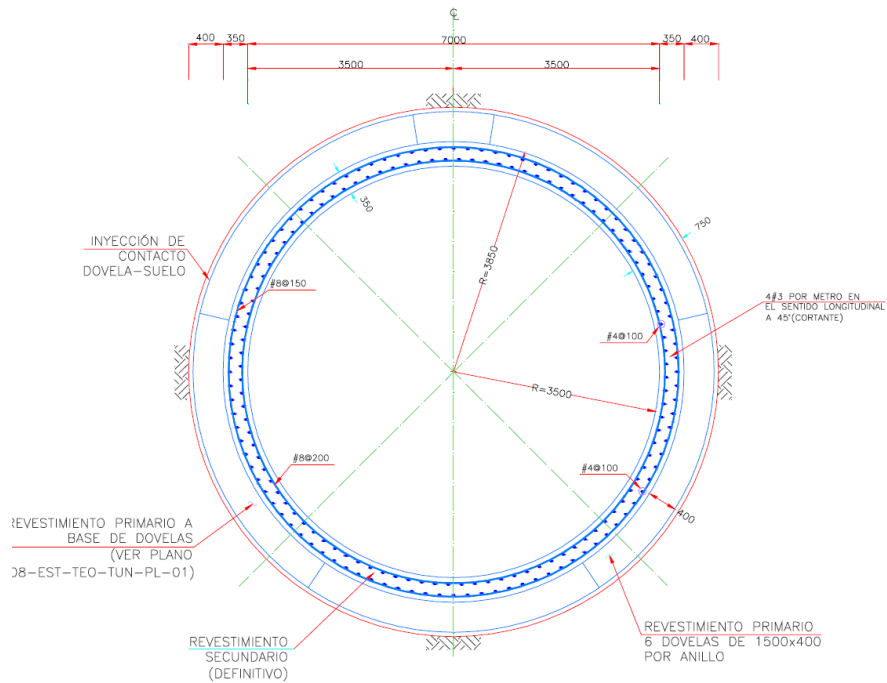


Figura 81.-Sección transversal de túnel. Dovelas y refuerzo secundario

Datos del suelo

Se realizaron los estudios geofísicos, geológicos y de geotécnicos para determinar las propiedades mecánicas de cada uno de los estratos a lo largo del perfil en el trazo del túnel, del cual, en el Anexo 1 se presentan en tablas, los resultados de los mismos para el sitio de estudio, la lumbrera L1-A.

Datos de superficie

Se realizó el trazo topográfico de la proyección del túnel, el cual iniciará en la Lumbrera L-2 ya construida del Túnel Interceptor Río de los Remedios (situada en el cadenamiento 6+400 del Gran Canal de Desagüe) ó Lumbrera L0 (cadenamiento 0+000), cuya ubicación exacta es la esquina sureste del cruce formado por la Av. Gran Canal y Anillo Periférico, Col. 25 de Julio, Delegación Gustavo A. Madero, D. F., y finalizará en la lumbrera L7 (cadenamiento 13+471,683). Los cadenamientos corresponden a las referencias del trazo realizado por el área de Topografía para la primera etapa del Túnel Emisor Oriente. En principio el trazo de la primera etapa del Túnel Emisor Oriente irá en sus primeros 100 metros por la margen derecha del Gran Canal, cruzando en línea recta entre los apoyos del puente vehicular del Anillo Periférico; deflexionará pasando por abajo del Gran Canal y se desarrollará aproximadamente hasta los 10 km por la margen izquierda del Gran Canal en dirección noreste, después pasará nuevamente por abajo del Gran Canal y deflexionará ligeramente hacia el noroeste, de ahí continuará prácticamente paralelo a la margen derecha del Gran Canal hasta el km 13+471,683. Por lo que en general, se pueden considerar solo cargas por losas de concreto en superficie, pues no se considera la proyección de construcciones de importancia sobre el trazo del túnel en la superficie.

Proceso constructivo

El túnel deberá ser construido utilizando una tuneladora EPB con un escudo de 8,80 m de diámetro aproximadamente. Este tipo de equipo presenta varias ventajas y una de las más importantes es que provoca hundimientos pequeños en la superficie del terreno bajo la cual se excava el túnel, debido a la presión en el frente de la excavación que intenta igualar la existente en el suelo a la profundidad del túnel. La colocación del revestimiento se realizará mediante erector de dovelas durante la excavación del túnel con la maquina EPB, y se colocará mortero entre la capa de dovelas y el suelo circundante para rellenar los huecos generados por la excavadora.

IV.2 PRE-PROCESO DE MODELO

Ley constitutiva y criterio de falla

Considerando el tipo de suelo blando de la ciudad de México y los datos de mecánica de suelos existente y disponible, se utilizará la ley constitutiva con comportamiento elasto-plástico perfecto con criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Malla de elementos finitos

Tomando en cuenta que el desplante de la plantilla del túnel será a una profundidad de 33m, se considera solo modelar hasta un estrato inferior a la plantilla, equivalente a modelar desde la superficie de los depósitos profundos.

El ancho de las regiones tanto en 2D como en 3D deberá ser de 7 diámetros de túnel, y para las simulaciones en 3D se modelará hasta 4 diámetros al frente y atrás del escudo de excavación. Siendo el diámetro externo a analizar de 8,80 m, el semiancho de región será de 30.8m, el largo sumando frente y posterior, será de 70.4m, siendo la profundidad del modelo de 38m.

Los elementos de frontera, tal y como se indica en el procedimiento, las paredes verticales con desplazamientos horizontales fijos y verticales libre y viceversa para la base.

IV.3 ESTABILIDAD DE FRENTE

Se realizaron las simulaciones al modelo del túnel con las características del suelo de acuerdo a la estratigrafía, iniciando con presión de frente cero, dando los siguientes resultados:

Tabla 28.-Cálculo de presión de frente necesaria

Presión de frente	Factor de seguridad
0	1.2
150	6.5
100	2.4

Dado que con presión de frente cero el factor es de 1.2 y se forma una gran zona plastificada al frente de la excavación, se elevó la presión de frente a 150 KN/m², lo cual corresponde a un factor de seguridad de 6.5, por lo que se disminuye a 100, dando como resultado un factor de seguridad de 2.4, y tomando en cuenta que no se observan zonas de plasticidad, además de presentar bajas deformaciones en superficie, se opta por considerar la presión de frente de 100 KN/m² la necesaria para el frente de trabajo.

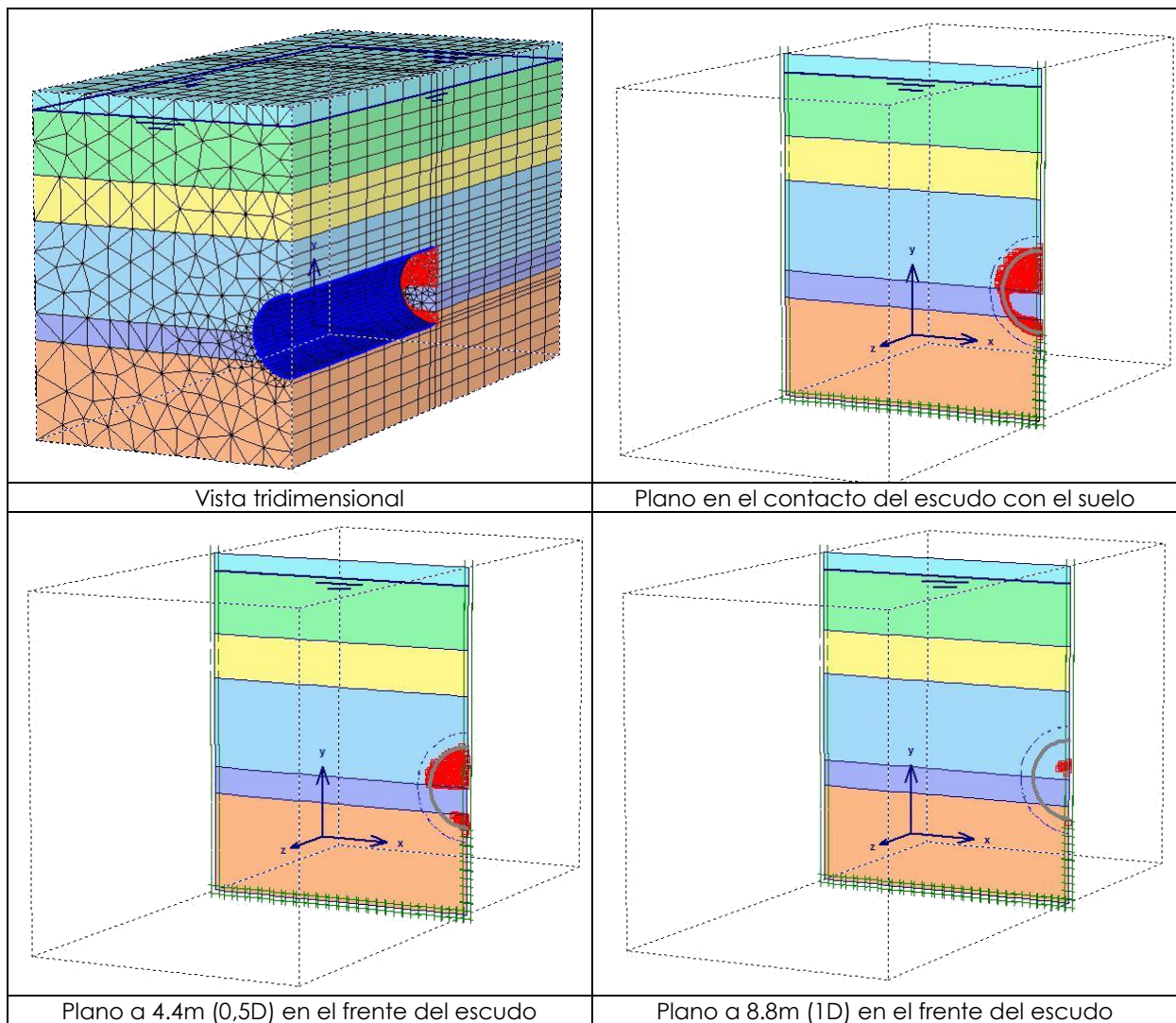


Figura 82.-Puntos de plasticidad en el modelo con simulación sin presión de frente

Tomando en cuenta que la presión de frente definida es 100 KN/m², a continuación se presentan los resultados de desplazamientos y esfuerzos para dicho modelo.

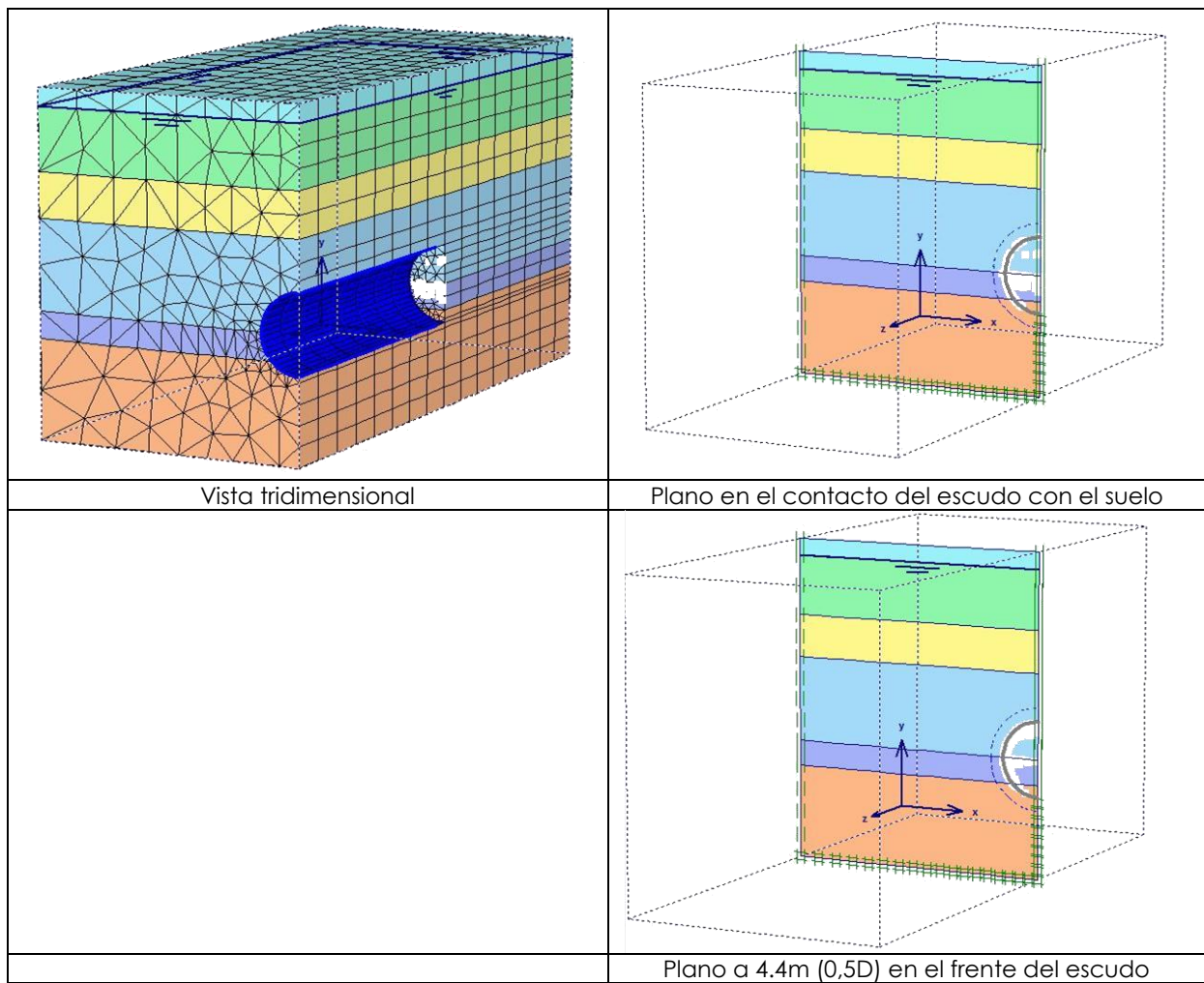


Figura 83.-Puntos de plasticidad en el modelo con simulación, presión de frente=100KN/m²

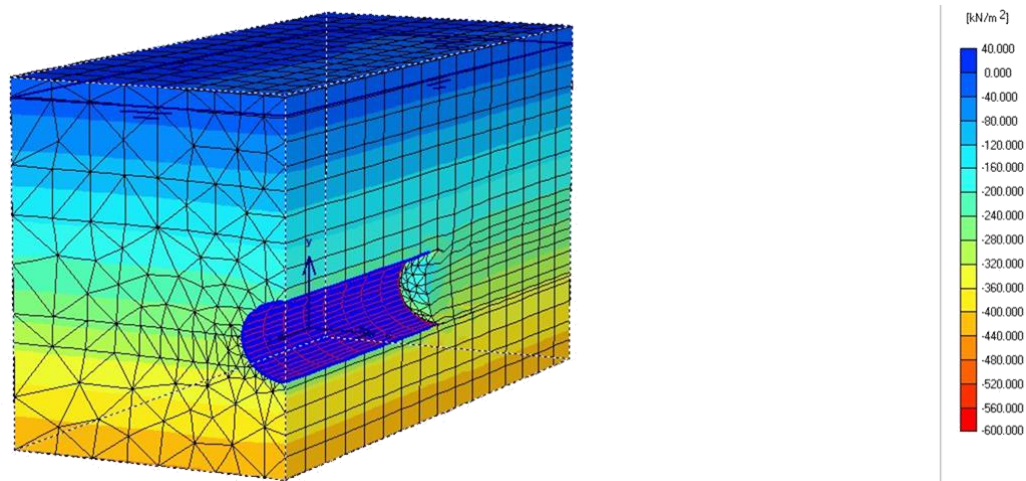


Figura 84.-Esfuerzos totales con presión de frente 100 KN/m²

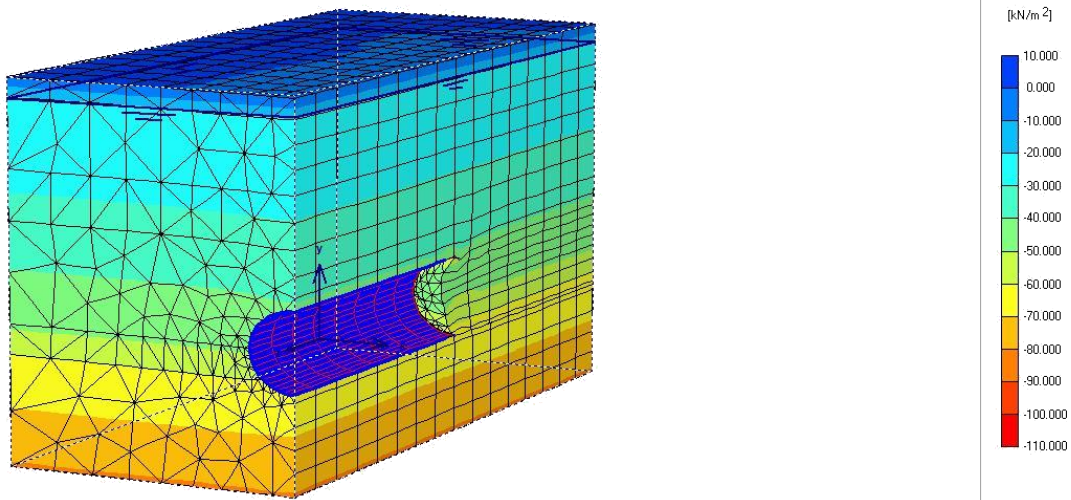


Figura 85.-Esfuerzos efectivos con presión de frente 100 KN/m²

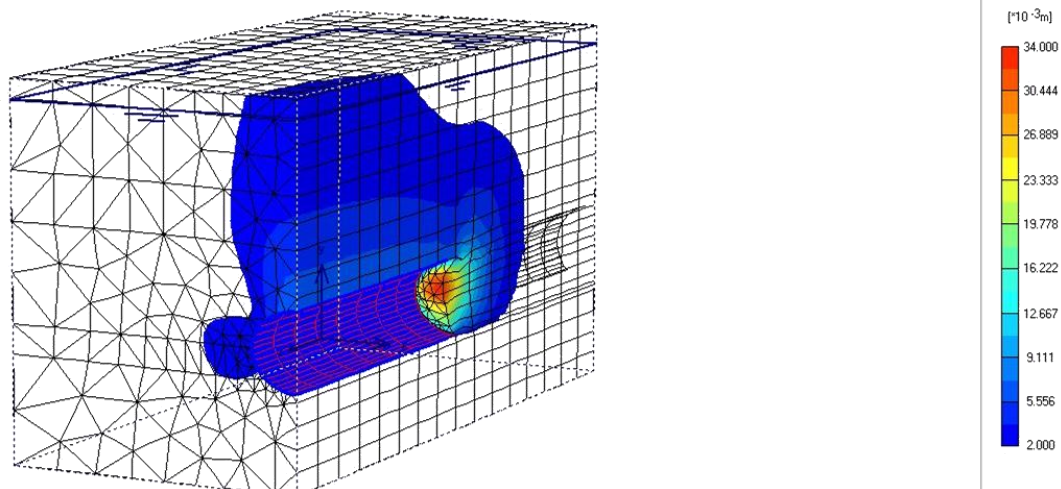


Figura 86.-Desplazamiento total con presión de frente 100 KN/m²

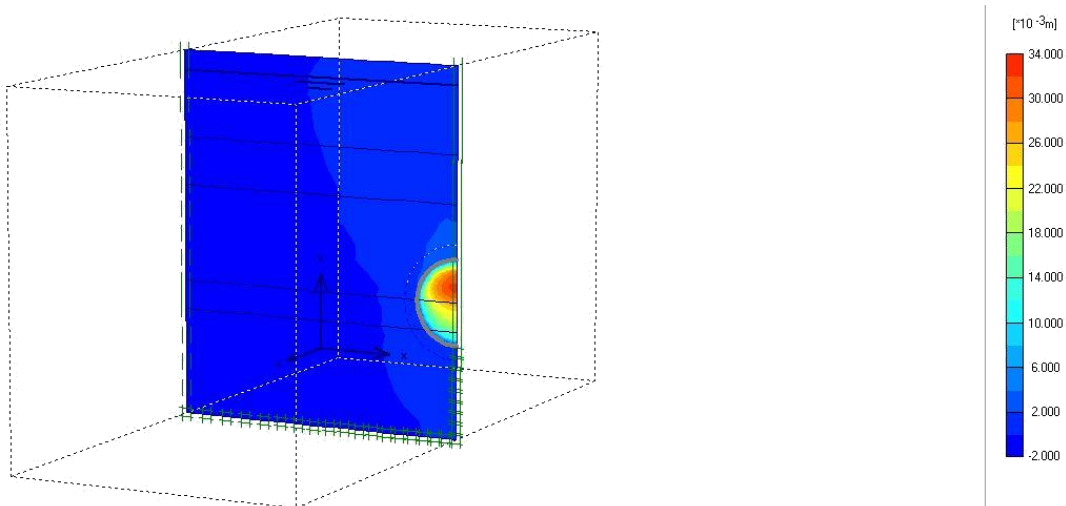


Figura 87.-Desplazamiento dirección longitudinal con presión de frente 100 KN/m²

A continuación se muestra el desplazamiento vertical a lo largo de la superficie sobre el trazo del túnel (superior) en la parte posterior y frontal, comparándola contra los desplazamientos en la superficie (inferior) de la parte frontal del escudo, a nivel de la clave del túnel.

Tabla 29.-Resultados de la simulación con presión de frente 100 KN/m²

TUNEL		Superficie alta posterior del túnel								
clave	lateral	Desplazamientos verticales (m)								
		-4.0	-3.5	-3.0	-2.5	-2.0	-1.5	-1.0	-0.5	0.0
-0.0071	-0.0033	-0.0024	-0.0024	-0.0023	-0.0023	-0.0021	-0.0020	-0.0018	-0.0016	-0.0015
		Superficie alta delante del túnel								
		Desplazamientos verticales (m)								
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	
		-0.0015	-0.0014	-0.0013	-0.0011	-0.0009	-0.0008	-0.0007	-0.0007	
		-0.0052	-0.0029	-0.0016	-0.0010	-0.0006	-0.0005	-0.0004	-0.0004	
		Superficie lateral en escudo								
		Desplazamientos verticales (m)								
		C	D	E	F	G	H	I	J	
		-0.0015	-0.0012	-0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
		Superficie lateral en fondo								
		Desplazamientos verticales (m)								
		C	D	E	F	G	H	I	J	
		-0.0024	-0.0020	-0.0009	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	

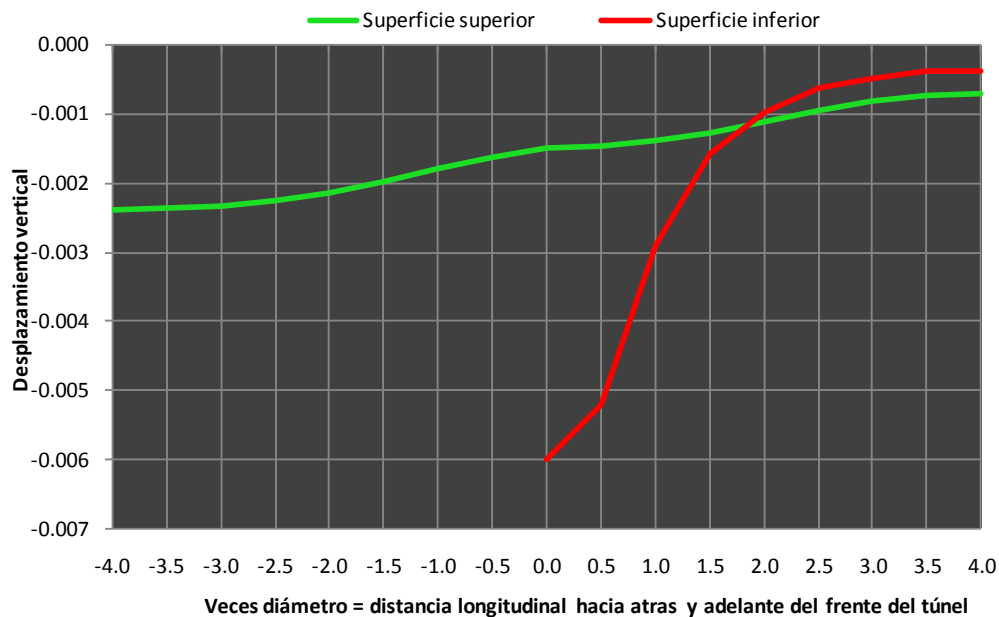


Figura 88.-Comparativa entre desplazamiento superficiales y a nivel de clave del túnel

Se puede observar en la figura, la influencia de hasta 2 diámetros de túnel en los desplazamientos de frente a nivel de clave de túnel, respecto a una influencia más prolongada para los desplazamientos superficiales.

IV.4 ESTABILIDAD DE SECCIÓN

Respecto a la estabilidad de la sección, se calculo con el modelo anterior, los resultados de desplazamientos en la pared y la clave del túnel, así como los desplazamientos en la superficie transversal, tanto en la sección de estabilidad, como en la sección de frente de excavación como comparación. Los resultados de las simulaciones se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 30.-Resultados de la simulación en la sección de estabilidad

TUNEL		Superficie lateral en escudo							
clave	lateral	Desplazamientos verticales (m)							
		C	D	E	F	G	H	I	J
-0.0071	-0.0033	-0.0015	-0.0012	-0.0006	-0.0004	-0.0003	-0.0003	-0.0002	-0.0002
		Superficie lateral en fondo							
		Desplazamientos verticales (m)							
		C	D	E	F	G	H	I	J
		-0.0024	-0.0020	-0.0009	-0.0006	-0.0004	-0.0003	-0.0003	-0.0002

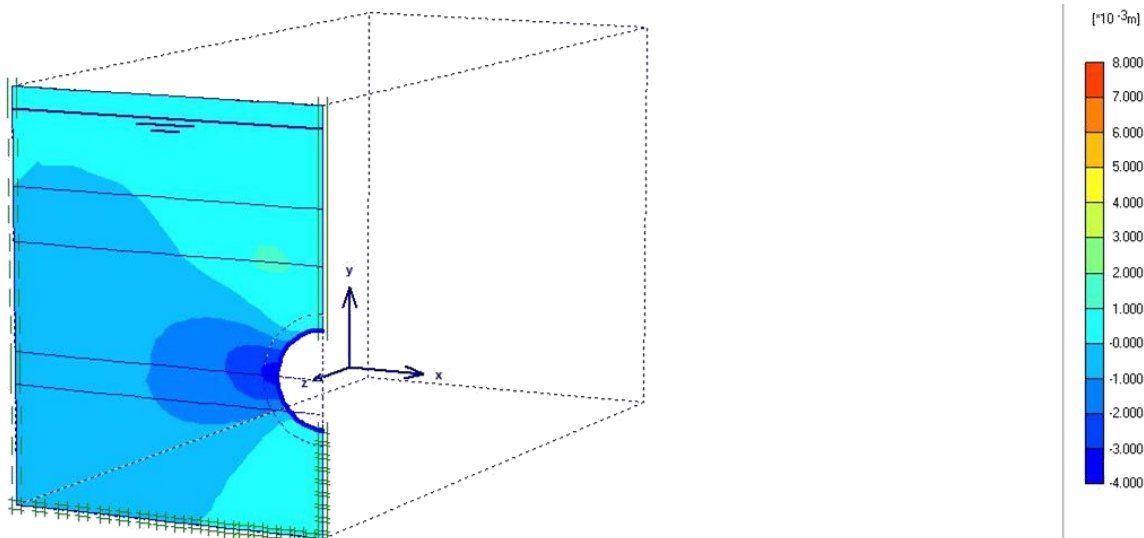


Figura 89.- Desplazamiento dirección horizontal en sección de estabilidad

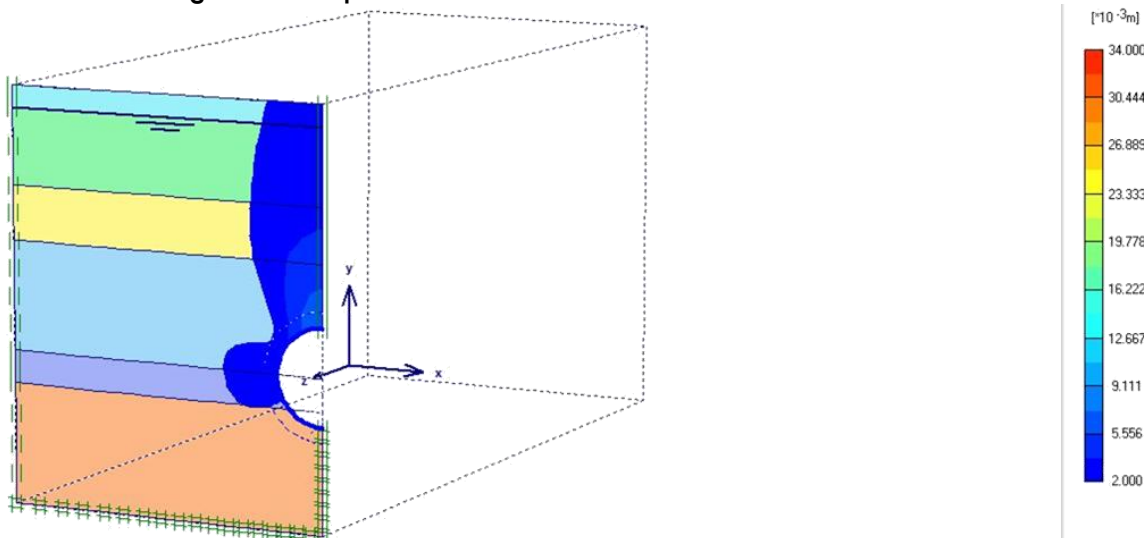


Figura 90.- Desplazamiento dirección vertical en sección de estabilidad

A continuación se muestra la comparativa de los desplazamientos verticales en dirección transversal al trazo del túnel. En la sección de frente de túnel y en la sección de estabilidad.

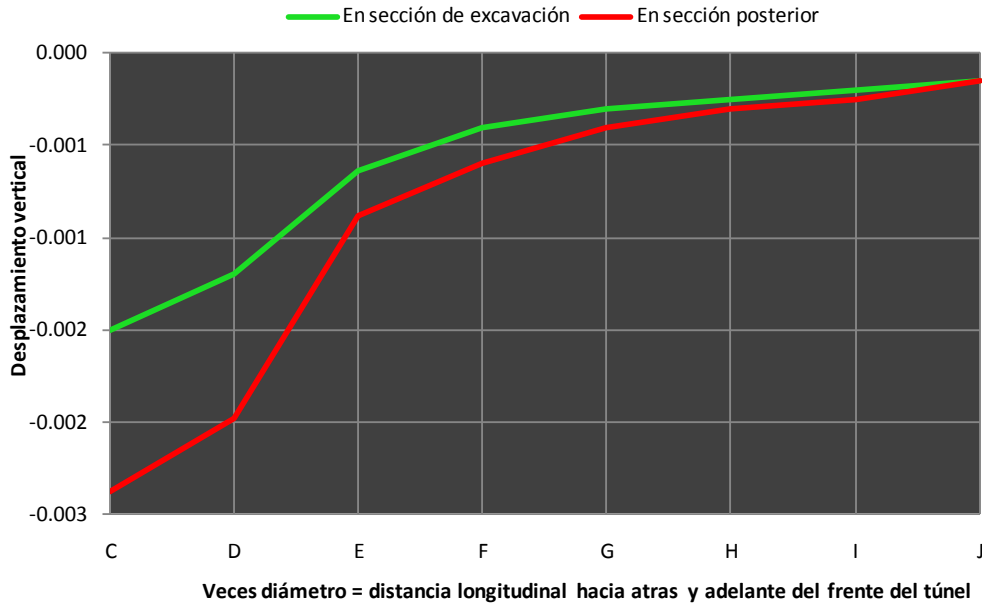


Figura 91.-Comparativa entre desplazamientos transversales

Para la realización del diseño estructural (no incluido en el trabajo de tesis), los elementos mecánicos aplicables al soporte del túnel son:

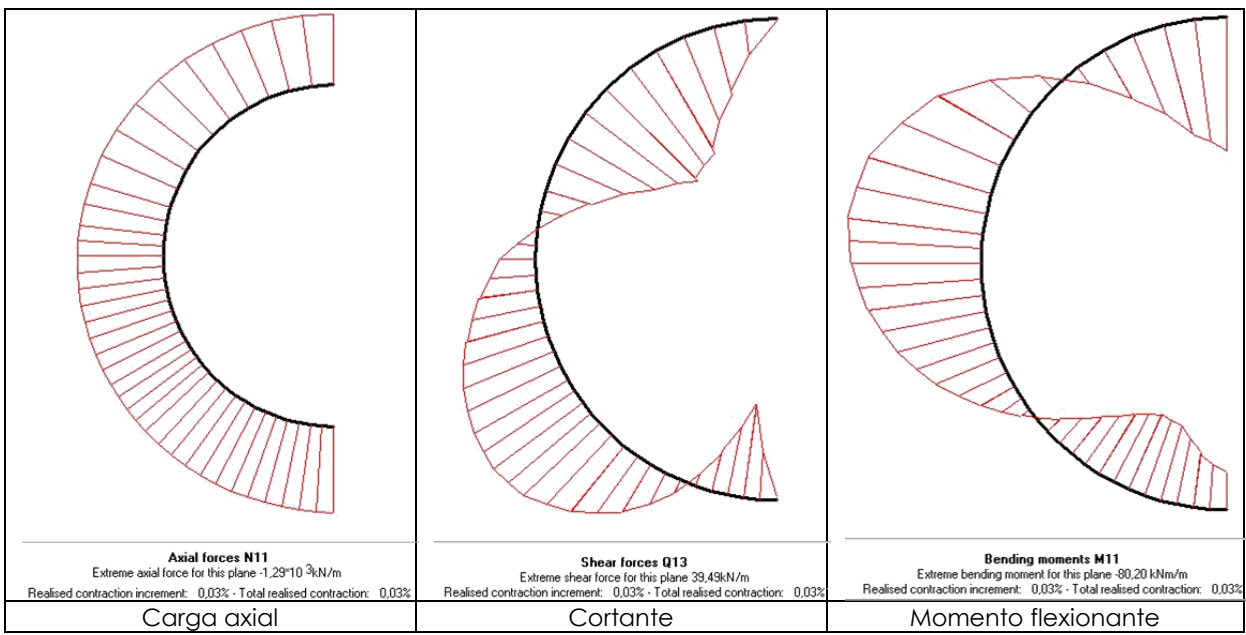


Figura 92.- Fuerzas axiales, cortantes y de momento flexionante aplicable sobre el soporte del túnel

CONCLUSIONES

De todos los análisis realizados y de la propuesta de procedimiento para el análisis de túneles por medio de simulaciones numéricas con el método del elemento finito, se concluye lo siguiente:

+Se debe contar con un estudio geotécnico completo y lo mejor elaborado posible, de tal manera que se cuenten con los datos de entrada necesarios para realizar las simulaciones, en caso contrario, el resultado podría no tener una correlación real con lo que se pueda desarrollar durante la construcción.

+En condiciones estáticas, los resultados de realizar un análisis tridimensional con uno bidimensional en deformaciones planas es similar solo en secciones (ya en el túnel construido) a partir de 5D desde el frente de excavación. Desde esa distancia hasta el frente de excavación, se deben realizar simulaciones tridimensionales, de lo contrario no se puede establecer la estabilidad de frente con el método numérico.

+La influencia de las condiciones de frontera en los resultados numéricos del túnel en sección transversal se observa al realizar análisis con anchos de región menores a 6 diámetros del mismo tanto para modelos en 2 y 3 dimensiones.

+La influencia de las condiciones de frontera en los resultados numéricos del túnel a lo largo de la longitud del mismo y de su frente, se observa al realizar análisis con longitudes de frente y cola, menores de 4 diámetros del túnel.

+Se estableció que con simular un solo estrato abajo del desplante del túnel es suficiente para obtener resultados aceptables.

+Se verificó que los resultados de factor de seguridad entre un método analítico y el método numérico del MEF son similares para el análisis de estabilidad de frente del túnel. Y que el MEF, tiene ventajas sobre dicho método por que puede realizar simulaciones con condiciones en que el método analítico no podría.

+Se estableció el mecanismo para desarrollar la curva característica del medio con el fin de poder observar el comportamiento plástico y/o si es necesario la aplicación de un recubrimiento para dar soporte a la periferia del túnel.

+En general, se estableció un procedimiento en el que se toma en cuenta un método de construcción, un tipo de recubrimiento, un tipo de suelo y durante el periodo de construcción, sin embargo falta mucha investigación por realizar y para complementar este trabajo, como por ejemplo, la influencia de la consolidación a lo largo del eje del túnel en el tiempo, la definición y aplicación de una zona de transición entre el túnel y el suelo, la simulación sísmica, etc.

REFERENCIAS

A

Alberro Jesús (1987), "Líneas características y estabilidad de las arcillas del valle de México", Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, SMMS, México.

B

Bowles Joseph E. (1997), "Foundation analysis and design" quinta edición, Mc Graw Hill International Editions.

C

Caceres Victor Hugo, (1997), "Aplicación de la mecánica de rocas en el diseño de túneles según Barton y Bieniawsky", V., U.T.O.-F.N.I.

Comisión Federal de Electricidad, México, D.F. (2008), Términos de Referencia "Estudios de factibilidad técnica e ingeniería básica que sirvan para la elaboración del proyecto ejecutivo y la construcción del Túnel Emisor Oriente", en el Distrito Federal y los Estados de México e Hidalgo.

D

Departamento del Distrito Federal Secretaria General de Obras (1987), "Manual de diseño geotécnico", Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR).

DTOPPV, (2000), "Criterio para proyecto de túneles de carreteras", Departamento de transportes y obras públicas del país Vasco.

E

Enrique Taméz G., J. L. Rangel, E. Holguín (1997), "Diseño geotécnico de túneles", TGC Geotecnia, SA de CV, México.

H

Hoek Evert (1998), "Tunnel support in weak rock", Symposium of Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan.

Hatzor Yossef - Gurion Ben and Goodman Richard E. (1997), "Determination of the design block for tunnel supports in highly jointed rock", University of the Negec, Sheva, Israel, and University of California, Berkeley.

J

Domínguez Escutia José M., Domínguez Ramírez Norberto (2009), "A practical engineering method for numerical modelling of tunnel construction embedded in mexican soft soil", EURO:TUN2009 Computational Methods in Tunneling, Ruhr University Bochum, Alemania, volume 2, 987-996 p.

M

Megaw, T. M. and Bartlett J. V. (1982), "TUNNELS- Planning, design, construction", volume 1 and 2, Ed. Ellis Horwood, England, 283-321 p.

Moreno Fernández Andres (1991), "Lumbreras y túneles en suelos. Experiencias innovadoras en la ingeniería mexicana", Academia Mexicana de Ingeniería, México.

P

Plaxis manuals (2002), "Reference manual", Plaxis 2D v.8, Plaxis 3D tunnel v.12.

R

Romo Organista Miguel P., Rojas Gonzalez Eduardo (2005), "Modelos constitutivos utilizados en geotécnica", UNAM.

Ratan Tatiya (2005), "Civil excavations and tunneling", Thomas Telford limited 2005, London, U.K.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima Cuarta Época, No. 8-TER, enero.

S

Santoyo Villa Enrique, Ovando Shelley Efrain, Mooser Federico, León Plata Elvira (2005), "Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México", TGC,

Széchy K. (1973), "The Art of Tunneling", Ed. Akadémiai Kiadó Budapest, Hungary, 1098 p.

Z

Z. T. Bieniawski (1992), "Design methodology in rock engineering", A.A. Balkema-Rotterdam-Brookfield.

Zienkiewicks, O.C. (1977), "The finite element method", McGraw-Hill, London.

ANEXO 1

PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SITIO DE ESTUDIO

El sitio de estudio para la realización de todos los análisis numéricos y analíticos, tanto para analizar el procedimiento como para el ejemplo de aplicación en el diseño de un túnel, es la Lumbrera L1-A del tramo de la primera etapa del TEO (Túnel Emisor Oriente).

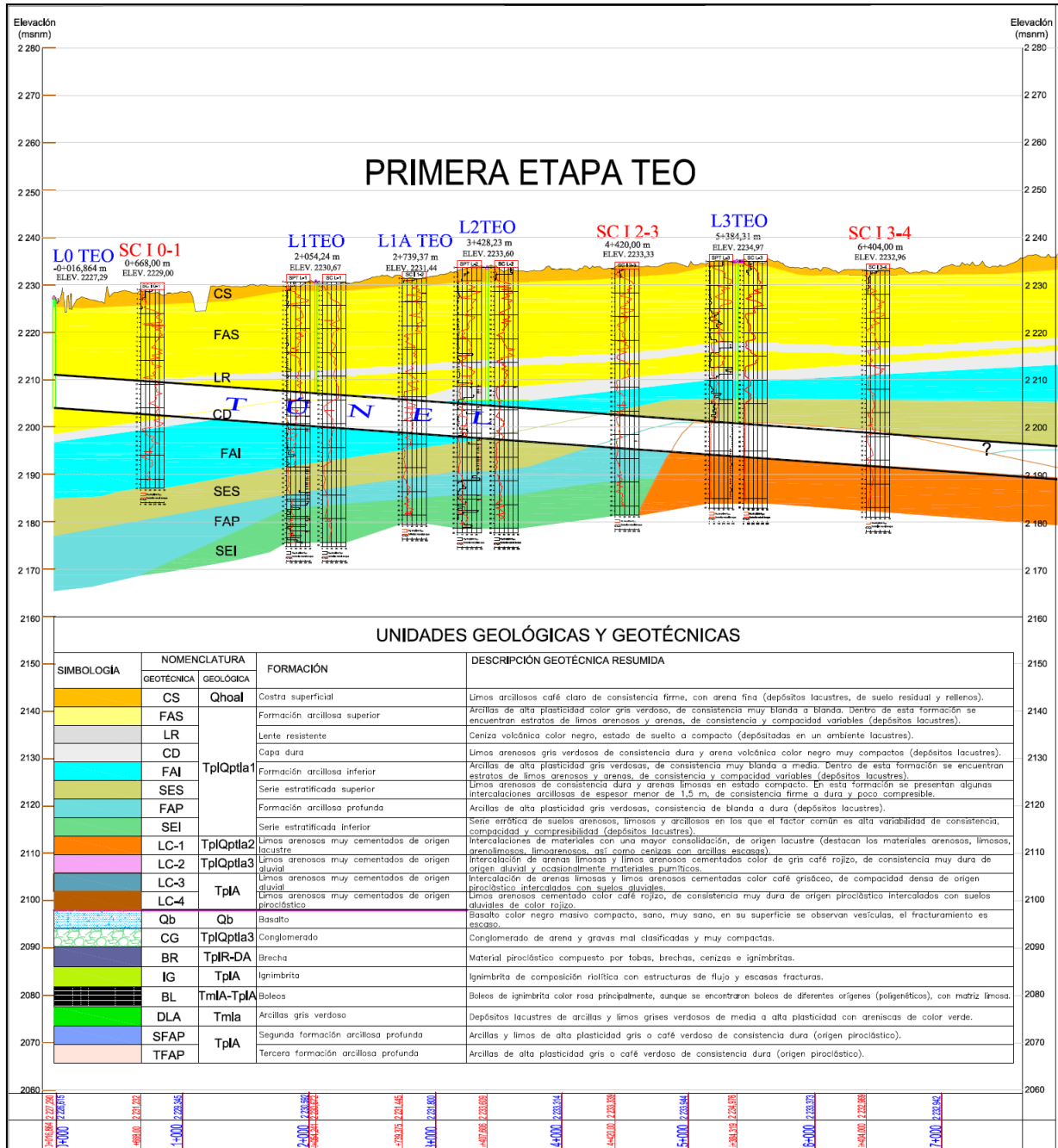


Figura A1.1.-Perfil de unidades geológicas y geotécnicas de un tramo del TEO. Fuente GEIC-CONAGUA.

La estratigrafía y las propiedades en el sitio de la Lumbrera L1-A se muestran en las siguientes tablas:

Tabla A1.1.-Estratigrafía en el sitio de la Lumbreira L1-A del TEO. Fuente GEIC-CONAGUA.

CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO						
SUELO				Profundidad		
ESTRATIGRAFÍA	Descripción de los suelos		CLASIFICACIÓN	H	2D	3D
			SUCS	m		
COSTRA SUPERFICIAL	Relleno artificial	arcilla con arena y gravas (material de relleno)		1	50	37
				2	49	36
FORMACIÓN ARCILLOSA SUPERIOR	arcilla de consistencia blanda	arcilla	CH	3	48	35
		arcilla con lentes de arena		4	47	34
				5	46	33
				6	45	32
				7	44	31
	arcilla de consistencia blanda	arcilla	CH	8	43	30
		arcilla con lentes de arena		9	42	29
				10	41	28
				11	40	27
				12	39	26
	arcilla de consistencia media	arcilla con lentes de arena	CH	13	38	25
				14	37	24
				15	36	23
				16	35	22
				17	34	21
		arcilla		18	33	20
				19	32	19
				20	31	18
				21	30	17
				22	29	16
CAPA DURA	limos arenosos de consistencia dura	limo arenoso y arena volcánica muy compactos	ML	23	28	15
				24	27	14
				25	26	13
FORMACIÓN ARCILLOSA INFERIOR	arcilla de consistencia media a dura	arcilla	CH	26	25	12
		27		24	11	
		28		23	10	
		29		22	9	
		30		21	8	
		31		20	7	
		32		19	6	
		33		18	5	
		34		17	4	
		35		16	3	
		36		15	2	
SERIE ESTRATIFICADA SUPERIOR (Depositos profundos)	limos y arenas limosas compactos	limo arenoso y arena volcánica	ML-CH	37	14	1
	limos de consistencia dura	limo		38	13	0
FORMACIÓN ARCILLOSA PROFUNDA	limos y cenizas	arena media, arcillas y limos	CH	39	12	
				40	11	
				41	10	
				42	9	
				43	8	
				44	7	
				45	6	
				46	5	
		arcilla con ceniza volc.		47	4	
				48	3	
SERIE ESTRATIFICADA INFERIOR	depósitos lacustres	arenas, limos y arcillas	ML-CH	49	2	
				50	1	
				51	0	
				52		
				53		
				54		
				55		
				56		
				57		
				58		
				59		
				60		
				61		
				62		
				63		
				64		
				65		

RESISTENCIA DE PUNTA q_p (kg/cm²)

100 50 25 10

10 20 30 40

WÓNDRO DE VOLPES

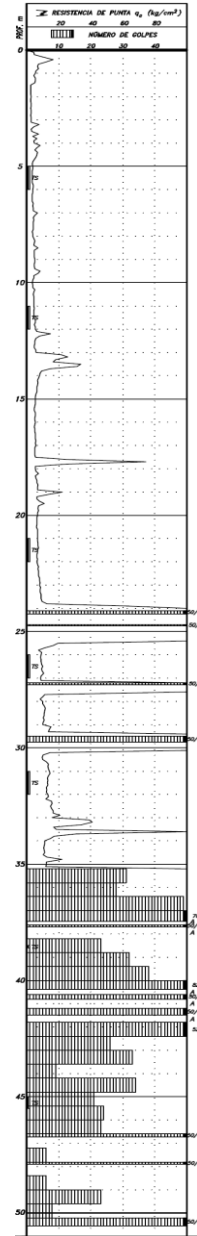


Tabla A1.2.-Propiedades del subsuelo en la lumbrera L1-A del TEO. Fuente GEIC-CONAGUA.

PROPIEDADES ESTÁTICAS DEL SUELO							PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO EN LA LUMBRERA L1				
Profundidad	γ	Cu	ϕ	ν	ko	Es	Vp	Vs	G	E	λ
H	Peso volumétrico	Cohesión	Ángulo fricción interna	Relación de Poisson	Relación de esfuerzos	Modulo de elasticidad	Ondas P	Ondas S	Modulo de cortante	Modulo de Young	Amortiguamiento crítico
m	KN/m ³	KPa				KPa	m/s	m/s	Mpa	Mpa	%
1	15.50	60	0	0.30	0.5	12000	467	250	103	268	0.05
2							374	200	65	169	0.05
3							1992	110	19	58	0.03
4	11.45	30	0	0.49	0.5	5300	1340	100	16	47	0.03
5							1658	75	9	26	0.03
6							1782	71	8	24	0.03
7							1825	91	14	41	0.03
8							1690	78	10	30	0.03
9							1845	80	10	31	0.03
10	11.70	45	0	0.49	0.5	4400	1786	72	8	25	0.03
11							1706	72	8	24	0.03
12							1787	76	9	27	0.03
13							1877	109	20	59	0.03
14							1865	123	26	79	0.03
15							1791	126	27	80	0.03
16	12.20	60	0	0.49	0.5	8900	1712	115	21	63	0.03
17							1766	89	13	39	0.03
18							1933	81	12	35	0.03
19							1854	99	16	49	0.03
20							1914	129	26	77	0.03
21							1919	105	17	51	0.03
22							1852	85	14	41	0.03
23							1733	85	14	42	0.03
24							1852	71	10	30	0.03
25							2153	419	315	931	0.05
26	16.10	139	12	0.30	0.5	18300	2299	412	272	807	0.05
27							2117	418	296	877	0.05
28							1784	132	30	89	0.03
29	12.85	110	0	0.49	0.5	16900	1814	135	30	91	0.03
30							1711	222	83	247	0.03
31							1808	216	75	225	0.03
32							1817	228	86	256	0.03
33							1878	199	67	199	0.03
34							1835	182	54	161	0.03
35							1914	211	72	216	0.03
36							1942	256	105	313	0.03
37							1966	267	119	356	0.03
38							1962	316	164	488	0.03
39	17.00	200	0	0.35	0.5	32400	2400	475	365	1080	0.07
40							2808	556	549	1626	0.07
41							2591	521	490	1448	0.07
42	14.00	240	0	0.35	0.5	20300	2431	511	480	1417	0.07
43							2240	427	342	1012	0.07
44							1937	408	314	926	0.05
45	13.18	200	0	0.35	0.5	20300	2090	412	321	949	0.05
46							2094	304	175	522	0.05
47							2075	266	137	408	0.05
48							1957	264	133	398	0.05
49							2006	258	126	375	0.05
50							1846	307	184	546	0.05
51							1882	272	142	423	0.05
52							1855	276	149	443	0.07
53	17.70	232	0	0.35	0.5	48900	1710	308	184	547	0.07
54							1856	254	123	366	0.07
55							1878	254	126	374	0.07
56							1902	252	127	380	0.07
57							1698	279	161	479	0.07
58							1731	308	205	607	0.07
59							1787	357	271	802	0.07
60							1761	322	219	648	0.07
61							1725	317	213	631	0.07
62							1792	327	222	659	0.07
63							1743	309	198	587	0.07
64							1723	320	215	637	0.07
65							1829	330	229	679	0.07

En la tabla A1.2 la profundidad 2D y 3D se refieren a los datos relativos que se utilizaron para la realización de los análisis como datos de entrada.

* Se prohíbe la reproducción total o parcial de la información referente a los resultados del estudio de mecánica de suelos y geofísica aquí presentados, para fines diferentes a los académicos.

ANEXO 2**ARTÍCULO PRESENTADO EN EL CONGRESO EURO: TUN 2009, BOCHUM, ALEMANIA****EURO:TUN 2009**

2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling

Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009

Aedificatio Publishers, 987-986

A Practical Engineering Method for Numerical Modelling of Tunnel Construction embedded in Mexican Soft Soil

José Manuel Domínguez Escutia¹ and Norberto Domínguez Ramírez²

¹ Sección de Estudios de Posgrado e Investigación (SEPI) ESIA-UZ

Instituto Politécnico Nacional, México.

Abstract

On the framework of the modern construction of tunnels in Mexico, it is highlighted the necessity of assuring the tunnel's structural safety for each of the various stages that compounds its useful life: construction, service conditions, maintenance, etc. In this work we present a practical methodology for modelling some phases of tunnel construction, embedded in a typical mexican soft ground. Four phases are analyzed for two different events: ordinary service loading and earthquake loading. For testing the proposed methodology we simulate a recent real case of tunnelling with some FEM standard numerical tools. Finally, we compare some numerical results between the different FEM codes with some interesting remarks about them.

Keywords: Tunnel Construction, Finite Element Method, Mexican Soft Soil, Earthquake

1 INTRODUCTION

Mexico City is nowadays one of the biggest urban concentrations in the world, and as a part of its infrastructure, it needs tunnels to solve some specific problematics as communications, hydraulic and sanitary facilities, etc. and they should be designed against different scenarios of failure as earthquakes, explosions, fire, etc. The structural response of tunnel and soil environment must be predicted in order to define the most appropriated structural solution. One way of predicting realistic behavior is by using linear and non-linear numerical simulations; however, these numerical tools are not so practical and comprehensible for civil engineers: a real problem is how to select and handle specialized software to reproduce the expected behavior of the tunnel. by the way, taking account that Mexico City is settled in a disappeared system of five-lakes, we have a rare combination of frequent seismic events and a particular geotechnical configuration of soils, and the available numerical tools are not developed specifically for the mexican soil context. For all these reasons, in this work we implement an specific methodology for predicting the structural response of tunnel during construction, taking account of the particular properties of the mexican soft soil.

2 METHODOLOGY BASED ON MEXICAN SOFT SOIL

2.1 General Description of the Methodology

The proposed methodology was conceived for a typical civil engineering group who does not have a deep knowledge in non-linear and dynamics analysis based on FEM but they want to profit from modern numerical tools availables on the market, and it is intended to guide civil engineers in how to model civil structures subjected to an earthquake event, adjusted to the regional mexican soil conditions. Basically, five points integrate this methodology and they are forward explained:

- 1) Definition of construction phases and multiple scenarios.
- 2) Preliminary data information.
- 3) Finite Element numerical analysis.
- 4) Post-processing of numerical results.
- 5) Designing and structural safety revision.

A Practical Engineering Method for Numerical Modelling of Tunnel Construction embedded in
Mexican Soft Soil

2.2 Definition of Phases and Multiple Scenarios

For our methodology, we analyze four phases of construction (see figure 1) with two possible scenarios: ordinary service loading and earthquake loading. Long-time effects and earthquake-after-construction scenarios are out of our scopes:

- 1) *Original / initial state of soil*: In this stage the real initial state of stresses of the soil must be reproduced at the projected depth of the tunnel.
- 2) *Head drilling*: This stage focuses in static and seismic analysis of the whole system as the tunnel shield breaks the soil, with an interface which weakens soil structure, and evaluating structural stability.
- 3) *Excavation / construction*: In this stage, the tunnel profile must be modelled without any reinforcement in order to evaluate the own structural stability.
- 4) *Tunnel stabilization*: If it is necessary to incorporate any kind of tunnel reinforcement (commonly reinforced concrete voussoirs), in this stage we analyze the combination of soil-interface-reinforcement.

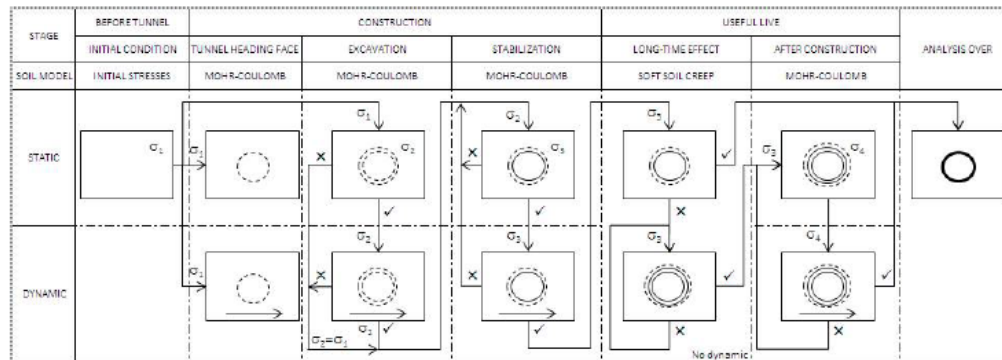


Figure 1: Construction phases and scenarios diagram.

2.3 Preliminary Data Information

2.3.1 Particular characteristics of Mexico city soft soil.

Mexico City has a soil structure composed by soft clay, with a very high specific plastic surface and void ratio. Unfortunately its mechanical response changes significantly as soon as the effective confining stress σ'_0 exceeds the yield pressure σ'_v which is associated to the characteristic strain-rate effects of this kind of soil [1]. In our methodology we focus in reproducing initial state of stresses of soil column,

but in the future other variables must be included (pore pressure, water content, compressibility, etc.).

2.3.2 Earthquake parameters.

For earthquake simulation, we refer to the works developed by *Jongmans et al.* [2], who have found a range of characteristic velocities (between 30 and 115 m/s) for the soil at a depth of 30 m, among other parameters. In a practical way, the idea is to take an existing accelerogram and adapt it according to the specific requirements of each FE code. An important point related to the particular dynamics parameters of soil is the decay of the soil shear modulus, and this one can be only estimated by applying any experimental method. Even if the majority of the FE codes uses a value called G_{max} , for evaluating mexican soil damping, it will be indispensable to adopt special requirements to generate a representative value.

2.3.3 Tunnel geometrical and material properties.

Commonly, the geometrical and material characteristics of tunnel are already defined in the project. Nevertheless, at least it is necessary to have some parameters as tunnel diameter, lining, and allowable maximum displacements.

2.4 Numerical Analysis based on the Finite Element Method

2.4.1 Earthquake analysis

Earthquakes effects are analyzed using the classical wave propagation equation:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = -[\mathbf{M}]\{\mathbf{I}\}\ddot{\mathbf{u}}_g \quad (1)$$

Here, soil viscous damping is included as a damping matrix but, knowing that damping is frequency dependent and it might be degraded during a seismic event, it can be estimated as a function of the mass and stiffness matrixes [4] as it is shown in expression (2):

$$[\mathbf{C}] = a_0[\mathbf{M}] + a_1[\mathbf{K}] \quad (2)$$

In this expression, we have two scalar values to define the proportional relationship between damping and mass/stiffness matrix. In a homogeneous soil profile, damping can be constant and the scalar values of a_0 and a_1 can be computed using the two first natural modes using equation (3):

$$\begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{f_1} & f_1 \\ \frac{1}{f_2} & f_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

A Practical Engineering Method for Numerical Modelling of Tunnel Construction embedded in
Mexican Soft Soil

The natural frequency of the selected mode is commonly calculated as:

$$f_n = \frac{V_S}{4H}(2n - 1) \quad (4)$$

Where n is the mode number and f_n is the natural frequency of the corresponding mode. Now knowing that damping ratio ξ is frequency independent, equal values of modal damping ratios are specified for the two modes. For stratified soils, the soil layered profile is replaced by an equivalent soil section. ξ_H and V_{SH} can be calculated with the following expressions:

$$\xi_H = \frac{\sum_{i=1}^n \xi_i \cdot h_i}{H} \quad ; \quad V_{SH} = \frac{\sum_{i=1}^n V_{Si} \cdot h_i}{H}$$

Another way of modelling equivalent frequencies is by solving the characteristic equation for the set of existing stratified layers, which is expressed as:

$$[\mathbf{K} + \omega_n^2 \mathbf{M}] = 0 \quad (5)$$

being

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^n k_i \quad \text{and} \quad \mathbf{M} = \sum_{i=1}^n m_i$$

the assembling of all soil layer's stiffness and mass matrixes, respectively.

2.5 Numerical Results Post-processing for Tunnel Design

The post-processing stage should be done according to the available tools of each FE code. Construction of tables, diagrams, etc. must be done carefully in order to transform all the results in a simplified way to be interpreted for classical civil designers (commonly in terms of mechanical internal forces).

2.6 Designing and Structural Safety Revision

In this last point, engineers are more familiarized with structural safety revision, since they usually verify the nominal resistance of any proposed structural element against the worst loading combination of different scenarios based on typical governmental codes, and plans and details are finally generated for construction.

3 MODELLING OF A REAL CASE OF TUNNEL CONSTRUCTION DURING A SEISMIC EVENT

3.1 Description of the Realistic Case of Study

For testing the proposed methodology, we will analyze a realistic section of a tunnel that is being constructed at this moment in the eastern side of Mexico city. The internal diameter is 7 m and it will be placed at a depth of 46 m. The excavation will be done with a TBM shield and it will be stabilized with reinforced concrete. In which concerns to the soil profile, this one is constituted by seven layers of soft clay, some of them combined with sand and slime.

3.2 Modelling with a 2D Formulation

3.2.1 Some preliminary works

The main idea of this work is to test our methodology in different available FEM programs in order to verify their capacities to reproduce a real case of study. Some of the most important problems that we identified in modelling are: 1) how to choose the size of the mesh; 2) how to implement the boundary conditions such that wave reflection vanishes there; 3) how to reproduce the initial state of stresses and non linear material behavior into the simulations; and 4) how to introduce the earthquake effects into the model.

3.2.2 Modelling with ANSYS

- *Meshing details:* We simulated multiple regions with the same linear elastic characteristics, changing the size of each region. We found that it is not necessary to model a mesh width greater than four times the tunnel diameter; in which concerns to depth, this should reach a soil rigid layer (shear wave velocity $\geq 700 \text{ m/s}$ and shear modulus $\geq 85000 \text{ T/m}^2$). In the same way, we found that element size must be smaller than 1/6 of the tunnel diameter.
- *Boundary conditions:* Only restrained nodal displacements can be modeled.
- *Available material models and damping effects:* Linear elastic, Mohr-Coulomb and adapted Drucker-Prager models can be well adapted for soils. In the other hand, incorporation of initial state of stresses into the model is very complicated: the value of vertical stresses depends directly from each layer weight and depth, while horizontal stresses are considered as a function of the vertical stress.
- *Seismic analysis:* A classical Newmark method, still in process.

A Practical Engineering Method for Numerical Modelling of Tunnel Construction embedded in Mexican Soft Soil

3.2.3 Modelling with GEO-STUDIO

- *Meshing details:* With different TRI and QUAD elements, they are formulated in plane strains. Size element is defined by user.
- *Boundary conditions:* Boundary conditions are defined as restrained nodal displacements for static and dynamic analysis.
- *Material models and damping effects:* Non linear models are developed exclusively for static analysis (Mohr Coulomb and cam-clay models), while for dynamic analysis all available models are purely elastic. Shear modulus and damping are modelled as a constant or as a linear/non linear function of stiffness.
- *Seismic analysis:* Newmark method is used to simulate earthquake, but another model must be built for static analysis. Earthquake forces are applied in the whole soil mesh or only in the border.

3.2.4 Modelling with PLAXIS 2D

- *Meshing details:* This program only has TRI6 and TRI15 elements with 3 and 12 integration points respectively, formulated in plane strains. Size element is determined by the code (since coarse to fine mesh) as well as node's location, without any user interference. In its library includes interface elements.
- *Boundary conditions:* For dynamic analysis there are damping elements for absorbing seismic shear waves.
- *Material models and damping effects:* Linear elastic, Mohr-Coulomb and Soft-soil-creep might be used for modelling soil behavior. Nevertheless, seismic decay of damping can not be simulated in this program.
- *Seismic analysis:* An integrated Newmark algorithm is used to simulate earthquake, reading data from an external file. Earthquake displacements are applied in the base of the system, that means, on the mesh bottom.

3.3 Comparison between Different Software Solutions

In Table 1 we compare some data from our preliminary simulations.

4 CONCLUSIONS

For developping this work, we started from the necessity of modelling a real problem of tunnel engineering, taking account of the particular conditions of Mexico city's soil. Characterized for a set of different soft clay layers, one of the most im-

Jose Manuel Domínguez and Norberto Domínguez

portant troublepoints is how to model soil damping. For this, we adopted one of two recommended symplified methods, according to the capabilities of each numerical program. As the same time, our experience shows that it is very important to use more than one software, even if they are specialized in soil modeling. In which concerns meshing, we have found some geometrical relationships for an easy modelling of 2D regions; however, all specialized soil programs have problems to build a consistent 3D mesh. About boundary conditions for a dynamic analysis, it is preferable to implement viscous boundaries (dampers) instead of restrained supports. We highlighted that taking account of particular low velocities found in mexican soil, it is not possible to consider any soil layer (even for depths greater than 80 m) as a rigid soil, so it will be necessary to develop any other criteria for choosing the bottom limit of soil meshing, in order to avoid unnecessary enormous elastic mesh. Finally, we must remark the necessity of developing in the future some particular numerical items derivated from unsolved problems related to the mexican soil singularities.

REFERENCES

- [1] J.A. Díaz-Rodríguez, J.J. Martínez-Vázquez and J.C. Santamarina. Strain-rate effects in Mexico city soil. *J. Geotech. and Geoenvir. Engineering*, 135(2):300–305, 2009
- [2] D. Jongmans, D. Demanet, C. Horrent, M. Campillo and F.J. Sanchez-Sesma. Dynamic soil parameters determination by geophysical prospecting in Mexico City: implication for site effect modelling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(8):549–559, 1996
- [3] T.M. Megaw and J.V. Bartlett. *Tunnels - planning, design, construction*. Vol. 1 & 2, Ellis Horwood, London, 1982
- [4] S. Prakash. *Soil Dynamics*. Mc Graw Hill,USA, 1981
- [5] K. Szechy. *The art of tunnelling*. Akademiai Kiadó, Budapest, 1973
- [6] L. Yantu. Three dimensional numerical simulation and analysis of excavation and support in underground tunnel *Rock and soil mechanics*, 28(12):2501–2505, 2007

A Practical Engineering Method for Numerical Modelling of Tunnel Construction embedded in
Mexican Soft Soil

Table 1: Comparison of different numerical programs.

ITEM	ANSYS	GEO-STUDIO	PLAXIS-2D
Number of elements	606	1458	1156
Number of nodes	—	803	9505
Type of elements	Quad8 4 integration points	Tri3 3 integration points	Tri15 12 integration points
Mesh characteristics	Region: $40 \times 60m$ unstructured mesh	Region: $40 \times 60m$ unstructured mesh	Region: $40 \times 60m$ unstructured mesh
Boundary Conditions	Restrained displacements at bottom; restrained horizontal displacements on lateral boundaries.	Static BC: Restrained displacements at bottom; restrained horizontal displacements on lateral boundaries. Dynamic BC: Restrained displacements at bottom; restrained vertical displacements on lateral boundaries.	Static BC: Restrained displacements at bottom; restrained horizontal displacements on lateral boundaries. Dynamic BC: Restrained displacements at bottom; damped on lateral boundaries.
Material models	Linear elastic Drucker-Prager	Linear elastic elastic-perfect plastic	Linear elastic Mohr-Coulomb
Damping	—	—	Rayleigh method
Methods of Analysis	Plane strains; Static	Plane strains; Static - Dynamic	Plane strains; Static - Dynamic

ANEXO 3

ARTÍCULO PRESENTADO EN EL XVII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, PUEBLA, MÉXICO. Noviembre del 2009

MODELADO NUMÉRICO DE UN TÚNEL SUJETO A SISMO EN CIUDAD DE MÉXICO, CONSIDERANDO LOS MANUALES DE CFE Y EL RCDF

José Manuel Domínguez Escutia¹, Celestino Valle Molina² y Norberto Domínguez Ramírez³

RESUMEN

En este trabajo se presenta un procedimiento de análisis numérico de un túnel sujeto a sismo durante su etapa de construcción en la Ciudad de México, el cual forma parte de una vasta metodología actualmente en desarrollo, enfocada al análisis numérico de túneles sujetos a diversos escenarios de carga. Para la revisión de la seguridad estructural, se toman como referencia tanto el Manual de Diseño por Sismo de CFE como el RCDF 2004 con sus respectivas NTC. El procedimiento presentado se aplicó a una sección de túnel real embebido en una masa de suelo estratificado de la ciudad de México. Las simulaciones se realizaron con diferentes programas de Elementos Finitos, comparándose tanto los resultados obtenidos como las ventajas y carencias de dichos programas. Al final se presentan las conclusiones derivadas de este trabajo.

ABSTRACT

In this work we present a procedure for numerical modelling of a tunnel placed in a typical soft soil of Mexico City, subjected to earthquake effects during its construction stage. This work is developed in the framework of an extensive and complete methodology for numerical analysis of different stages of a tunnel's cycle of life subjected to multiple scenarios of loading. For revision of structural safety we adopted as a reference two regional codes: the "Design Manual by Earthquake" of CFE and the "RCDF 2004" with their NTC. The procedure was applied to a typical tunnel section embedded in a realistic layered mass of soft soil of Mexico City. The simulations were done using different Finite Element softwares. The comparison of results, potentialities and disadvantages of these programs are analyzed and discussed at the end of this work.

¹ Alumno, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura UZ, Instituto Politécnico Nacional, México, Unidad Profesional "Adolfo López Mateos", Zacatenco, Del. Gustavo A. Madero, C.P. 07738, México D.F., Teléfono: (55) 52294400 ext. 46954; escu001@hotmail.com

² Profesor-Investigador, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura UZ, Instituto Politécnico Nacional, México, Unidad Profesional "Adolfo López Mateos", Zacatenco, Del. Gustavo A. Madero, C.P. 07738, México D.F., Teléfono: (55) 57296000 ext. 53087; cvallem@imp.mx

³ Profesor-Investigador, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura UZ, Instituto Politécnico Nacional, México, Unidad Profesional "Adolfo López Mateos", Zacatenco, Del. Gustavo A. Madero, C.P. 07738, México D.F., Teléfono: (55) 57296000 ext. 53087; norberto_dominguez_mx@yahoo.com.mx

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la Ciudad de México es una de las concentraciones urbanas más grandes e importantes del mundo, y como toda gran urbe requiere mantener, actualizar e incrementar su infraestructura permanentemente para asegurar el buen funcionamiento y desarrollo del tejido urbano. Entre los componentes de esta vasta infraestructura, los túneles se convierten en piezas clave que resuelven una gran cantidad de problemas específicos en las áreas de las comunicaciones y el transporte, de las redes hidráulicas y sanitarias, del sector energético, y que por lo general son estructuras que pasan desapercibidas para la población hasta que muestran su relevancia en cuanto alguno de ellos falla. Por estas razones, los túneles deben ser diseñados no sólo para funcionar en condiciones ordinarias de servicio, sino también para no colapsarse y seguir prestando servicio ante diversos escenarios extraordinarios como son sismos, explosiones, incendios, presiones hidrostáticas inesperadas, etc.

La construcción, puesta en servicio y seguimiento de la funcionalidad de un túnel requiere de una etapa de planeación previa y posteriormente de un acompañamiento permanente que se realiza en los despachos de ingeniería especializados en ello. Estos dos conjuntos de actividades se apoyan no solo en la experiencia y en la medición de las deformaciones del túnel, sino que requieren del uso de técnicas de análisis y diseño especiales que permitan prever su respuesta dentro de márgenes de seguridad estructural. Durante el proceso de concepción y diseño estructural, los ingenieros deben prever las etapas que conforman el ciclo de vida de un túnel (construcción, puesta en marcha, condiciones ordinarias de servicio, mantenimiento, demolición y/abandono) y evaluar los diferentes escenarios de carga que pueden presentarse en cada una de dichas etapas, y ante los cuales deberá predecirse la respuesta estructural del sistema -conformado por el túnel, el equipamiento, el suelo circundante y las estructuras superficiales susceptibles de afectación-, y con base en ello, proponer la solución estructural más adecuada.

Una forma de predecir dichas respuestas es mediante simulaciones numéricas lineales y no lineales, las cuales se llevan a cabo empleando programas de cálculo numérico; así pues, existen en el mercado una gran cantidad de distribuciones comerciales ampliamente conocidas por el medio ingenieril que ofrecen soluciones de análisis basadas en diversas metodologías, siendo la más común de ellas el Método de los Elementos Finitos ("*Finite Element Method*", o FEM por sus siglas en inglés), aunque existen otros métodos posibles, como el Método de los Elementos de Frontera ("*Boundary Element Method*", o BEM por sus siglas en inglés). Debido a su complejidad, estos métodos exigen del ingeniero calculista un amplio conocimiento teórico-científico que le permita explotar al máximo y de manera coherente las potencialidades de dichos programas. Sin embargo, la realidad es que la carencia de dichos conocimientos, la costumbre de aplicar reglas simplificadas de diseño, la premura de obtener resultados que inciden en la generación de los proyectos ejecutivos, y la inexistencia de metodologías adecuadas a las herramientas numéricas de última generación disponibles en nuestros tiempos, hacen que muchos ingenieros de los despachos de cálculo se conviertan en simples usuarios de computadora usando ineficientemente dichas herramientas modernas. En el caso de ingenieros experimentados en análisis numérico, las problemáticas son de diferente índole, y se refieren más que nada a los criterios, hipótesis y simplificaciones que deben adoptarse e integrarse en dichos programas, al momento de adaptar un problema real a sus capacidades reales de cálculo. Dicha situación aplicada directamente al problema de la simulación de los suelos implica que el analista no debe solamente determinar y modelar las características y propiedades cuasi-estáticas y dinámicas del suelo, sino también debe seleccionar, manejar y acoplar en un momento dado diferentes técnicas especializadas de simulación para reproducir el comportamiento previsto del sistema Túnel-Equipo-Suelo en sus diferentes etapas y sus diferentes escenarios de carga. A este respecto, vale la pena señalar que la mayoría de los programas comerciales de simulación numérica no son desarrollados en México y por lo tanto no poseen módulos específicos que reproduzcan la configuración geotécnica particular de suelos finos característicos de la Ciudad de México, y en consecuencia tampoco reproducen la respuesta peculiar del suelo ante excitaciones sísmicas, frecuentes en la zona.

En lo que se refiere a la evaluación de la seguridad estructural de los túneles, ésta debería hacerse con base en una reglamentación local debidamente respaldada por las autoridades gubernamentales. En este sentido, la normatividad vigente que aplica para toda construcción (lo cual incluiría a los túneles) en la Ciudad de México es el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal con sus respectivas Normas Técnicas Complementarias, la cual provee de reglas y recomendaciones generales para realizar el análisis sísmico de



edificios, tanques, péndulos invertidos y chimeneas. Adicionalmente, a nivel nacional se toma como referencia para ese mismo tipo de análisis al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, el cual también provee reglas, recomendaciones e hipótesis para evaluar los efectos dinámicos de sismos. De cualquier modo, dichas recomendaciones deben implementarse o tomarse en cuenta en los modelos numéricos del sistema Túnel-Equipo-Suelo y aquí cabe señalar que por las características del tipo de estructura y por el tipo de suelo de la ciudad de México, ni el Manual de CFE ni el RCDF pueden por sí solos establecer los parámetros para el modelo, por lo que es factible que se complementen.

En este trabajo se presenta un procedimiento de análisis numérico de un túnel sujeto a sismo durante su etapa de construcción en la Ciudad de México. Este procedimiento forma parte de una vasta metodología numérica actualmente en proceso de desarrollo, que abarca todas las etapas que constituyen el ciclo de vida de un túnel y que tiene como objetivo proveer a los ingenieros de cálculo de una referencia que les permita usar, de forma adecuada y coherente, las herramientas numéricas existentes en el mercado, para una mejor predicción de la respuesta estructural del sistema Túnel-Equipo-Suelo. Inicialmente, se introduce al lector en el contexto de las características geotécnicas y sísmicas del suelo de la Ciudad de México. Inmediatamente después se presenta una breve descripción de la metodología y los alcances de la misma; en ese mismo marco, se plantea con detalle el procedimiento desarrollado para simular la respuesta del túnel que inesperadamente puede estar sujeto a un escenario sísmico durante la etapa de construcción. En dicho procedimiento se estudia cómo integrar los criterios y recomendaciones de análisis sísmico de acuerdo a las Normatividades previamente mencionadas. Posteriormente, el procedimiento presentado se aplica a una sección de túnel real embebido en una masa de suelo estratificado de la ciudad de México. Las simulaciones se realizaron con programas basados en el Método de los Elementos Finitos y se hizo una comparación tanto de los resultados obtenidos como de las ventajas y carencias prácticas y teóricas de dichos programas. Finalmente se presentan las conclusiones preliminares y algunos comentarios derivados de este trabajo.

CONTEXTO GEOTECNICO-SISMICO DE LA CIUDAD DE MEXICO

La ciudad de México está situada en el valle de México, de 20 km de ancho y 1.5 km de profundidad. La cuenca del valle está constituida por rocas sedimentarias de edad Mesozoica y está relleno de rocas volcánicas Cuaternarias y Terciarias, y depósitos lacustres y aluviales Cuaternarios, así como de suelo blando de potencia variable, entre 30 y 70 m. Dicho suelo está constituido principalmente por arcillas blandas de alta plasticidad y compresibilidad alternadas por lentes más duras de arena. La Zona de Lago Centro o Lacustre presenta una estratificación en donde se observan dos grandes estratos de arcilla intercalados por un lente duro de arena (capa dura) y confinados superficialmente por intercalaciones de limos arenosos, limos y arcillas orgánicas (costra superficial) e inferiormente por depósitos de limos plásticos y arenas de cementación de muy alta compacidad (depósitos profundos). El antecedente más completo sobre la caracterización del subsuelo de la ciudad de México se debe a Marsal y Mazari (1959).

En la Figura 1 se muestra el corte estratigráfico en dirección O-E del suelo en la Ciudad de México. Se observa que los depósitos de arcilla son muy delgados comparados con su extensión lateral. Esto parece indicar que en la mayor parte de la ciudad, la respuesta dinámica del suelo puede ser estudiado por medio de la teoría de propagación unidimensional de ondas. Además, estudios previos de Rosenbleuth (1952), Herrera y Rosenbleuth (1965), Seed e Idriss (1969), Romo y Jaime (1986) y Romo y Seed (1986) han demostrado que los análisis de respuesta unidimensional proporcionan resultados que concuerdan razonablemente con movimientos registrados en la realidad, y que la mayor amplificación del movimiento sísmico ocurre en los depósitos de arcilla que sobreyacen a los depósitos profundos.

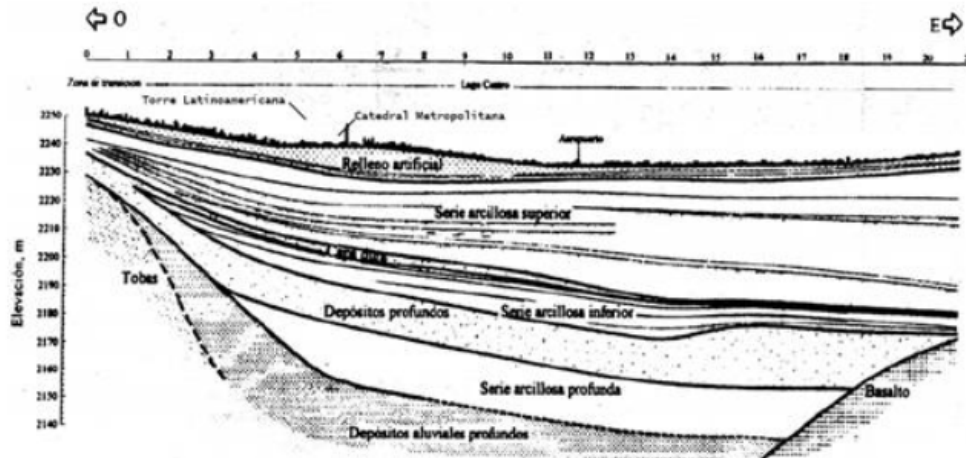


Figura 1 Corte estratigráfico del suelo de la Ciudad de México en la zona del lago

Con respecto a las propiedades dinámicas del suelo, La curva de reducción del módulo G con la amplitud de deformación γ , normalizada respecto al módulo $G_{\max}$ para pequeñas deformaciones y la variación del amortiguamiento se presenta en la Figura 2. En dicha figura se observa que el módulo G es aproximadamente constante para deformaciones hasta de 0.1%, lo cual implica un comportamiento lineal bastante grande en comparación con los resultados publicados en la literatura especializada para otros suelos arcillosos (Dobry y Vucetic, 1987).

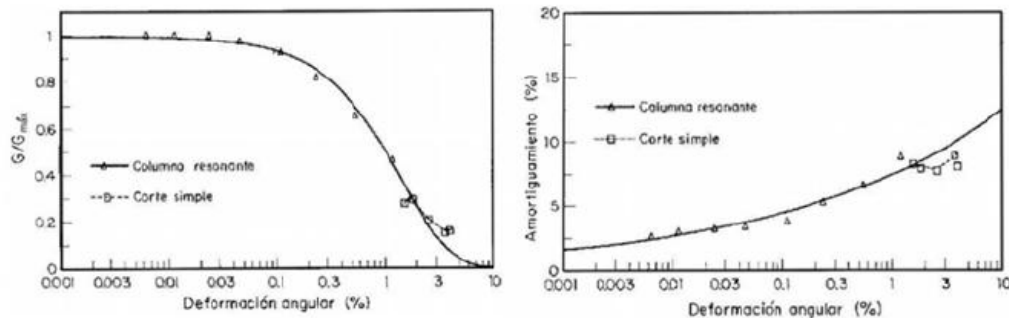


Figura 2 Modulo G y amortiguamiento para suelos de la Ciudad de México

Para el análisis evolutivo de la respuesta de las arcillas plásticas en la zona del lago, se usan como movimientos de diseño los acelerogramas, registrados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (dentro de Ciudad Universitaria ó CU) del sismo del 19 de Septiembre de 1985 y el de 15 de Junio de 1999.

INCORPORACION DE LA NORMATIVIDAD EN EL ANALISIS NUMERICO

Dadas las características especiales del tipo de obra y de la particularidad del suelo en la Ciudad de México, dos son las normatividades a las que podemos hacer referencia, para que de manera práctica, el ingeniero proyectista pueda realizar el análisis y diseño de este tipo de estructuras, el Manual de diseño por sismo (1993) emitido por la Comisión Federal de Electricidad y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), que, aunque ninguno de los dos se enfoca a túneles, tienen conceptos aplicables, de los cuales comentaremos a continuación brevemente, ya que dentro de la metodología se abundará en cada uno con más detalle.



MANUAL DE DISEÑO POR SISMO DE CFE

Este Manual está enfocado principalmente a edificios, péndulos invertidos, muros de retención, puentes, tuberías y presas, sin embargo, podemos rescatar (con respeto al diseño de túneles) el capítulo 1 referente a clasificación de terrenos de cimentación, en el cual se nos indica como considerar los aspectos dinámicos de un suelo desde la base rígida hasta la superficie, mostrando el procedimiento para tomar en cuenta una estratigrafía completa o un estrato equivalente en donde ambas den respuestas dinámicas similares, así también, se pueden calcular el número de periodos del suelo en la estratigrafía equivalente. También hace hincapié en el cálculo de la amplificación por efectos locales y la microzonificación sísmica. La incompatibilidad de este Manual con el suelo de la Ciudad de México, estriba en que aquí se indica una profundidad de base rígida hasta que se haya alcanzado una velocidad de onda de cortante igual o mayor a 700 m/s o un modulo de rigidez al cortante igual o mayor a 833 MPa, cosa que en la zona de lago de la Ciudad de México, ese valor se encuentra a valores tan profundos, que se vuelve no factible un estudio de mecánica de suelos hasta esa profundidad.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL RCDF-2004

Las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo especifican en su capítulo 10 que solo son aplicables sus especificaciones, para edificios, tanques, péndulos invertidos, chimeneas y muros de contención, y que para otro tipo de estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados siempre y cuando sean congruentes con dichas normas, sin mencionar el diseño de túneles y por ende, ningún método de análisis para este tipo de estructuras. Sin embargo, las Normas llenan un vacío que el Manual de CFE tiene para el suelo de la Ciudad de México, que es la profundidad de base rígida, la cual es especificada hasta la parte superior de los depósitos profundos y es posible definirla de acuerdo a la ubicación del sitio mediante la figura que muestra la profundidad H_s ; así también, estas Normas indican una formulación para poder calcular el periodo fundamental de una estratigrafía equivalente, sin embargo, como veremos más adelante, es necesario calcular por lo menos dos periodos, por lo que esto no es suficiente.

PROCEDIMIENTO PARA LA MODELACIÓN NUMÉRICA DE TÚNELES SUJETOS A SISMO

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA

La metodología propuesta fue concebida para ingenieros civiles que no tienen un conocimiento profundo en el análisis no lineal y de la dinámica basada en el MEF, adaptado a las condiciones mexicanas regionales del suelo. Básicamente, cinco puntos integran esta metodología:

- 1) Definición de las etapas en la vida útil y selección de múltiples escenarios (ver Tabla 1).
- 2) Información preliminar del sistema Túnel-Equipo-Suelo.
- 3) Procedimiento de análisis numérico acorde a cada combinación etapa-escenario.
- 4) Evaluación de resultados numéricos de todas las combinaciones estudiadas.
- 5) Diseño final y revisión global de la seguridad estructural del sistema Túnel-Equipo-Suelo.

Tabla 1 Relación entre las etapas y los escenarios de carga en un túnel

ETAPA	ANÁLISIS	ESCENARIO					
		Servicio	Sismo	Impacto	Explosión	Incendio	Otros
Construcción	t_0, t_1, t_2, t_3						
Condiciones de servicio	t_4						
Mantenimiento	t_4						
Demolición/Abandono	t_5						

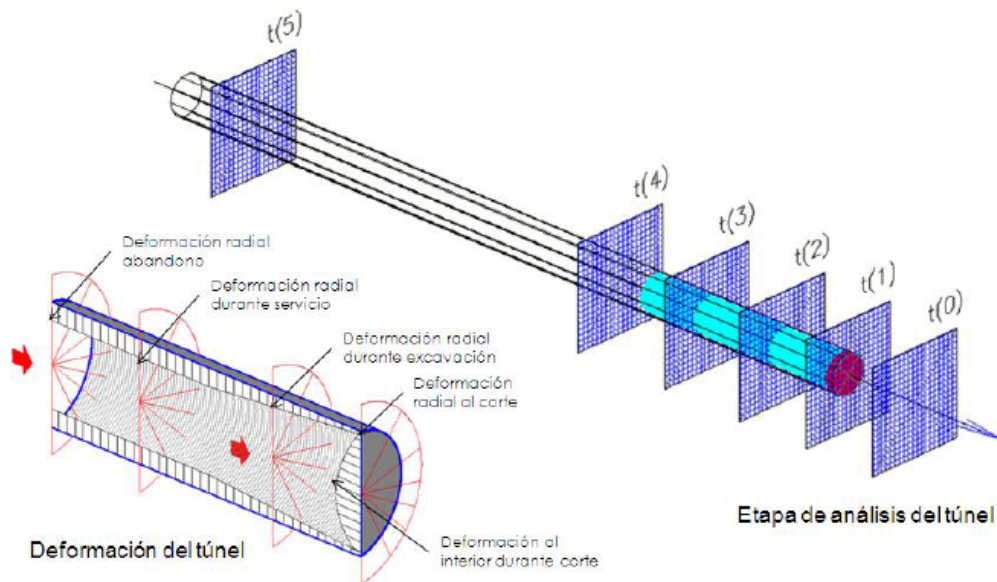


Figura 3 Análisis y deformación del túnel en sus diferentes etapas

De la evaluación de la Tabla 1 y figura 3, puede apreciarse que para cada combinación de “etapa” y “escenario de carga” se desprende el desarrollo de un procedimiento específico de análisis, diseño y revisión de la seguridad estructural, el cual desde el punto de vista de cómo se realiza un análisis numérico, se puede ajustar a cuatro pasos:

- 1) Etapa de pre-proceso o preparación del problema: esto se refiere a la construcción de un Modelo Mecánico (o multi-físico) Preliminar, al cual lo sustituye un Modelo Discreto (la malla), en el cual deben integrarse los comportamientos materiales lineales y/o no lineales de los componentes. En esta etapa también deben definirse las Condiciones de Frontera, así como las posibles combinaciones de carga que corresponden a los fenómenos que se pretende analizar.
- 2) Etapa de análisis numérico: esto corresponde a la selección del método de análisis más adecuado que represente mejor la fenomenología (estático, cuasi-estático, dinámico, térmico, etc.), así como a las técnicas de resolución mejor adaptadas para dicho análisis (Método de Gauss, Newton, Newmark, etc. Cada uno con sus variantes), y finalmente la ejecución del método matricial.
- 3) Etapa de post-tratamiento o evaluación de resultados numéricos: Desde el punto de vista del análisis numérico, la etapa anterior solo provee el campo global de desplazamientos, y no particulariza los resultados para cada elemento o región. Se requiere por lo tanto, utilizar herramientas alternativas para obtener tablas, gráficos y gráficas que reproduzcan global y/o localmente los campos de distribución de deformaciones, esfuerzos, etc.
- 4) Etapa de diseño y revisión de la seguridad estructural para dicha combinación. Una vez analizado cada componente, se requiere definir sus características finales para construcción (diseño final) y revisar que con dichas características, ofrece el grado de seguridad estructural necesario de acuerdo a la normativa vigente.

PROCEDIMIENTO NUMÉRICO PARA LA COMBINACIÓN CONSTRUCCIÓN-SISMO

Con base a la metodología propuesta, puede identificarse la etapa de construcción, la cual a su vez se subdivide en cuatro fases de construcción:

- 1) Estado original/inicial del suelo: En esta etapa el estado inicial de los esfuerzos en el suelo se reproducirán hasta la profundidad de análisis en el túnel.



- 2) Perfilado: Esta etapa se enfoca al análisis estático y sísmico del sistema cuando el escudo de la tuneladora corta al suelo, con un interfaz que debilite la estructura del mismo, y con ello determinar la estabilidad estructural.
- 3) Excavación/construcción: En esta etapa, el perfil del túnel se debe modelar sin ningún refuerzo para evaluar la estabilidad estructural.
- 4) Estabilización del túnel: Si es necesario incorporar cualquier clase de refuerzo del túnel, en esta etapa analizamos la combinación del suelo-interfaz-refuerzo.

Y dentro de esta etapa de construcción, presentamos la secuencia de análisis propuesta, considerando análisis estático y sísmico para las fases de estado original, perfilado, y excavación con TBM, con y sin refuerzo (véase figura 4).



Figura 4 Diagrama de flujo para el análisis con sismo en la etapa de construcción

Como puede apreciarse, durante cualquiera de las cuatro fases pudieran presentarse dos panoramas posibles:

- Escenario de cargas ordinarias de servicio; y
- Escenario de cargas sísmicas.

Trabajos Preliminares de Pre-Proceso

Para el caso particular del sistema que nos interesa: Túnel-Equipo-Suelo, los aspectos importantes a verificar durante esta etapa de proceso son los siguientes:

Calibración de malla

En relación directa con el método de análisis, deberá decidirse si el modelo será bidimensional o tridimensional desde el principio. En general, los mallados tridimensionales dan una mejor respuesta en relación a la verdadera distribución de deformaciones y esfuerzos, pero el costo de cálculo se vuelve elevado,

y además, por lo general se carecen de diversos modelos de comportamiento material no lineal para el suelo en 3D, por lo que los análisis dinámicos se efectúan sólo en el rango elástico. En el caso del modelado 2D, es posible encontrar un mayor número de modelos de comportamiento no lineal disponibles para su uso en problemas dinámicos de tipo sísmico.

De acuerdo a la ubicación donde se proyectará el análisis dentro de la Ciudad de México, será la profundidad para la elaboración de la malla del modelo; esta profundidad estará basada de acuerdo a la profundidad de los depósitos profundos que se indican en el RCDF en sus NTC.

Una vez seleccionados los elementos idóneos que representarán la geometría deseada, se requiere realizar un proceso de calibración de malla, el cual consiste en determinar las dimensiones mínimas necesarias que mejor representen el bulbo de esfuerzos en el suelo alrededor del túnel.

Características del suelo y estratigrafía

La Ciudad de México tiene una estructura de suelo compuesta por arcilla suave, con una plasticidad muy alta. Desafortunadamente su respuesta mecánica cambia significativamente tan pronto el esfuerzo efectivo excede el esfuerzo de fluencia, el cual está asociado a las características esfuerzo-deformación del tipo de suelo. Específicamente, para el estudio dinámico del suelo se requiere incorporar entre sus parámetros particulares el decaimiento del módulo de cortante del suelo, y éste puede ser estimado solamente con un modelo lineal equivalente. Aunque la mayoría de los códigos FEM utiliza un valor llamado G_{max} para integrar el módulo de cortante como un análisis lineal, en caso del suelo mexicano puede ser de gran importancia generar un valor representativo mediante un análisis lineal equivalente. En términos prácticos, esto quiere decir que además de seleccionar un modelo de comportamiento lineal o no lineal que se asemeje a lo observado para cada uno de los estratos de suelo, deberá implementarse de algún modo este efecto dinámico de pérdida de resistencia del suelo.

Así mismo, hacer un análisis lineal equivalente a un modelo que considere la estratigrafía completa, puede ser muy laborioso, demandar de gran capacidad de memoria en la computadora y resultar demasiado lento. Es por ello, que como alternativa, el Manual de Diseño por Sismo de la CFE presenta una propuesta para establecer una estratigrafía equivalente calculando un periodo, de tal manera que la estratigrafía completa y la estratigrafía equivalente muestren respuestas dinámicas similares.

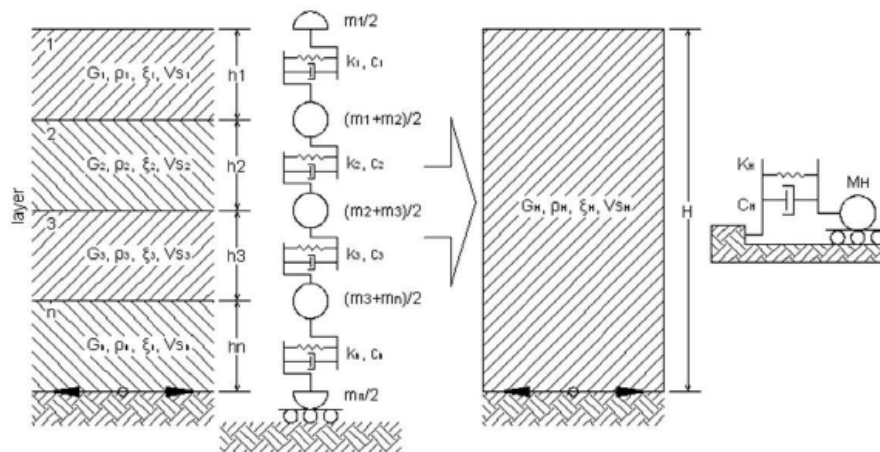


Figura 5 Estrato equivalente de perfil estratigráfico completo

Las propiedades dinámicas del estrato equivalente se derivan a partir de su periodo equivalente, el cual se puede calcular de dos maneras alternativas, mediante un valor medio de la velocidad de onda de cortante o por un procedimiento matricial.



Por el valor medio de la velocidad de onda, se calcula una velocidad de onda de cortante del estrato equivalente por medio de la velocidad de cortante promedio, cuando la variación de velocidades entre estratos no es muy pronunciada:

$$V_s = \frac{\sum_{m=1}^m V_m h_m}{H_s} \quad (1)$$

O por medio de la lentitud promedio cuando la variación de velocidades entre estratos es muy pronunciada:

$$V_s = \frac{H_s}{\sum_{m=1}^m \frac{h_m}{V_m}} \quad (2)$$

Si se opta por un método más exacto como lo es el matricial, se pueden calcular los valores de los periodos, directamente, aplicando la derivación en formula de la ecuación característica (ver figura 7).

$$\begin{aligned}
 [K - \omega_n^2 M] Z_n &= 0 \\
 |[K - \omega_n^2 M]| &= 0 \\
 M^n &= \rho_n h_n \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} \\
 K^n &= \frac{G_n}{h_n} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \\
 T_s &= \frac{2\pi}{\omega_s} \quad V_s = \frac{4H_s}{T_s}
 \end{aligned}
 \quad K, M = \begin{bmatrix}
 K^1, M^1 & & & \\
 & K^2, M^2 & & \\
 & & K^3, M^3 & \\
 & & & K^n, M^n
 \end{bmatrix}$$

Figura 6 Formulación para el cálculo del periodo equivalente por el método matricial

Condiciones de frontera

La definición de las condiciones de frontera es determinante en la resolución de todo problema de sólidos deformables, y en el caso del suelo se vuelve crítico para el análisis dinámico al considerarse éste un medio semi-infinito, difícil de modelar en los cálculos basados en el Método de los Elementos Finitos. Existen varias posibilidades de representar condiciones de frontera ilimitadas, de las cuales mencionamos al menos tres:

- Acoplamiento del FEM con el Método de los Elementos de Frontera (BEM), con el objeto de introducir funciones especiales que representen correctamente la propagación de ondas en medios elásticos semi-infinitos;
- Introducción de condiciones de frontera absorbentes, que es un recurso propio de algunos programas de FEM (no disponible en todos), que permiten simular la no reflexión de ondas cuando éstas se propagan por medios deformables geoméricamente delimitados por restricciones de desplazamientos (apoyos empotrados).
- Introducción de condiciones de frontera estándar, que no es otra cosa que colocar restricción de desplazamientos en los bordes de la malla de suelo. Si bien es imposible limitar la reflexión de ondas cuando éstas encuentran este tipo de condición límite, la única solución aceptable es incrementar las dimensiones de la masa de suelo más allá de la zona de estudio con el fin de reducir al máximo la reflexión de las ondas y con ello afectar la respuesta real del túnel.

Cargas dinámicas por sismo

Para la simulación del sismo, nos referimos a los trabajos desarrollados por Jongmans y otros. [2], que han encontrado una gama de velocidades características (entre 30 y 115 m/s) para el suelo en una profundidad de 30 m, entre otros parámetros. De una manera práctica, la idea es tomar un acelerograma existente y adaptarlo según los requisitos específicos de cada código del MEF. Sin embargo, la selección y adaptación de dicho acelerograma en un suelo blando no es tan simple, para ello se debe apoyar el análisis en un modelo de propagación de ondas.

El modelo de propagación de ondas indicado en el Manual de Diseño por Sismo de CFE para cuantificar la amplificación del movimiento sísmico en terreno blando con respecto a terreno firme, se muestra en la figura 8. Se trata de un estrato equivalente apoyado sobre un semiespacio; la frontera lateral del depósito que establece la transición entre terreno firme en la estación f , y terreno blando en la estación b , se supone que se encuentra lo suficientemente lejos de ambas estaciones como para despreciar la difracción de ondas que ocurre por tal interface.

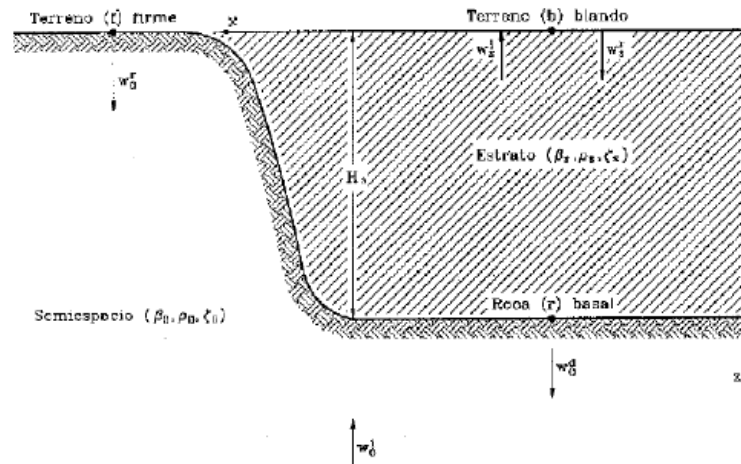


Figura 7 Puntos de control para el modelo de propagación de ondas en un suelo idealizado

La amplificación dinámica de un sistema se determina mediante el concepto de función de transferencia, la cual se define como el cociente en frecuencia entre la respuesta o movimiento de salida y la excitación o movimiento de entrada. Para calcular la amplificación de las ondas sísmicas en terreno blando se presentan dos alternativas que dependen de la localización del movimiento de control. El punto de control se puede seleccionar ya sea en el afloramiento o bien en la roca basal. Si se elige en la roca basal, la amplificación se evalúa con respecto a la base del depósito; pero si se fija en el afloramiento, la amplificación se mide con respecto a terreno firme, en ambos casos con formulaciones diferentes. Dichos cálculos se pueden resolver con la ayuda del programa de computadora Shake, con el cual, fácilmente se puede obtener la amplificación sísmica para las condiciones antes mencionadas.

Esto mismo ya se ha realizado, como por ejemplo, para el estudio en la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, en donde se utilizaron los acelerogramas de los movimientos del 19 de Setiembre de 1985, 15 de Junio 1999 y 11 de Enero de 1997 registrados en el patio del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ciudad Universitaria).

En resumen, los pasos necesarios para adaptar un acelerograma a las condiciones especiales del estrato en el que estará contenido el túnel son los siguientes (ver Figura 9):

- Paso 1. Obtener un registro sísmico (en el dominio del tiempo) en la roca subyacente al depósito de suelo.
- Paso 2. Representar el registro como una serie de Fourier (dominio de la frecuencia) utilizando la transformada discreta de Fourier - TDF.
- Paso 3. Multiplicar cada término de la serie de Fourier del registro en roca por la función de transferencia, FT, para así obtener la respuesta del depósito en series de Fourier (en el dominio de la frecuencia) a una profundidad y en una variable de movimiento (p.e. aceleración) dada.
- Paso 4. Obtener la respuesta en el dominio del tiempo, utilizando la transformada discreta de Fourier inversa - TDFI.

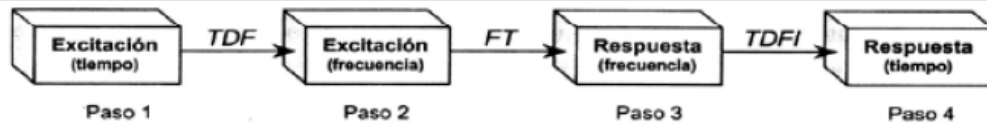


Figura 8 Proceso de transferencia de una onda en una capa conocida a una capa distante.

El análisis de la respuesta unidimensional del terreno se basa en las siguientes hipótesis:

- Todos los estratos, al llegar cerca de la superficie de la Tierra, son horizontales.
- La superficie del depósito es una frontera libre y no existe ninguna estructura o excavación cercana.
- La respuesta del depósito es predominantemente causada por la propagación vertical de ondas SH desde la roca subyacente.
- El depósito de suelo y la superficie de la roca son infinitos en la dirección horizontal.

Análisis Dinámico con el Método del Elemento Finito

Los efectos sísmicos son analizados usando la clásica ecuación del movimiento de onda:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{I}\}u_g \quad (3)$$

La matriz de amortiguamiento puede ser calculada de acuerdo a la formulación de Rayleigh como se demuestra en la expresión (4):

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad (4)$$

En esta expresión, nosotros tenemos dos valores escalares para definir la relación entre la matriz de amortiguamiento y las de masas y rigideces. En un perfil de suelo homogéneo, amortiguamiento puede ser constante y los valores escalares de a_0 y a_1 puede ser calculado usando los dos primeros modos usando la ecuación siguiente:

$$\begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{f_1} & f_1 \\ \frac{1}{f_2} & f_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

Trabajos de Post-Tratamiento

Para poder evaluar localmente tanto el comportamiento como la respuesta estructural de algunos elementos que constituyen el sistema Túnel-Equipo-Suelo se requiere consultar las herramientas disponibles en cada programa de cálculo. Vale la pena señalar que si bien muchos ingenieros se enfocan a obtener gráficos bidimensionales y/o tridimensionales que muestran con variación de colores la posible distribución de desplazamientos, deformaciones, esfuerzos, etc., siempre será preferible la construcción de gráficas que relacionen valores en ejes ortogonales, y que describan de mejor forma la evolución de dichos valores.

APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO A UN PROBLEMA REAL

DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO REAL

Para probar el procedimiento propuesto, se analizó una sección de un túnel real que está siendo construido en el oriente de la Ciudad de México. El diámetro interno es de 7 m y estará ubicado a una profundidad de 30 m respecto a la superficie del terreno. Para la excavación se está empleando un sistema de escudo de perforación TBM, con estabilización por medio de dovelas de concreto reforzado. En lo que concierne al perfil

estratigráfico del suelo, éste está constituido por siete capas de arcilla suave, algunas de éstas combinadas con arenas y limos.

Características del Suelo

Para el sitio de análisis, las propiedades dinámicas del suelo con respecto a las velocidades de propagación de onda y los módulos de elasticidad y de resistencia al corte, se muestran en la figura 10.

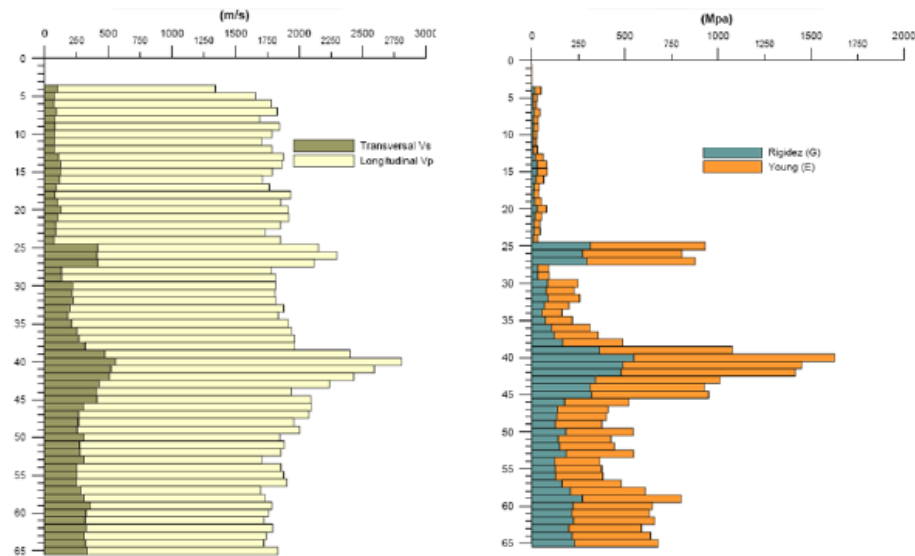


Figura 9 Velocidades de onda longitudinal y transversal (izq.) y Modulo G y E (der.)

Calibración de Malla

Se hicieron una serie de simulaciones 2D del mismo problema con las mismas características lineales elásticas, pero cambiando el tamaño geométrico de la región de suelo. Se encontró que no es necesario mallar una región mayor a cuatro veces el diámetro del túnel (véase figura 11); y en lo que respecta a los efectos de malla (tamaño máximo de los elementos finitos), estos no deben ser mayores a 1/3 del diámetro del túnel (véase figura 12).

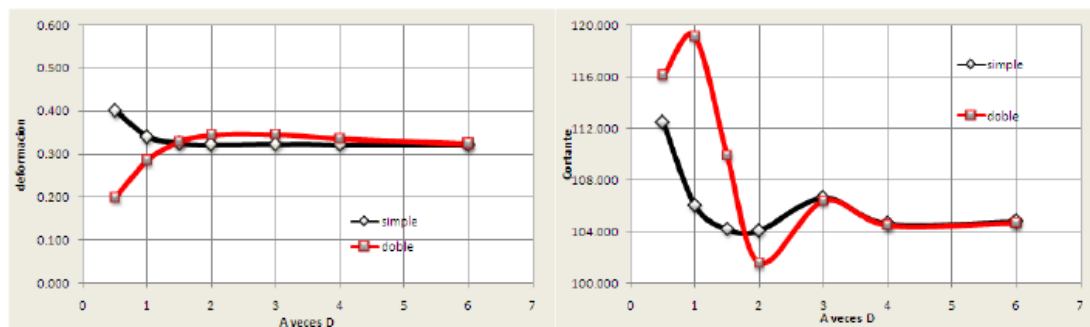


Figura 10 Calibración de ancho de malla con deformaciones (izq.) y esfuerzos cortantes (der.)

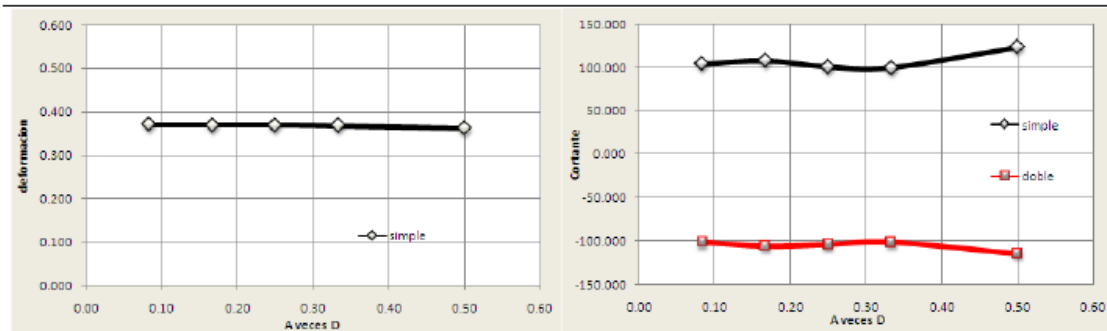


Figura 11 Calibración de tamaño de elemento con deformaciones (izq.) y esfuerzos cortantes (der.)

En lo que respecta a la profundidad, ésta se estableció en 38m, de acuerdo a la figura indicada en el RCDF y con la profundidad de los depósitos profundos (véase figura 13).

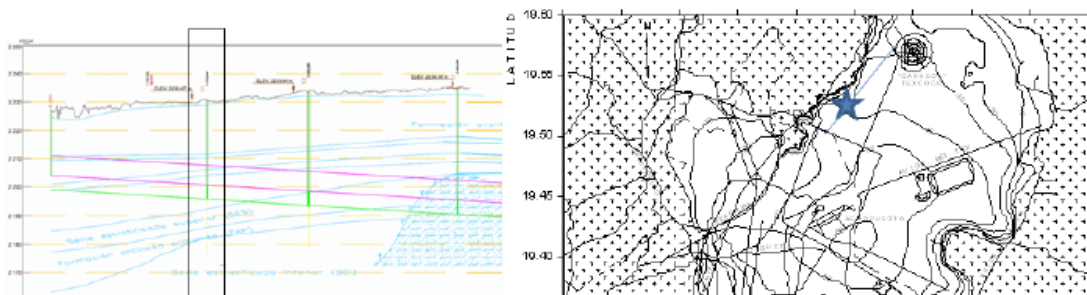


Figura 12 Determinación de profundidad de modelo de acuerdo al RCDF

Modelos estratigráficos

Se realizaron los modelos para estratigrafía completa y para estrato equivalente de acuerdo a lo indicado en el Manual de Diseño por Sismo de CFE, para la realización de un análisis lineal con condiciones de frontera amortiguadas y con la aplicación de un acelerograma en el desplante de la malla, el cual coincide con la capa de depósitos profundos dando resultados estáticos y dinámicos mostrados a continuación:

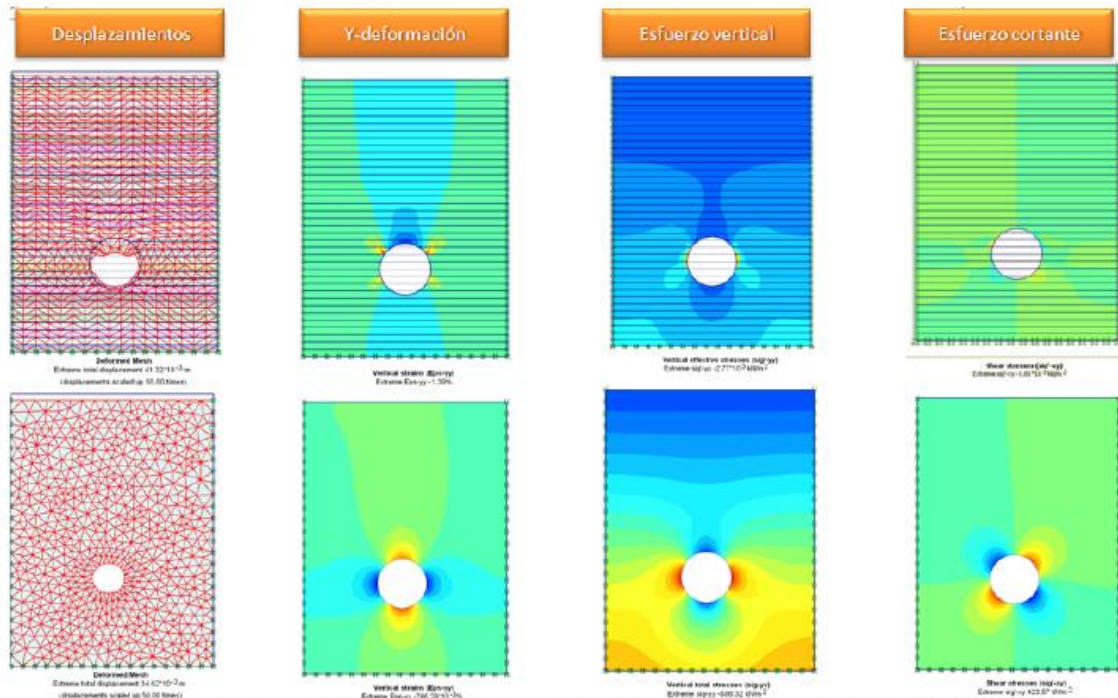


Figura 13 Resultados estáticos del modelo estratigráfico (arriba) y equivalente (abajo) del túnel

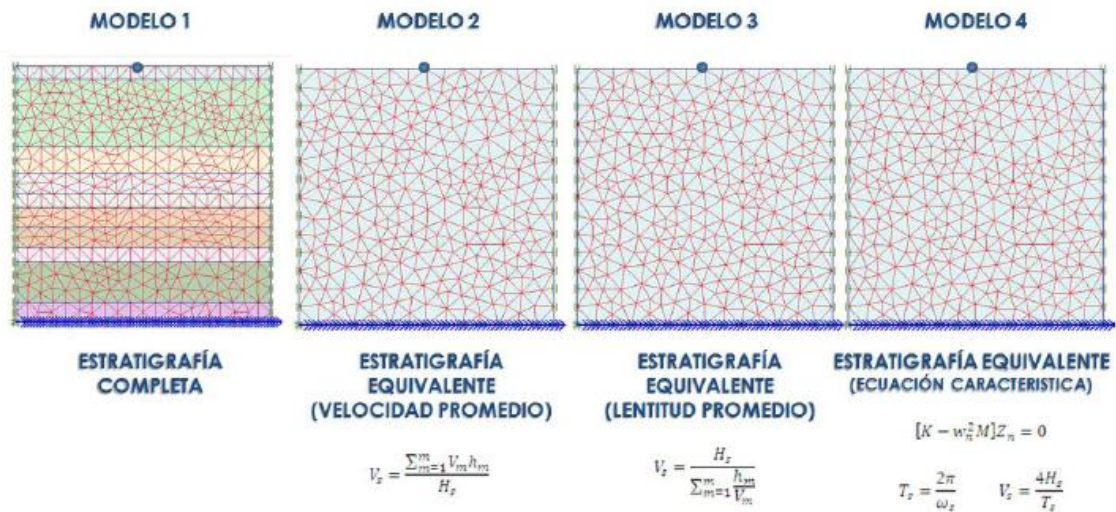


Figura 14 Malla del MEF de cada modelo para comparación dinámica

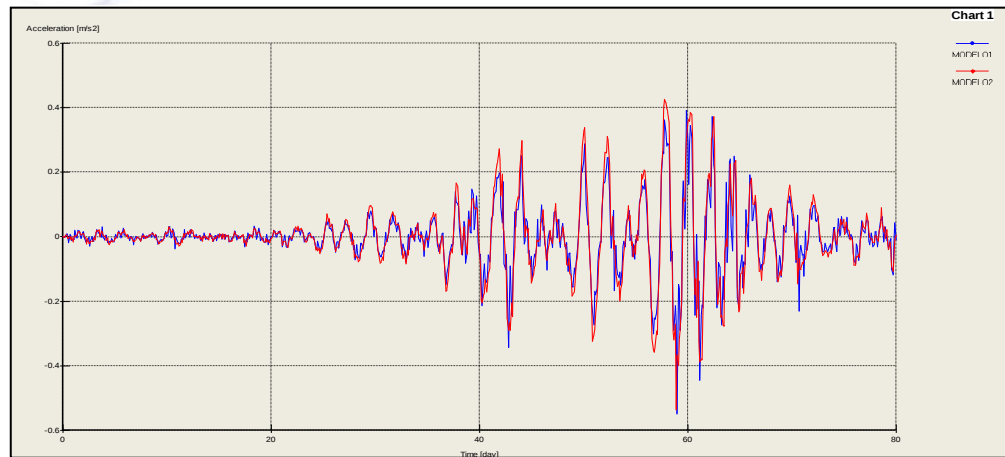


Figura 15 Comparativa dinámica entre modelo 1 y 2.

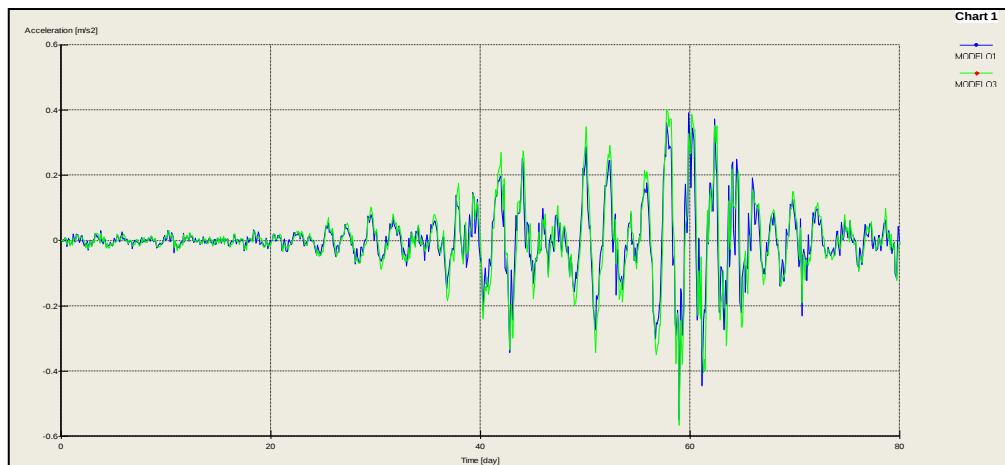


Figura 16 Comparativa dinámica entre modelo 1 y 3.

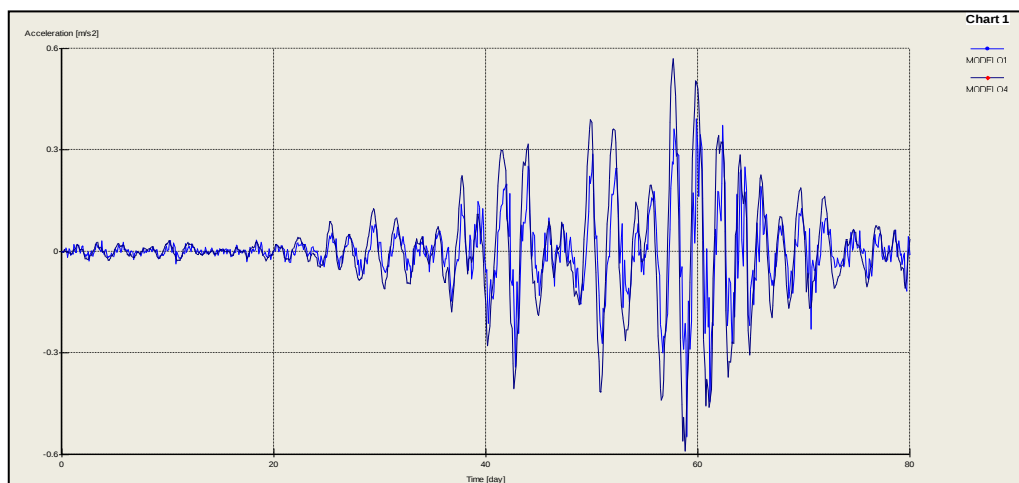


Figura 17 Comparativa dinámica entre modelo 1 y 4.

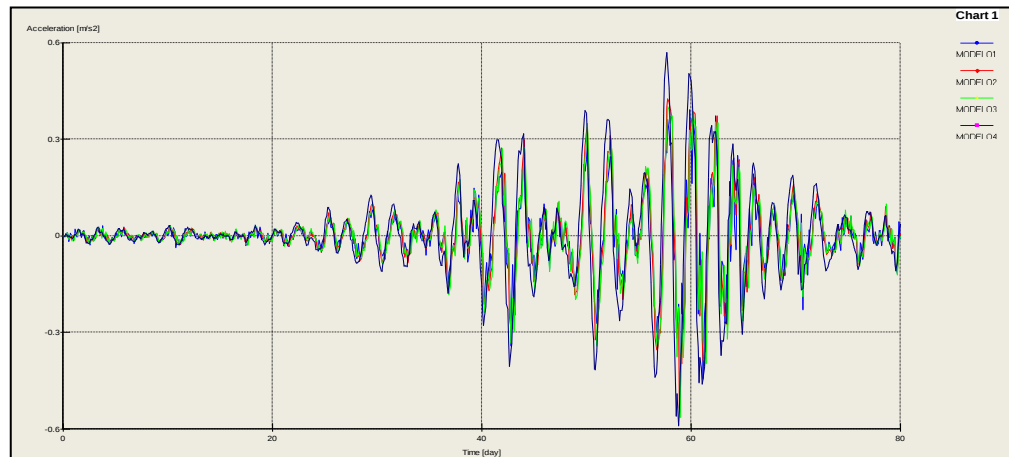


Figura 18 Comparativa dinámica entre modelos 1, 2, 3 y 4.

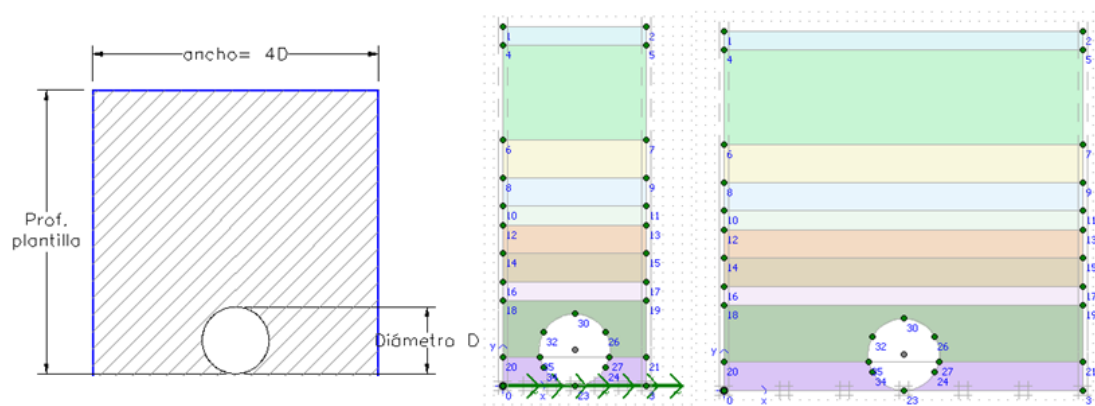


Figura 19 Variación de ancho de región para obtener respuesta dinámica en diferentes puntos

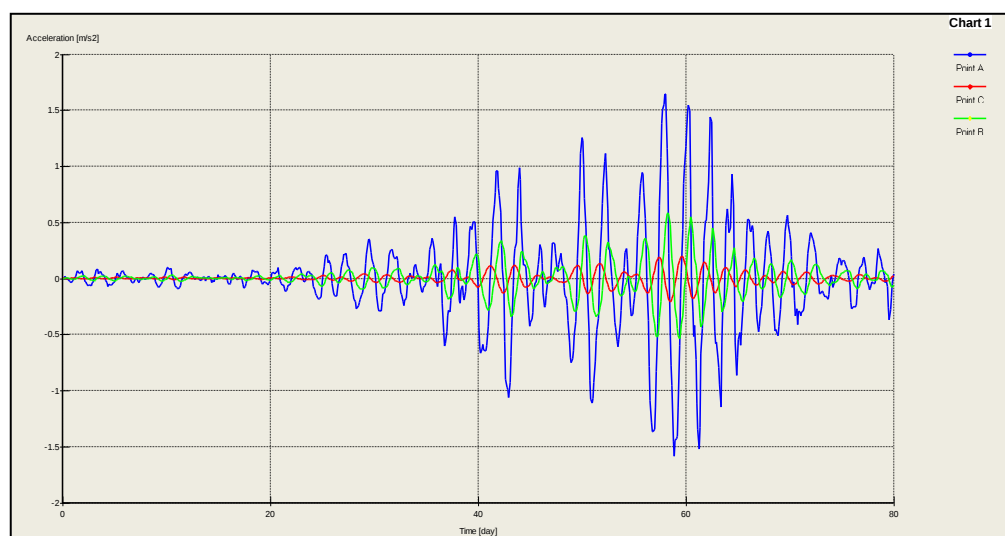


Figura 20 Comparativa de respuesta dinámica entre puntos con ancho de región 2 diámetros de túnel

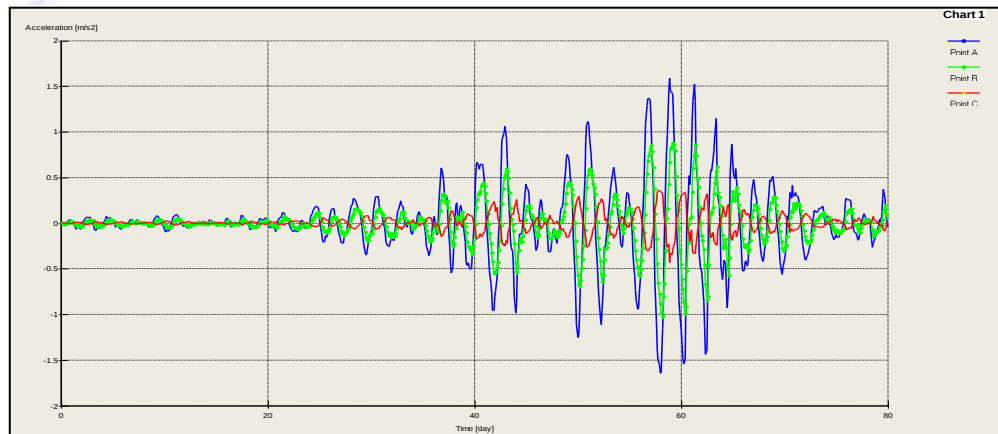


Figura 21 Comparativa de respuesta dinámica entre puntos con ancho de región 5 diámetros de túnel



Figura 22 Comparativa de respuesta dinámica entre puntos con ancho de región 15 diámetros de túnel

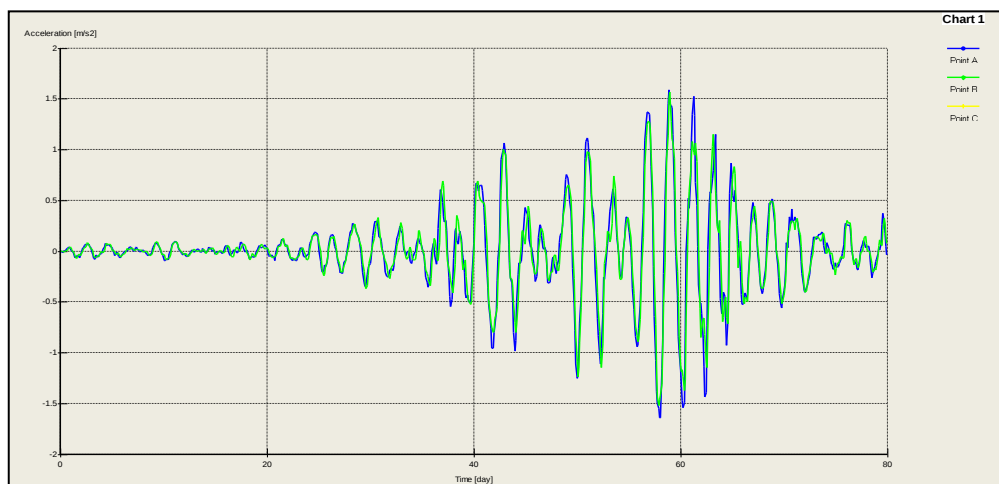


Figura 23 Comparativa de respuesta dinámica entre puntos con ancho de región 23 diámetros de túnel

CONCLUSIONES

Para desarrollar este trabajo, se partió de las necesidades inmediatas que aparecen cuando se requiere llevar a cabo un proyecto estructural ejecutivo de un túnel embebido en el suelo de la Ciudad de México. Se observó que además de las dificultades técnicas inherentes al proyecto (como son las condiciones particulares del suelo blando arcilloso estratificado), muchos grupos tradicionales de ingeniería carecen de una formación sólida en análisis numérico que les permita explotar plenamente las potencialidades de dichos programas.

Así pues, en este trabajo se presenta un procedimiento de análisis numérico de un túnel sujeto a sismo durante su etapa de construcción en la Ciudad de México, que se desprende de una metodología completa de análisis de túneles actualmente en desarrollo, enfocada a conocer y utilizar correctamente las herramientas numéricas disponibles en el mercado. Al aplicar este procedimiento a un problema real y probarlo en diferentes programas de Elementos Finitos, se detectaron varios puntos clave que cobran gran importancia cuando se quiere seleccionar un programa en particular. Uno de los puntos problemáticos más importantes es el modelado del amortiguamiento del suelo y su decaimiento dinámico. Dado que los programas no consideran dicho fenómeno, finalmente tuvo que implementarse uno de los dos métodos simplificados recomendados en la normatividad, ajustándolo a las capacidades de cada programa. Al mismo tiempo, nuestra experiencia muestra que es muy importante usar más de un programa de análisis, aún si están especializados en el modelado de suelos y estructuras. En lo que se refiere a las herramientas de mallado, hemos encontrado algunas relaciones geométricas prácticas para un modelado sencillo en espacios bidimensionales (2D). Sin embargo, se ha observado que los programas enfocados al estudio del suelo son bastante limitados para construir mallas tridimensionales (3D) consistentes. En lo que respecta a las fronteras viscosas absorbentes (elementos amortiguadores), estos siempre arrojan mejores resultados en los análisis dinámicos que cuando se utilizan apoyos restringidos estándar. Otro punto problemático que salta a la vista en la modelación del suelo de la Ciudad de México es que dadas las bajas velocidades de onda encontradas en los diferentes estratos (aún en profundidades superiores a los 80 m), ningún estrato puede ser considerado como una capa de suelo rígido, por lo que se hace necesario desarrollar algún criterio de simplificación para evitar construir enormes mallas elásticas que se extiendan hasta encontrar un suelo rígido. Finalmente, debe señalarse que los programas de análisis disponibles en el mercado ingenieril no toman en cuenta una serie de características propias del suelo de la Ciudad de México, por lo que en el futuro deberán desarrollarse programas y técnicas numéricas adaptadas a las problemáticas no resueltas relacionadas con las singularidades del suelo blando de la Ciudad de México.

REFERENCIAS

- Díaz-Rodríguez J.A., Martínez-Vázquez J.J. y Santamarina J.C. (2009), "Strain-rate effects in Mexico city soil". J. Geotech. and Geoenviron. Engineering, 135(2):300-305.
- Duhee Park y Youssef M.A. Hashash (2004), "Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No.2, pag. 249-274.
- Jongmans D., Demanet D., Horrent C., Campillo M. y Sanchez-Sesma F.J. (1996), "Dynamic soil parameters determination by geophysical prospecting in Mexico City: implication for site effect modelling", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 15(8):549-559.
- Megaw T.M. y Bartlett J.V. (1982), "Tunnels - planning, design, construction". Vol. 1 & 2, Ellis Horwood, London.
- Prakash S. (1981), "Soil Dynamics", Mc Graw Hill, USA.
- Szechy K., (1973), "The art of tunneling". Akademiai Kiadó, Budapest.
- Yantu L., (2007), "Three dimensional numerical simulation and analysis of excavation and support in underground tunnel", Rock and soil mechanics, 28(12):2501-2505.

APÉNDICE A

MODELO MOHR-COULOMB

PRELIMINARES EN MODELO DE MATERIAL

Un modelo de material es un grupo de ecuaciones matemáticas que describe la relación entre la fuerza y la deformación. Los modelos de material son expresados frecuentemente en forma de incrementos de esfuerzo infinitesimales relacionados con incrementos de deformación infinitesimal. En el programa usado todos los modelos de material están basados en una relación entre los esfuerzos efectivos, $\underline{\sigma}'$ y las deformaciones $\underline{\varepsilon}$. Mas adelante se muestra como se definen los esfuerzos y deformaciones en el programa.

DEFINICIÓN GENERAL DE ESFUERZO

Esfuerzo es una cantidad tensorial que puede ser presentada en una matriz con componentes Cartesianos:

$$\underline{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (\text{AA.1})$$

En la teoría de la deformación el tensor de esfuerzo es simétrico, $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$, $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$, y $\sigma_{zx} = \sigma_{xz}$. Tomando en cuenta lo anterior los esfuerzos son escritos en notación vectorial, la cual incluye sólo seis componentes:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yx} \ \sigma_{zx})^T \quad (\text{AA.2})$$

De acuerdo con el principio de Terzaghi, los esfuerzos en el suelo están divididos en esfuerzos efectivos $\underline{\sigma}'$ y presión de poro $\underline{\sigma}_w$:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{\sigma}_w \quad (\text{AA.3})$$

Se considera que el agua no tiene esfuerzo cortante. Por lo tanto los esfuerzos de cortante efectivo son iguales a los esfuerzos de cortante total. Componentes de esfuerzo normales positivas representan tensión, y componentes de esfuerzo normales negativas indican compresión.

Los modelos de material para suelo y roca generalmente se expresan como una relación entre incrementos de esfuerzos efectivos infinitesimales e incrementos de deformación infinitesimales. A continuación se presenta una formulación de incrementos de esfuerzos efectivos infinitesimales en valores de esfuerzo:

$$\underline{\dot{\sigma}'} = (\dot{\sigma}'_{xx} \ \dot{\sigma}'_{yy} \ \dot{\sigma}'_{zz} \ \dot{\sigma}_{xy} \ \dot{\sigma}_{yz} \ \dot{\sigma}_{zx})^T \quad (\text{AA.4})$$

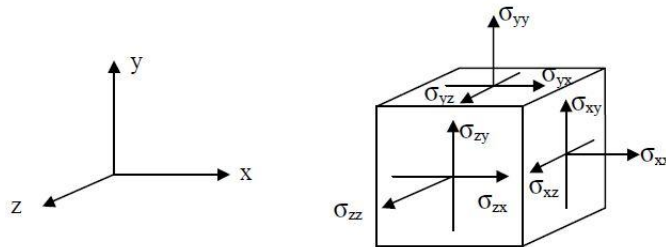


Figura AA.1.- Sistema general tridimensional de coordenadas y signos convencionales para esfuerzos

Es más frecuente utilizar esfuerzos principales que componentes de esfuerzo Cartesiano como formulación de modelos de materiales. Los esfuerzos principales son los esfuerzos donde todas las componentes de esfuerzo cortante son cero. Los esfuerzos principales son los eigenvalores del tensor

de esfuerzo. Los esfuerzos efectivos principales pueden ser calculados de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\text{Det}(\underline{\sigma}' - \sigma' I) = 0 \quad (\text{AA.5})$$

Donde I es la matriz de identidad. Ésta ecuación da tres soluciones para σ' , por ejemplo los esfuerzos efectivos principales $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3)$. En el programa los esfuerzos efectivos principales son ordenados en forma algebráica:

$$\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3 \quad (\text{AA.6})$$

Donde σ'_1 , es el esfuerzo principal más grande y σ'_3 es el esfuerzo principal más pequeño.

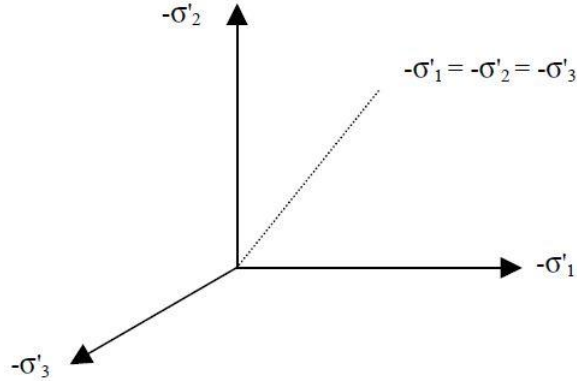


Figura AA.2.- Espacio principal de esfuerzo

Además de los esfuerzos principales es útil usar la definición de invariantes de esfuerzo, las cuales son medidas de esfuerzo que son independientes de la orientación del sistema de coordenadas. Dos invariantes de esfuerzo útil son:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (\text{AA.7a})$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2 + 6(\sigma'^2_{xy} + \sigma'^2_{yz} + \sigma'^2_{zx}))} \quad (\text{AA.7b})$$

Donde p' es el esfuerzo efectivo isotrópico, o mejor dicho esfuerzo efectivo, y q es el esfuerzo cortante equivalente. Cuando p' es positivo se indica compresión contrario a otras medidas de esfuerzo. Los esfuerzos de cortante equivalentes q , tienen la importante propiedad que se reduce a $q = |\sigma'_1 - \sigma'_3|$ para estados de esfuerzo triaxiales con $\sigma'_2 = \sigma'_3$.

Los esfuerzos principales pueden ser descritos en términos de los invariantes como:

$$\sigma_1 = p + \frac{2}{3} q \sin\left(\theta - \frac{2}{3}\pi\right) \quad (\text{AA.8a})$$

$$\sigma_2 = p + \frac{2}{3} q \sin(\theta) \quad (\text{AA.8b})$$

$$\sigma_3 = p + \frac{2}{3} q \sin\left(\theta + \frac{2}{3}\pi\right) \quad (\text{AA.8c})$$

En el cual θ se refiere al ángulo de Lode (una tercer invariante) la cual queda definida como:

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(\frac{27 j_3}{q^3} \right) \quad (\text{AA.9})$$

Con:

$$J_3 = (\sigma_{xx} - p)(\sigma_{yy} - p)(\sigma_{zz} - p) + (\sigma_{xx} - p)\sigma_{yz}^2 + (\sigma_{yy} - p)\sigma_{zx}^2 + (\sigma_{zz} - p)\sigma_{xy}^2 + 2\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{zx} \quad (\text{AA.10})$$

DEFINICIÓN GENERAL DE DEFORMACIÓN

La deformación es una cantidad tensorial, la cual puede ser presentada como una matriz con componentes Cartesianos:

$$\underline{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (\text{AA.11})$$

Las deformaciones son las derivadas de los componentes de desplazamiento, por ej: $\varepsilon_{ij} = \partial u_i / \partial x_j$, donde i es cualquiera x , y o z . De acuerdo con la teoría de pequeñas deformaciones, sólo la suma de los componentes de esfuerzo cortante Cartesiano ε_{ij} y ε_{ji} resultan en esfuerzo cortante. Esta suma es definida como el esfuerzo cortante γ . Por lo tanto, en lugar de ε_{xy} , ε_{yx} , ε_{yz} , ε_{zy} , ε_{zx} y ε_{xz} son usados los componentes de deformación cortante γ_{xy} , γ_{yz} y γ_{zx} .

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx})^T \quad (\text{AA.12})$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial \mu_x}{\partial x} \quad (\text{AA.12a})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial \mu_y}{\partial y} \quad (\text{AA.12b})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial \mu_z}{\partial z} \quad (\text{AA.12c})$$

$$\gamma_{xy} = \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = \frac{\partial \mu_x}{\partial y} + \frac{\partial \mu_y}{\partial x} \quad (\text{AA.12d})$$

$$\gamma_{yz} = \varepsilon_{yz} + \varepsilon_{zy} = \frac{\partial \mu_y}{\partial z} + \frac{\partial \mu_z}{\partial y} \quad (\text{AA.12e})$$

$$\gamma_{zx} = \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} = \frac{\partial \mu_z}{\partial x} + \frac{\partial \mu_x}{\partial z} \quad (\text{AA.12f})$$

Igualmente que para los esfuerzos, componentes de deformación normales positivas refieren a extensiones y componentes de deformación normal negativa indican reducciones.

En la formulación de modelos de material, donde los incrementos de deformación infinitesimal son consideradas, esos incrementos están representados por rangos de esfuerzo (con un punto arriba del símbolo de deformación)

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = (\dot{\varepsilon}_{xx} \ \dot{\varepsilon}_{yy} \ \dot{\varepsilon}_{zz} \ \dot{\gamma}_{xy} \ \dot{\gamma}_{yz} \ \dot{\gamma}_{zx})^T \quad (\text{AA.13})$$

Análogamente a los invariantes de esfuerzo, es también útil definir las invariantes de deformación. Una invariante de deformación que se usa frecuentemente es la deformación volumétrica ε_v , la cual está definida como la suma de todos los componentes de deformación normales:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (\text{AA.14})$$

La deformación volumétrica negativa indica compactación y la positiva dilatación.

Para modelos elastoplásticos, como los usados en el programa, las deformaciones son descompuestas en componentes elásticos y plásticos:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \quad (\text{AA.15})$$

Los superíndices e y p indicarán deformaciones elásticas y deformaciones plásticas respectivamente.

DEFORMACIONES ELÁSTICAS

Los modelos para suelo y roca son generalmente expresados como una relación entre los incrementos de esfuerzo efectivo infinitesimales y los incrementos de deformación infinitesimales, ésta relación puede ser expresada en la forma:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{M} \underline{\dot{\varepsilon}} \quad (\text{AA.16})$$

Donde $\underline{M}$ es la matriz de rigidez del material.

El modelo de material más simple es la Ley de Hooke para comportamiento elástico lineal isotrópico. La Ley de Hooke puede ser dada por la ecuación:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx}' \\ \dot{\sigma}_{yy}' \\ \dot{\sigma}_{zz}' \\ \dot{\sigma}_{xy}' \\ \dot{\sigma}_{yz}' \\ \dot{\sigma}_{zx}' \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}' \\ \dot{\varepsilon}_{yy}' \\ \dot{\varepsilon}_{zz}' \\ \dot{\gamma}_{xy}' \\ \dot{\gamma}_{yz}' \\ \dot{\gamma}_{zx}' \end{bmatrix} \quad (\text{AA.17})$$

La matriz de rigidez elástica del material está indicada como $\underline{D}^e$. Dos parámetros son usados en éste modelos, el módulo efectivo de Young, E' y la relación efectiva de Poisson, ν' . Los parámetros efectivos son mostrados con un apóstrofe (').

La relación entre el modulo de Young E y otros módulos de rigidez tal como el módulo de rigidez al cortante G , módulo de elasticidad de masa K y el módulo odométrico E_{oed} , se muestran a continuación:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{AA.18a})$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (\text{AA.18b})$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{AA.18c})$$

ANÁLISIS NO DRENADO CON PARÁMETROS EFECTIVOS

En el programa es posible especificar comportamiento no drenado en un análisis de esfuerzo efectivo. La presencia de presión de poro en la base de suelo causada por agua contribuye al nivel de esfuerzos totales. De acuerdo al principio de Terzaghi los esfuerzos totales $\underline{\sigma}$ pueden ser divididos en esfuerzos efectivos $\underline{\sigma}'$ y presión de poro σ_w . Sin embargo, se considera que el agua no soporta esfuerzo cortante, por lo que los esfuerzos cortantes efectivos son igual a los esfuerzos cortantes totales:

$$\sigma_{xx} = \dot{\sigma}_{xx} + \sigma_w \quad (\text{AA.19a})$$

$$\sigma_{yy} = \dot{\sigma}_{yy} + \sigma_w \quad (\text{AA.19b})$$

$$\sigma_{zz} = \dot{\sigma}_{zz} + \sigma_w \quad (\text{AA.19c})$$

$$\sigma_{xy} = \dot{\sigma}_{xy} \quad (\text{AA.19d})$$

$$\sigma_{yz} = \dot{\sigma}_{yz} \quad (\text{AA.19e})$$

$$\sigma_{zx} = \dot{\sigma}_{zx} \quad (\text{AA.19f})$$

Al igual que para los componentes de esfuerzo efectivo y total, σ_w es considerado negativo para presiones. Se aclara la diferencia entre esfuerzos de poro permanente, p_{steady} y esfuerzos de poro en exceso, p_{excess} :

$$\sigma_w = p_{steady} + p_{excess} \quad (\text{AA.20})$$

Presión de poro en estado permanente se considera al indicar un nivel de aguas freáticas. El esfuerzo de poro en exceso es generado durante los cálculos plásticos para el caso de un comportamiento de material no drenado. El comportamiento de un material no drenado y el correspondiente cálculo de la presión de poro en exceso se indica a continuación:

$$\dot{\sigma}_w = \dot{p}_{excess} \quad (\text{AA.21})$$

La Ley de Hooke será invertida para obtener:

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{AA.22})$$

Introduciendo los valores de las ecuaciones AA.19 nos da:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{\sigma}_w \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{AA.23})$$

Considerando la compresión del agua despreciable, el índice de presión de poro puede ser definido como:

$$\dot{\sigma}_w = \frac{k_w}{n} (\dot{\varepsilon}_{xx}^e + \dot{\varepsilon}_{yy}^e + \dot{\varepsilon}_{zz}^e) \quad (\text{AA.24})$$

En donde K_w , es el módulo másico del agua y n es la porosidad del suelo.

La forma invertida de la Ley de Hooke, puede ser escrita en términos de los esfuerzos totales y los parámetros no drenados E_u y ν_u como:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_\mu} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_\mu & -\nu_\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_\mu & 1 & -\nu_\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_\mu & -\nu_\mu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_\mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_\mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_\mu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\sigma}_{xy} \\ \dot{\sigma}_{yz} \\ \dot{\sigma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{AA.25})$$

Donde:

$$E_\mu = 2G(1 + \nu_\mu) \quad \nu_\mu = \frac{\nu + \mu(1 + \nu)}{1 + 2\mu(1 + \nu)} \quad (\text{AA.26})$$

$$\mu = \frac{1}{3n} \frac{k_w}{k'} \quad k' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu)} \quad (\text{AA.27})$$

Comportamiento completamente incompresible es obtenido tomando a $\nu_u = 0.5$. Sin embargo, tomando $\nu_u = 0.5$ nos lleva a la singularidad de la matriz de rigidez. De hecho el agua no es completamente incompresible, pero para evitar problemas numéricos causados por una extremada baja compresibilidad ν_u es considerada como 0.495, el cual hace despreciable la compresibilidad en el suelo no drenado. Para asegurar un resultado numérico real el módulo de masa del agua deberá ser comparado con el módulo de masa del suelo, por ejemplo $K_w > n K'$. Dicha condición está asegurada considerando $\nu' \leq 0.35$.

Como consecuencia para comportamiento de material no drenado el módulo para el agua será automáticamente agregado a la matriz de rigidez. El valor de dicho módulo está dado por:

$$\frac{k_w}{n} = \frac{3(\nu_\mu - \nu)}{(1 - 2\nu_\mu)(1 + \nu)} k' = 300 \frac{0.495 - \nu}{1 + \nu} k' > 30k' \quad (\text{AA.28})$$

considerado para $\nu' < 0.35$.

El índice de presión de poro en exceso es calculado desde el índice de deformación volumétrica, de acuerdo a:

$$\dot{\sigma}_w = \frac{k_w}{n} \dot{\varepsilon}_v \quad (\text{AA.29})$$

El tipo de elementos usados en el programa son suficientemente adecuados para evitar efectos de malla para materiales cercanos a la incompresibilidad.

MODELO MOHR-COULOMB (ELASTOPLÁSTICO PERFECTO)

La plasticidad está asociada con el desarrollo de deformaciones irreversibles para evaluar si en un cálculo ocurre o no plasticidad, una función de falla f , es evaluada en función de esfuerzos y deformaciones. Una función de falla puede ser presentada como una superficie en el espacio de esfuerzos principales. Un modelo perfectamente plástico es un modelo constitutivo con una superficie de falla. Para estados de esfuerzo que se encuentren en puntos dentro de la superficie de falla, el comportamiento es puramente elástico y todas las deformaciones son reversibles.

COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO PERFECTO

El principio básico de la elastoplasticidad estriba en que deformaciones e incremento de deformaciones son descompuestos en partes elásticas y plásticas:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \quad \underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\dot{\varepsilon}}^e + \underline{\dot{\varepsilon}}^p \quad (\text{AA.30})$$

La Ley de Hooke es usada para relacionar los esfuerzos y las deformaciones en el rango elástico. Sustituyendo la ecuación AA.30 en la Ley de Hooke AA.17 se obtiene:

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \underline{D}^e \underline{\dot{\varepsilon}}^e = \underline{D}^e (\underline{\dot{\varepsilon}} - \underline{\dot{\varepsilon}}^p) \quad (\text{AA.31})$$

De acuerdo a la teoría clásica de plasticidad (Hill, 1950), los valores de deformación plástica son proporcionales a las derivadas de la función de falla respecto a los esfuerzos. Quiere decir que los valores de deformación plástica pueden ser presentados como vectores perpendiculares a la superficie de falla. Además de la función de falla una función de potencial plástico g es evaluado. En general los valores de deformación plástica pueden ser escritos como:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}''} \quad (\text{AA.32})$$

En el cual λ es el multiplicador plástico. Para comportamiento puramente elástico λ es cero, y para el caso de comportamiento plástico λ es positivo:

$$\lambda = 0 \quad \text{para:} \quad f < 0 \quad \text{o:} \quad \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\dot{\varepsilon}}} \underline{D}^e \underline{\dot{\varepsilon}} \leq 0 \quad (\text{Elasticidad}) \quad (\text{AA.33a})$$

$$\lambda > 0 \quad \text{para:} \quad f = 0 \quad \text{y:} \quad \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\dot{\varepsilon}}} \underline{D}^e \underline{\dot{\varepsilon}} > 0 \quad (\text{Plasticidad}) \quad (\text{AA.33b})$$

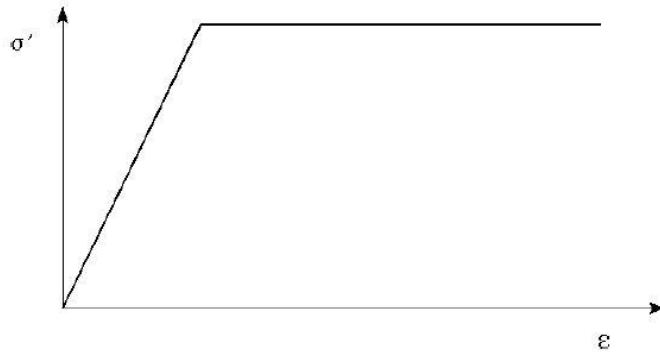


Figura AA.3.- Idea básica de un modelo plástico perfectamente elástico

Estas ecuaciones pueden ser usadas para obtener las siguientes relaciones entre los esfuerzos efectivos y las deformaciones para la elastoplasticidad:

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \left(\underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \right) \underline{\dot{\varepsilon}} \quad (\text{AA.34a})$$

donde:

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (\text{AA.34b})$$

El parámetro α es usado como un cambio. Si el comportamiento del material es elástico (como está definido en la Ec. (AA.33a), el valor de α es igual a cero y para la plasticidad, como está definido en la ec. (AA.33b) el valor de α es igual a la unidad.

La teoría de plasticidad arriba indicada considera una superficie de falla lisa, y no considera un contorno de falla de múltiples superficies como la presentada en el modelo de Mohr-Coulomb. Para tal caso una superficie de falla de la teoría de plasticidad ha sido desarrollada por Koiter (1960) y otros para tomar en cuenta los vértices que envuelven dos o más funciones potenciales de plasticidad:

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \underline{\sigma}'} + \frac{\partial g_2}{\partial \underline{\sigma}'} + \dots \quad (\text{AA.35})$$

De igual manera varias funciones de falla cuasi independientes ($f_1, f_2, \dots$) son usadas para determinar la magnitud de los multiplicadores ($\lambda_1, \lambda_2, \dots$).

FORMULACIÓN DEL MODELO MOHR-COULOMB

El criterio de falla de Mohr-Coulomb es una extensión de la ley de fricción de Coulomb a estados generales de esfuerzo. De hecho ésta condición asegura que la Ley de fricción de Coulomb es extendida en cualquier plano para un material.

El criterio de falla de Mohr-Coulomb consiste de seis funciones de falla, las cuales, están formuladas en términos de esfuerzos principales:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \quad (\text{AA.36a})$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \quad (\text{AA.36b})$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \quad (\text{AA.36c})$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \quad (\text{AA.36d})$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \quad (\text{AA.36e})$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c \cos\varphi \leq 0 \quad (\text{AA.36f})$$

Los dos parámetros plásticos que aparecen en las funciones de falla son las bien conocidas cohesión c y ángulo de fricción interna φ . Éstas funciones de falla juntas representan un cono hexagonal en el espacio de esfuerzos principales tal y como se muestra en la siguiente figura:

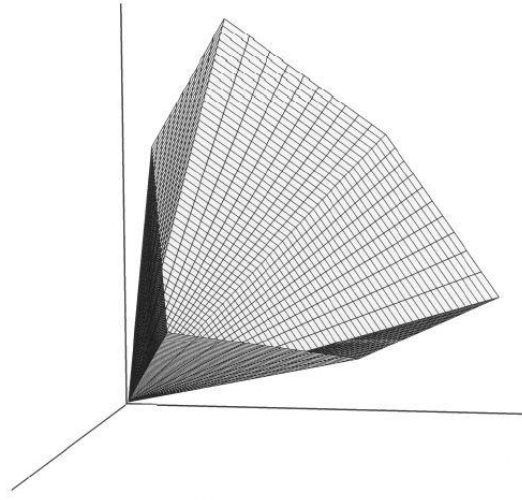


Figura AA.4.- La superficie Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzo principal (c=0)

Adicional a las funciones de falla, seis funciones de potencial plástico son definidas para el modelo Mohr-Coulomb:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \leq 0 \quad (\text{AA.37a})$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \leq 0 \quad (\text{AA.37b})$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \leq 0 \quad (\text{AA.37c})$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \leq 0 \quad (\text{AA.37d})$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \leq 0 \quad (\text{AA.37e})$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi \leq 0 \quad (\text{AA.37f})$$

Las funciones del potencial plástico contienen un tercer parámetro plástico, el ángulo de dilatación ψ . Este parámetro es requerido para modelar los incrementos de deformación volumétrica plástica (dilatación) como actualmente es observado para sólidos densos.

Para $c > 0$, el criterio de Mohr-Coulomb admite tensiones. Mientras más cohesión exista mayor esfuerzo de tensión es permitido. En realidad el suelo no puede soportar esfuerzo de tensión, o al menos no en gran medida. Este comportamiento puede ser incluido en el programa especificando un corte en la tensión. En este caso los círculos de Mohr-Coulomb con esfuerzos principales negativos no son permitidos. Para lo anterior se introducen tres funciones de falla adicionales definidas como:

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \quad (\text{AA.38a})$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \quad (\text{AA.38b})$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \quad (\text{AA.38c})$$

Cuando este procedimiento es usado los esfuerzos de tensión permitidos, σ_t es por default igual a cero.

PARÁMETROS BÁSICOS PARA EL MODELO MOHR-COULOMB

El modelo Mohr-Coulomb requiere un total de 5 parámetros, los cuales son muy usados en la ingeniería geotécnica y se obtienen fácilmente de pruebas de laboratorio simples. Estos parámetros con sus unidades estándar son indicados a continuación:

E	: Módulo de Young	[kN/m ²]
ν	: Relación de Poisson	[-]
ϕ	: Ángulo de fricción	[°]
c	: Cohesión	[kN/m ²]
ψ	: Ángulo de Dilatancia	[°]

Módulo de Young (E)

El módulo de Young o módulo de elasticidad del material es usado como un módulo de rigidez en el modelo elástico y en el modelo Mohr-Coulomb, sin embargo el criterio para la selección del módulo puede variar. En mecánica de suelos la pendiente inicial en un diagrama esfuerzo-deformación es nombrada como E_0 y el módulo secante al 50% del esfuerzo es indicado como E_{50} . Para materiales con un rango elástico lineal grande es más real usar E_0 , pero para la mayoría de los suelos se usa E_{50} . Considerando los problemas de descarga, (como en el caso de excavaciones de túneles) es más necesario el uso del módulo E_{ur} como E_{50} .

Para suelos tanto el módulo de descarga E_{ur} como el módulo de primera carga es E_{50} tienden a incrementar con la presión de confinamiento. Por otra parte, la rigidez aumenta con la profundidad de los estratos del suelo. La rigidez es más grande para descargas y recargas que para el estado original. Además la rigidez del suelo observada en términos de módulo de Young puede disminuir más para compresiones que para cortes. Sin embargo cuando se usa una constante de módulo de rigidez para representar el comportamiento del suelo, se debe escoger un valor de acuerdo con el nivel de esfuerzo.

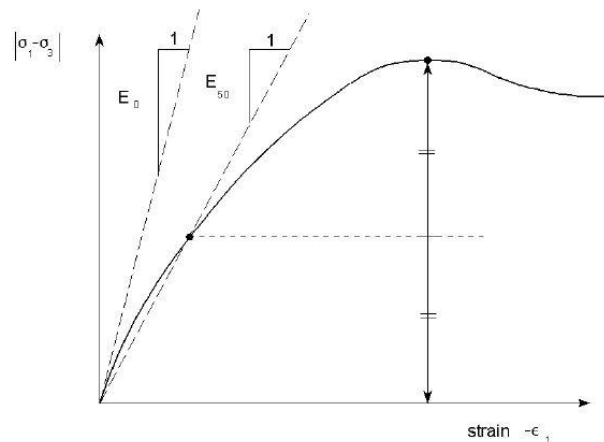


Figura AA.5.- Definición de E_0 y E_{50} para los resultados de pruebas estándar de drenado triaxial

Relación de Poisson (ν)

La selección de la relación de Poisson es particularmente simple cuando es usado un modelo elástico o modelo Mohr-Coulomb para cargas gravitacionales. Para éste tipo de carga se debe dar valores reales de $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Como ambos modelos dan la bien conocida relación de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$ para compresiones unidimensionales, es fácil seleccionar una relación de Poisson que da valores reales de K_0 . Por lo tanto ν es evaluado tomando en cuenta el valor de K_0 . En algunos casos se pueden obtener valores de la relación de Poisson en el rango de 0.3 a 0.4. En general tales valores pueden ser usados para condiciones de carga y para compresiones unidimensionales. Sin embargo para condiciones de descarga es más común usar valores en el rango entre 0.15 y 0.25.

Cohesión (c)

La cohesión está expresada en unidades de esfuerzo. La cohesión del suelo está determinada por la ordenada al origen de la envolvente del círculo de Mohr, obtenida en pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes con humedad natural.

Ángulo de fricción interna (ϕ)

El ángulo de fricción interna debe ser indicado en grados. El ángulo de fricción interna determina el esfuerzo cortante de acuerdo a la Fig. AA.6 de los círculos de esfuerzo de Mohr.

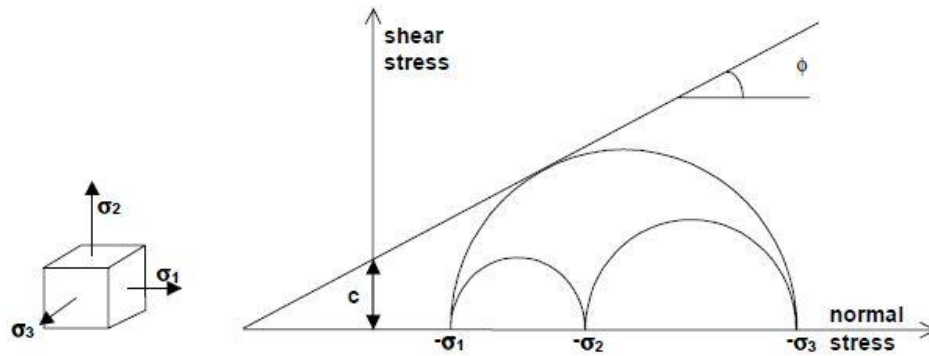


Figura AA.6.- Círculos de esfuerzo obtenidos con la envolvente de Mohr Coulomb

APÉNDICE B

FORMULACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTO FINITO APLICADO EN EL PLAXIS

TEORIA DE DEFORMACIÓN

ECUACIONES BÁSICAS DE DEFORMACIÓN EN EL MEDIO CONTINUO

El equilibrio estático del medio continuo, puede ser formulado como:

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

Esta ecuación relaciona las derivadas en el espacio de los seis componentes del esfuerzo, ensambladas en el vector $\underline{\sigma}$, a las tres componentes de las fuerzas externas, ensambladas en el vector $\underline{p}$. $\underline{L}^T$ es la traspuesta de un operador diferencial, definido como:

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

Adicional a las ecuaciones de equilibrio, la relación cinemática puede formularse como:

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

Esta ecuación expresa las seis componentes de deformación, ensamblada en el vector $\underline{\varepsilon}$, como las derivadas espaciales de las tres componentes de desplazamiento, ensambladas en el vector $\underline{u}$, usando el previamente definido operador diferencia $\underline{L}$. La liga entre la Eq. AB.1 y la AB.3 está formada por una relación constitutiva que representa el comportamiento del material. La relación general se muestra como:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{M} \underline{\sigma} \quad (\text{AB.4})$$

La combinación de las ecuaciones AB.1, AB.3 y AB.4 indica una ecuación parcial diferencial de segundo orden en los desplazamientos $\underline{u}$.

Sin embargo, en lugar de una combinación directa, la ecuación de equilibrio es reformulada en una forma alterna de acuerdo al principio de variación de Galerkin:

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

En esta ecuación $\delta \underline{u}$ representa una variación de desplazamientos admisible cinemática. Aplicando el teorema de Green para una integración parcial del primer término en la Eq. AB.5 se obtiene:

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

Esto introduce un límite integral. Los tres componentes de la tracción límite se concentra en el vector $\underline{t}$. Eq. AB.6 es referido como una ecuación de trabajo virtual.

El desarrollo del estado de esfuerzos $\underline{\sigma}$ puede ser considerado como un proceso incremental:

$$\underline{\sigma}^i = \sigma^{i-l} + \Delta \sigma \quad \Delta \sigma = \int \dot{\sigma} dt \quad (\text{AB.7})$$

En ésta relación $\underline{\sigma}^i$ representa el estado actual de esfuerzo, el cual es desconocido y σ^{i-l} representa el estado previo de esfuerzo el cual es conocido. El incremento de esfuerzo $\Delta \sigma$ es el rango de esfuerzos en un incremento de tiempo pequeño.

Si la Eq. AB.6 se considera para el estado actual i , el esfuerzo $\underline{\sigma}^i$ puede ser eliminado usando la Eq. AB.7:

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

Puede observarse que todas las cantidades que aparecen en las Ecs. AB.1 a AB.8 son funciones de la posición en el espacio tridimensional.

DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS FINITOS

De acuerdo con el método de elemento finito un continuo es dividido dentro de un número de elementos. Cada elemento contiene un número de nodos. Cada nodo tiene un número de grados de libertad que corresponden a valores discretos de incógnitas en la región del problema a resolver. En este caso de la teoría de deformación los grados de libertad corresponden a los componentes de desplazamiento. Dentro del elemento, el campo de desplazamiento $\underline{u}$ es obtenido de los valores nodales discretos en un vector $\underline{v}$ usando funciones de interpolación ensamblados en la matriz $\underline{N}$:

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

La interpolación de funciones en la matriz $\underline{N}$ son frecuentemente denotados como funciones de forma. Sustituyendo de la Ec. AB.9 en la relación cinemática AB.3 da:

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

En ésta relación $\underline{B}$ es la deformación de la matriz de interpolación, la cual contiene las derivadas espaciales de las funciones de interpolación. Ecs AB.9 y AB.10 pueden ser usadas en rango variacional e incremental.

Ec. AB.8 puede reformularse en una forma discretizada como:

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

Los desplazamientos discretos pueden colocarse fuera de la integral:

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

Siempre y cuando la Ec. AB.12 mantenga cualquier variación de desplazamiento cinemáticamente admisible $\delta \underline{v}^T$, la ecuación puede escribirse como:

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

La ecuación anterior es la condición de equilibrio en la forma discreta. El primer término en el lado derecho junto con el segundo término representa el vector de fuerza externa y el último término representa el vector de reacción interna del paso anterior. Una diferencia entre el vector de fuerza externa y el vector de reacción interna será balanceado por un incremento de esfuerzo $\Delta \underline{\sigma}$.

La relación entre los incrementos del esfuerzo y los incrementos de deformaciones son usualmente no lineales. Como resultado, incrementos de deformación puede no ser calculado directamente, y se requieren procedimientos globales iterativos para satisfacer la condición de equilibrio (AB.13) para todos los puntos del material.

INTEGRACIÓN IMPLÍCITA DE MODELOS DE PLASTICIDAD DIFERENCIAL

Los incrementos de esfuerzo $\Delta \underline{\sigma}$ se obtienen por integración de las relaciones de esfuerzo de acuerdo a la Ec. AB.7. Para los modelos de plasticidad diferencial los incrementos de esfuerzo se escriben generalmente como sigue:

$$\Delta \underline{\sigma} = \underline{D}^e (\Delta \underline{\varepsilon} - \Delta \underline{\varepsilon}^p) \quad (\text{AB.14})$$

En la relación, $\underline{D}^e$ representa la matriz elástica del material para el actual incremento de esfuerzos. El incremento de la deformación $\Delta \underline{\varepsilon}$ se obtiene de los incrementos de desplazamiento $\Delta \underline{u}$ usando la matriz de interpolación de deformaciones $\underline{B}$, similar a Ec. AB.10.

Para el comportamiento elástico del material, el incremento de deformación plástica $\Delta \underline{\varepsilon}^p$ es cero. Para el comportamiento de material plástico, el incremento de deformación plástica puede escribirse, de acuerdo a Vermeer (1979), como:

$$\Delta \underline{\varepsilon}^p = \Delta \lambda \left[(1 - \omega) \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{i-l} + \omega \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \right] \quad (\text{AB.15})$$

En ésta ecuación $\Delta \lambda$ es el incremento del multiplicador plástico y ω es el parámetro indicando el tipo de tiempo de integración. Para $\omega=0$ la integración es llamada explícita y para $\omega=1$ la integración es llamada implícita.

Vermeer (1979) ha mostrado que el uso de integración implícita ($\omega=1$) tiene algunas ventajas mayores, para superar el requerimiento de actualizar el esfuerzo al campo de superficie en el caso de la transición de comportamiento elástico a elastoplástico. Además, puede probarse que la integración implícita, bajo ciertas condiciones, conduce a una matriz diferencial simétrica y positiva $\partial \underline{\varepsilon} / \partial \underline{\sigma}$, el cual tiene una influencia positiva en los procedimientos iterativos. Debido a éstas ventajas mayores, se hace la restricción de integración implícita y no se le presta atención a otros tipos de tiempos de integración.

Entonces, para $\omega=1$ Ec. (AB.15) se reduce a:

$$\Delta \underline{\varepsilon}^p = \Delta \lambda \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (\text{AB.16})$$

Sustitución en la Ec. (AB.16) en (AB.14) y sucesivamente dentro de la Ec. AB.7 da:

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{tr} - \Delta \lambda \underline{D}^e \left(\frac{\partial \underline{g}}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad \text{con:} \quad \underline{\sigma}^{tr} = \underline{\sigma}^{i-l} + \underline{D}^e \Delta \underline{\varepsilon} \quad (\text{AB.17})$$

En ésta relación $\underline{\sigma}^{tr}$ es un vector de esfuerzo auxiliar, conocido como esfuerzos elásticos o esfuerzos de prueba, el cual es el nuevo estado de esfuerzo cuando se considera únicamente el comportamiento del material elástico lineal.

El aumento del multiplicador plástico $\Delta \lambda$, como el usado en la Ec. AB.17, puede resolverse desde la condición de que el nuevo estado de esfuerzo satisface la condición de falla:

$$f(\underline{\sigma}^i) = 0 \quad (\text{AB.18})$$

Para los modelos elastoplástico perfecto y de endurecimiento lineal, el incremento del multiplicador plástico se puede escribir como:

$$\Delta\lambda = \frac{f(\sigma^{tr})}{d + h} \quad (\text{AB.19})$$

Donde:

$$d = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^{\sigma^{tr}} D^e \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad (\text{AB.20})$$

El símbolo h denota el parámetro de endurecimiento, el cual es cero para los modelos elastoplásticos perfectos y constante para los modelos de endurecimiento lineal. En el último caso los nuevos estados de esfuerzos pueden formularse como:

$$\sigma^i = \sigma^{tr} - \frac{\langle f(\sigma^{tr}) \rangle}{d + h} D^e \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad (\text{AB.21})$$

Los $\langle \rangle$ -corchetes se refieren a los corchetes de McCauley, que tienen la siguiente convención:

$$\langle x \rangle = 0 \quad \text{para: } x \leq 0 \quad \text{y: } \langle x \rangle = x \quad \text{para: } x > 0$$

PROCEDIMIENTO ITERATIVO GLOBAL

La sustitución de la relación entre incrementos del esfuerzo e incrementos de la deformación, $\Delta\sigma = M\Delta\varepsilon$, en la ecuación de equilibrio (AB.13) se obtiene:

$$K^i \Delta v^i = f_{ex}^i - f_{in}^{i-l} \quad (\text{AB.22})$$

En ésta ecuación K es una matriz de rigidez, Δv es el vector de desplazamiento incremental, f_{ex} es el vector de fuerza externa y f_{in} es el vector de reacción interna. El superíndice i se refiere al número de paso. Sin embargo, debido a que la relación entre los aumentos de esfuerzo y aumentos de deformación generalmente es no lineal, la matriz de rigidez no puede formularse de manera exacta con anticipación. Además, se requiere un procedimiento global iterativo para satisfacer ambas la condición de equilibrio y la relación constitutiva. El proceso global de iteración puede escribirse:

$$K^j \delta v^j = f_{ex}^i - f_{in}^{j-l} \quad (\text{AB.23})$$

El superíndice j se refiere al número de iteración. Δv es un vector que contiene desplazamientos sub-incrementales, los cuales contribuyen a los incrementos de desplazamiento del paso i :

$$\Delta v^j = \sum_{j=l}^n \delta v^j \quad (\text{AB.24})$$

Donde n es el número de iteraciones dentro del paso i . La matriz de rigidez K , como se usó en la Ec. AB.23, representa el comportamiento del material de una forma aproximada. La matriz de rigidez más exacta, y la menor cantidad de iteraciones son requeridas para obtener equilibrio dentro de cierta tolerancia.

En la forma más simple K representa una respuesta lineal-elástica. En éste caso la matriz de rigidez puede formularse como sigue:

$$K = \int B^T D^e B dV \quad (\text{matriz de rigidez elástica}) \quad (\text{AB.25})$$

Donde D^e es la matriz de material elástico de acuerdo con la ley de Hooke y B es la matriz de deformación de la interpolación. El uso de una matriz de rigidez elástica da un procedimiento iterativo robusto tan largo como la rigidez del material no aumente, incluso cuando se usen modelos de

plasticidad no asociados. Pueden usarse técnicas especiales como el control del arco de longitud (Riks, 1979), sobre-relajación y extrapolación (Vermeer & Van Langen, 1989) para mejorar el proceso de iteración. Además, el procedimiento del tamaño de paso automático, como el introducido por Van Langen & Vermeer (1990), puede usarse para mejorar la aplicabilidad práctica. Para modelos de material con comportamiento lineal en el dominio elástico, como el modelo estándar de Mohr-Coulomb, el uso de una matriz de rigidez elástica es particularmente favorable, como la matriz de rigidez necesita sólo ser formada y descompuesta antes del primer paso de cálculo.

FORMULACIONES DE ELEMENTO

FUNCIONES DE INTERPOLACIÓN E INTEGRACIÓN NUMÉRICA.

Dentro de un elemento, el campo de desplazamientos $u=(u_x, u_y)^T$ es obtenido a partir de los valores discretos nodales en el vector $v=(v_1, v_2, \dots, v_n)^T$ usando las funciones de interpolación ensambladas en la matriz N :

$$u = N v \quad (\text{AB.26})$$

Debido a que las funciones de interpolación N son usadas, para interpolar valores dentro de un elemento, basado en los valores conocidos de los nodos. Las funciones de interpolación también son conocidas como funciones de forma.

Consideremos primero un elemento línea. Los elementos tipo línea, son la base para cargas distribuidas en planos verticales dentro de un modelo 3D.

Cuando la posición local, ξ , de un punto (usualmente un punto de esfuerzo o un punto de integración) es conocida, uno puede escribir la componente de desplazamiento u :

$$u(\xi) = \sum_{i=1}^n N_i(\xi) V_i \quad (\text{AB.27})$$

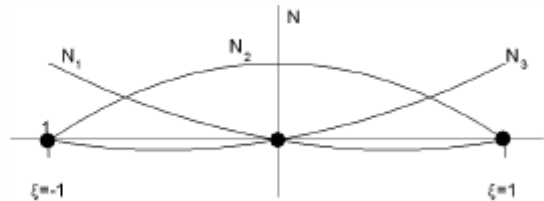


Figura AB.1 Funciones de forma para elementos línea de 3 nodos

Donde:

V_i son los valores nodales

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

$u(\xi)$ el valor resultante en la posición ξ y

n en número de nodos por elemento.

Elementos línea con 3 nodos

En la fig AB.1 se muestra un ejemplo de un elemento tipo línea con 3 nodos, los cuales son compatibles con los lados de un elemento triangular de 6 nodos o un cuadrilátero de 8 nodos o un elemento tipo volumen de 15 nodos, dentro del programa; lo anterior debido a que los elementos también tienen 3 nodos en los lados. Las funciones de forma N_i tienen la propiedad de que el valor de la función evaluada en el nodo i , es igual a 1 y cero cuando es evaluada en cualquier otro nodo. Para los elementos línea de 3 nodos, donde los nodos 1, 2, y 3 son localizados en $\xi = -1, 0$, y 1 , respectivamente, las funciones de forma son definidas como:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -\frac{1}{2}(1-\xi)\xi \\
 N_2 &= -\frac{1}{2}(1-\xi)\xi \\
 N_3 &= -\frac{1}{2}(1-\xi)\xi
 \end{aligned}
 \tag{AB.28}$$

Los elementos

línea de 3 nodos proveen interpolaciones de segundo orden para los desplazamientos.

Integración numérica para los elementos tipo línea

Para obtener la integral sobre una línea dada, se estima de la siguiente forma:

$$\int_{\xi=-1}^1 F(\xi) d\xi \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i) w_i
 \tag{AB.29}$$

Donde $F(\xi_i)$ es el valor de la función F en la posición ξ_i , y w_i es el factor de ponderación para el punto i . Un número de k puntos es usado. El método más común para la integración numérica, es la integración de GAUSS, donde para la posición ξ_i , los pesos w_i son escogidos de una manera especial lo cual produce una alta exactitud dentro de la integración. Para una integración Gaussiana, una función polinomial de grado $2k-1$, puede ser usada para obtener un resultado exacto usando k puntos. La posición y los factores de peso de los dos tipos de integración son mostrados en la tabla AB.1. Se puede observar que la suma de los factores de peso es igual a 2, lo cual es igual al largo de la línea en coordenadas locales.

Tabla AB.1.- Integración de Gauss

	ξ_i	w_i	Grado máx. polin.
1 punto	0.000000...	2	1
2 puntos	$\pm 0.577350... (\pm 1/\sqrt{3})$	1	3
3 puntos	$\pm 0.774596... (\pm \sqrt{0.6})$ 0.000000...	0.55555... (5/9) 0.88888... (8/9)	5
4 puntos	± 0.861136 ± 0.339981	0.347854... 0.652145	7
5 puntos	± 0.906179 ± 0.538469 0.000000...	0.236926 0.478628	9

FUNCIONES DE INTERPOLACIÓN E INTEGRACIÓN NUMÉRICA PARA ELEMENTOS TIPO ÁREA.

Los elemento tipo área y de superficie son usados en el programa como elementos formados por triángulos de 6 nodos o cuadriláteros de 8 nodos. Las funciones de interpolación y el tipo de integración de dichos elementos son descritos a continuación.

Elementos triangulares de 6-Nodos

Los elementos triangulares de 6 nodos son creados dentro del proceso de generación de malla en 2d, y son usados en planos verticales de los modelos 3d, para formar las caras de los elementos tetrahédricos de 15 nodos usados como suelo. Los elementos triangulares de 6 nodos son la base para las cargas tipo z, dentro de los entramados del modelo 3D.

Para los elementos triangulares hay dos tipos de coordenadas ($\xi \eta$). Además, se utiliza una coordenada auxiliar $\zeta = 1 - \xi - \eta$. Los elementos triangulares de 6 nodos proveen interpolaciones de segundo orden en los desplazamientos. Las funciones de forma son descritas como (ver la numeración local de los nodos mostrada en la fig. AB.2)

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \zeta(2\zeta-1) \\
 N_2 &= \xi(2\xi-1) \\
 N_3 &= \eta(2\eta-1) \\
 N_4 &= 4\zeta\xi \\
 N_5 &= 4\xi\eta \\
 N_6 &= 4\eta\zeta
 \end{aligned}
 \tag{AB.30}$$

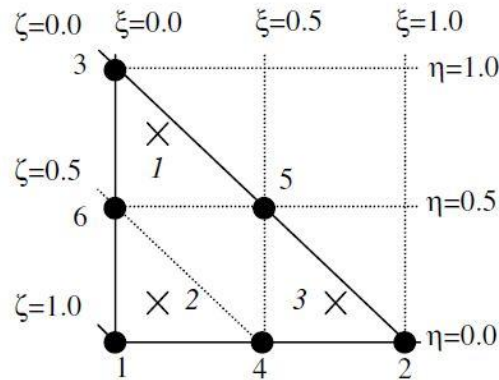


Figura AB.2.- Numeración local y posición de nodos y puntos de integración de un elemento triangular de y 6 nodos

Para los elementos línea, se puede formular la integración numérica sobre áreas como:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (\text{AB.31})$$

El programa usa la integración Gaussiana dentro del área de los elementos. Para los elementos triangulares de 6 nodos la integración se basa en 3 puntos simples (ver figura). Los factores de posición y peso de los puntos de integración se dan en la Tabla AB.2. Notar que la suma de los factores de peso es igual a 1.

Tabla AB.2.- Integración Gaussiana de 3 puntos para los elementos triangulares de 6 nodos

Punto	ξ_i	η_i	w_i
1	1/6	2/3	1/3
2	1/6	1/6	1/3
3	2/3	1/6	1/3

Elementos cuadriláteros de 8 nodos

Los elementos cuadriláteros de 8 nodos son creados en un proceso de extensión de malla en 3D y son usados en las caras de elementos sólidos triangulares de 15 nodos en dirección z. Estos elementos son la base para la distribución de cargas en láminas en modelos 3D y para elementos estructurales (placas y geomallas) y los elementos de interfase. Elementos en línea de 8 nodos proporcionan una interpolación de desplazamientos de segundo orden. Elementos cuadriláteros tienen dos coordenadas locales (ξ y η). Las funciones de forma de los elementos de 8 nodos pueden escribirse como sigue:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (1-\xi)(1-\eta)(-1-\xi-\eta)/4 \\
 N_2 &= (1+\xi)(1-\eta)(-1+\xi-\eta)/4 \\
 N_3 &= (1+\xi)(1+\eta)(-1+\xi+\eta)/4 \\
 N_4 &= (1-\xi)(1+\eta)(-1-\xi+\eta)/4 \\
 N_5 &= (1-\xi)(1+\xi)(1-\eta)/2 \\
 N_6 &= (1-\xi)(1+\xi)(1+\eta)/2 \\
 N_7 &= (1-\eta)(1+\eta)(1+\xi)/2 \\
 N_8 &= (1-\eta)(1+\eta)(1-\xi)/2
 \end{aligned} \quad (\text{AB.32})$$

Para elementos cuadriláteros de 8 nodos la integración numérica se basa en 4 puntos de Gauss (2 x 2), equivalente a los elementos de integración en línea, pero en dos direcciones. Los factores de posición

y peso de los puntos de integración se dan en la Tabla AB.3. La suma de los factores de peso es igual a 4, el cual es igual al área del cuadrilátero en las coordenadas locales.

Tabla AB.3.- Integración Gaussiana de 4 puntos para elementos de cuadrilátero de 8 nodos

Punto	ξ_i	η_i	w_i
1	$-1/3 \sqrt{3}$	$-1/3 \sqrt{3}$	1
2	$+1/3 \sqrt{3}$	$-1/3 \sqrt{3}$	1
3	$-1/3 \sqrt{3}$	$+1/3 \sqrt{3}$	1
4	$+1/3 \sqrt{3}$	$+1/3 \sqrt{3}$	1

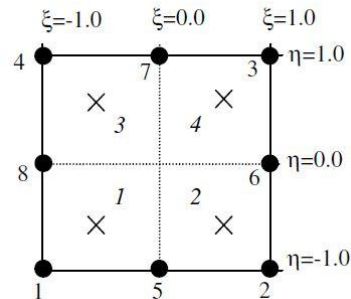


Figura AB.3.- Numeración local y posición de nodos y puntos de integración de elementos cuadriláteros de 8 nodos

Elementos estructurales

Los elementos estructurales de área tales como las placas, están basados en elementos cuadriláteros de 8 nodos como se describió en la sección anterior. Sin embargo, hay algunas diferencias.

Los elementos de placa son ligeramente diferentes de los cuadriláteros de 8 nodos en el sentido que tienen seis grados de libertad por nodo en lugar de tres, por ejemplo, tres traslacionales d.o.f.'s (u_x, u_y, u_z) y tres rotacionales d.o.f.'s (ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z). Estos elementos están integrados numéricamente usando la integración Gaussiana de 2×4 puntos. La posición de los pares de puntos de integración corresponde con la Tabla AB.3, pero dichos puntos se posicionan $1/2 d_{eq}/\sqrt{3}$ fuera (perpendicular) del plano del elemento (Fig. AB.4)

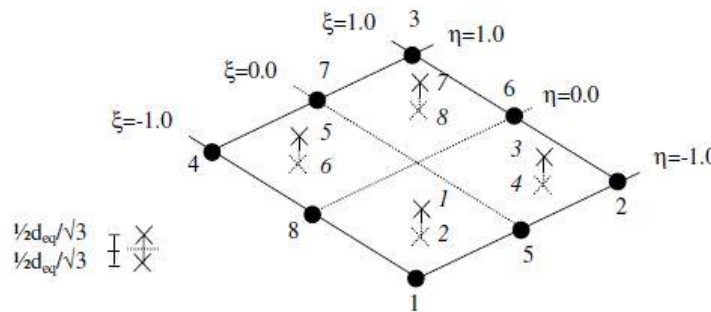


Figura AB.4 Numeración local y posición de nodos y puntos de integración de elementos placa de 8 nodos.

Los elementos de interfase son diferentes de los cuadriláteros de 8 nodos en el sentido que tienen pares de nodos en vez de nodos solos. Además, los elementos de interfase tienen integración Gaussiana de 3×3 puntos en lugar de 2×2 . La posición y numeración de los nodos y los puntos de integración están indicados en la Fig. AB.3. La distancia entre dos nodos de un par de nodos es cero. Cada nodo tiene tres grados de libertad traslacionales (u_x, u_y, u_z). Como resultado, los elementos interfase permiten desplazamientos diferenciales entre los pares de nodos (corrimiento y separación)

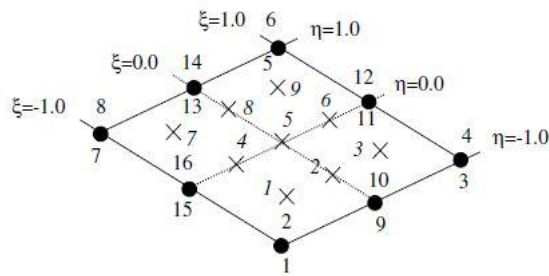


Figura AB.5.- Posicionamiento y numeración local de los nodos (.) y puntos de integración (x) de elementos de interfase de 16 nodos

Tabla AB.4 Integración Gaussiana de 9 puntos para elementos de interfase de 16 nodos.

Punto	ξ_i	η_i	w_i
1	-0.774596	-0.774596	0.308642
2	0.000000	-0.774596	0.493827
3	-0.774596	-0.774596	0.308642
4	-0.774596	0.000000	0.493827
5	0.000000	0.000000	0.790124
6	-0.774596	0.000000	0.493827
7	-0.774596	-0.774596	0.308642
8	0.000000	-0.774596	0.493827
9	-0.774596	-0.774596	0.308642

Funciones de interpolación e integración numérica de elementos de volumen

El volumen de suelo en el programa es modelado por medio de elementos sólidos triangulares de 15 nodos. Las funciones de interpolación, sus derivados e integración numérica de éste tipo de elemento se describen a continuación.

Elementos sólidos triangulares de 15 nodos

Los elementos sólidos triangulares de 15 nodos se crean el procedimiento de extensión de malla 3D. Éste tipo de elementos proporcionan desplazamientos de interpolación de segundo orden. Para elementos sólidos triangulares hay tres coordenadas locales (ξ, η, ζ). Las funciones de forma de los elementos de volumen de 15 nodos pueden escribirse como sigue:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -(1-\xi-\eta)(1-\zeta)(+2\xi+2\eta+\zeta)/2 \\
 N_2 &= -\xi(1-\zeta)(2-2\xi-\zeta)/2 \\
 N_3 &= -\eta(1-\zeta)(2-2\eta+\zeta)/2 \\
 N_4 &= -(1-\xi-\eta)(1+\zeta)(+2\xi+2\eta-\zeta)/2 \\
 N_5 &= -\xi(1+\zeta)(2-2\xi+\zeta)/2 \\
 N_6 &= -\eta(1+\zeta)(2-2\eta-\zeta)/2 \\
 N_7 &= (1-\xi-\eta)\xi(1-\zeta)^2 \\
 N_8 &= \xi\eta(1-\zeta)^2 \\
 N_9 &= \eta(1-\xi-\eta)(1-\zeta)^2 \\
 N_{10} &= (1-\xi-\eta)\xi(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{11} &= \xi(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{12} &= \eta(1-\zeta)(1+\zeta) \\
 N_{13} &= (1-\xi-\eta)\xi(1+\zeta)^2 \\
 N_{14} &= \xi\eta(1+\zeta)^2 \\
 N_{15} &= \eta(1-\xi-\eta)(1+\zeta)^2
 \end{aligned}
 \tag{AB.33}$$

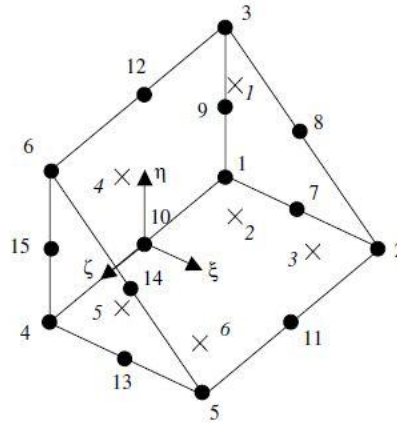


Figura AB.5.- Numeración y posición local de nodos (.) y puntos de integración (x) de elementos sólidos triangulares de 15 nodos

Integración numérica sobre volúmenes

Como en líneas y áreas, puede formularse para integración numérica sobre volúmenes como a continuación:

$$\iiint F(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i \eta_i \zeta_i) w_i \quad (\text{AB.34})$$

El programa usa la integración Gaussiana con los elementos sólidos triangulares. Para los elementos de integración sólidos triangulares de 15 nodos está basado en 6 puntos de muestra. La integración es una mezcla entre integración de 3 puntos de un elemento triangular de 6 nodos e integración de 4 puntos de un elemento cuadrilátero de 8 nodos. Los factores de posición y peso de los puntos de integración se dan en la Tabla AB.5. Ver Fig. AB.5 para la numeración local de los puntos de integración. Notar que la suma de los factores de peso es igual a 2.

Tabla AB.5.- Integración Gaussiana de 6 puntos para elementos triangulares de 15 nodos

Punto	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1	1/6	2/3	-1/3 $\sqrt{3}$	1/3
2	1/6	1/6	-1/3 $\sqrt{3}$	1/3
3	2/3	1/6	-1/3 $\sqrt{3}$	1/3
4	1/6	2/3	+1/3 $\sqrt{3}$	1/3
5	1/6	1/6	+1/3 $\sqrt{3}$	1/3
6	2/3	1/6	+1/3 $\sqrt{3}$	1/3

Derivadas de funciones de forma

Para calcular los componentes de deformación Cartesianos para desplazamientos, como el formulado en la Ec. AB.10, es necesario tomar las derivadas con respecto al sistema global de ejes (x, y, z).

$$\varepsilon = B_i v_i \quad (\text{AB.35})$$

Donde:

$$\underline{L}^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (\text{AB.36})$$

Con los elementos, las derivadas se calculan con respecto al sistema de coordenadas locales (ξ, η, ζ) . La relación entre los derivados locales y globales involucran al Jacobiano J:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (\text{AB.37})$$

Inversamente:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (\text{AB.38})$$

Las derivadas locales $\partial N/\partial \xi$, etc. Pueden derivarse fácilmente de las funciones de forma del elemento, siempre que las funciones de forma se formulen en coordenadas locales. Los componentes del Jacobiano se obtienen de las diferencias en las coordenadas nodales. El J^{-1} Jacobiano inverso se obtiene invirtiendo numéricamente J.

Los componentes de deformación Cartesianos pueden calcularse sumando todas las contribuciones nodales:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \sum_i B_i \begin{bmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{bmatrix} \quad (\text{AB.39})$$

Donde v_i son componentes de desplazamiento en el nodo i.

Cálculo de elementos de la matriz de rigidez

Los elementos de la matriz de rigidez, K^e , se calculan con la integral:

$$K^e = \int B^T D^e B dV \quad (\text{AB.40})$$

La integral se estima por integración numérica. De hecho, los elementos de la matriz de rigidez se componen de sub-matrices K_{ij}^e donde i y j son nodos locales. El proceso de cálculo de elementos de la matriz de rigidez se formula como sigue:

$$K_{ij}^e = \sum_k B_i^T D^e B_j w_k \quad (\text{AB.41})$$

APÉNDICE C

MÉTODO SIMPLIFICADO DE ESTABILIDAD DE TÚNELES

De acuerdo a los patrones de deformación generados durante la excavación de un túnel, el método advierte la posibilidad de analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, antes de la falla, mediante el mecanismo simplificado que se muestra en la figura AC.1 el cual está formado por tres prismas:

Prisma 1. Se forma adelante del frente y tiene la forma triangular de una cuña de Coulomb.

Prisma 2. Es rectangular y se apoya sobre la cuña del frente.

Prisma 3. Es rectangular y se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte.

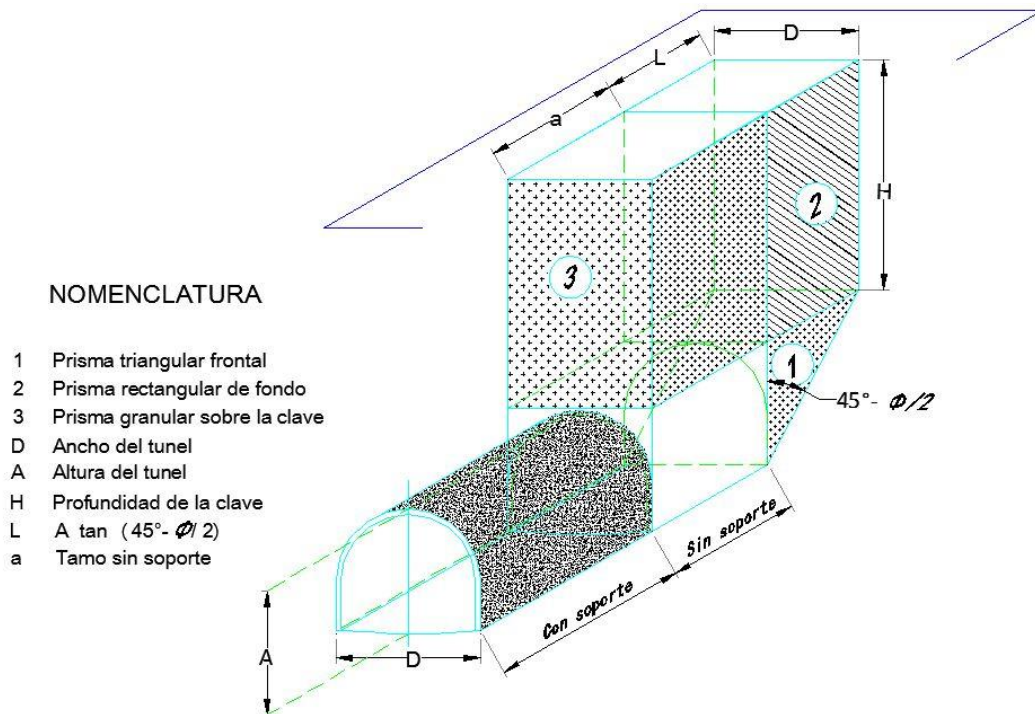


Figura AC.1.-Equilibrio del mecanismo de falla simplificado del frente

Las dimensiones de estos prismas están condicionadas por la geometría del túnel, las propiedades mecánicas del suelo y la longitud excavada sin soporte.

En el equilibrio de este mecanismo de falla del frente intervienen:

- Las fuerzas actuantes. Por una parte, las fuerzas internas, dadas por los pesos de los prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, cuya magnitud se determina fácilmente en función del volumen de los prismas y el peso volumétrico del suelo. Por otra, las fuerzas externas, que pueden o no estar presentes, como: la sobrecarga superficial producida por el peso de estructuras existentes en la superficie del terreno o por el tránsito de vehículos o maquinaria de construcción, así como las presiones interiores ejercidas sobre el frente y la clave, aplicadas por aire comprimido o por escudos de frente presurizado, o por tableros apoyados en gatos hidráulicos de capacidad conocida.
- Las fuerzas resistentes. Son derivadas de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y se desarrollan en las caras de los prismas rectangulares y en el prisma triangular, al desplazarse éstos hacia abajo. Su magnitud depende, en el caso más general, de la cohesión y ángulo de

fricción del suelo, así como de la intensidad y distribución de los esfuerzos de compresión horizontales que actúan sobre las caras de los prismas, inducidos en la masa del suelo que rodea a la cavidad, al hacer la excavación. Para valuar las fuerzas cortantes resistentes se emplean algunas hipótesis simplificadoras cuya justificación teórica se explica en el apéndice 4

Hipótesis simplificadoras

1.-La distribución de los esfuerzos inducidos por la excavación sobre las caras verticales de los prismas 2 y 3, siguen, en el caso más general de los suelos elasto-plásticos, leyes de distribución que pueden representarse, en forma simplista, por líneas rectas, como se muestra en el lado izquierdo de la fig. AC.2, la cual representa al prisma 3 sobre la clave del túnel, cuyo ancho es D y longitud a perpendicular al plano del papel.

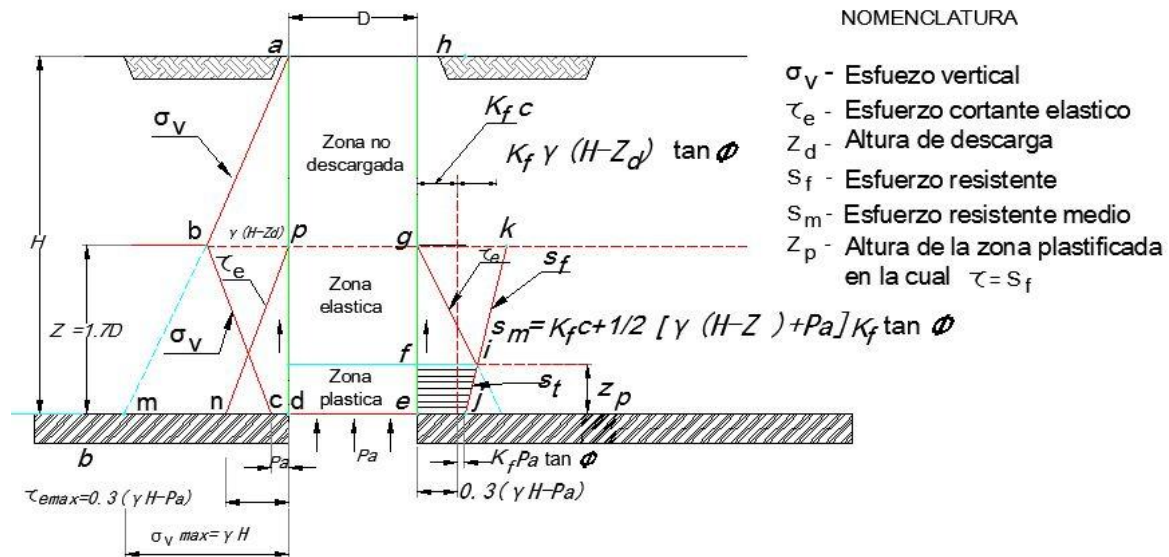


Figura AC.2.-Hipótesis de distribución de esfuerzos de acuerdo al MSET

La recta am es el diagrama de esfuerzos verticales $\sigma_v = \gamma(H-z)$, antes de la descarga de la base del prisma por el avance de la excavación; en ese momento, el máximo esfuerzo vertical se produce en el punto m que está en la base del prisma y vale $\sigma_{vmax} = \gamma H$. Al avanzar la excavación se produce la descarga de la base del prisma. Suponiendo que se emplea en el túnel una presión interior igual a p_a , el diagrama de esfuerzos verticales se reduce según la recta cb que intercepta a la am en el punto b , cuya altura $Z_d = 1.7D$; en este punto, el esfuerzo es $\sigma_v = \gamma(H-Z_d)$, mientras que en la base del prisma es $\sigma_v = p_a$. La altura Z_d marca la zona de descarga dentro de la cual se distribuyen los efectos de la descarga $\sigma_d = (\gamma H - p_a)$, cuya influencia disminuye linealmente con la altura z sobre la base, hasta anularse en Z_d . En la zona que se encuentra arriba de Z_d se desarrollan, a lo largo de la cara del prisma de suelo, esfuerzos cortantes paralelos al plano de la cara, cuya magnitud varía linealmente desde cero en el punto p hasta un máximo $\tau_{max} = 0.3(\gamma H - p_a)$ en el punto n , en la base del prisma. Esta distribución lineal se considera válida cuando los esfuerzos cortantes τ_e no exceden la resistencia al corte del suelo en ningún punto de la cara del prisma; en esta condición, el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

En cambio, si en alguna zona de la parte inferior de la cara del prisma los esfuerzos elásticos τ_e son mayores que la resistencia al corte, el suelo entrará en equilibrio plástico en esa zona; entonces la distribución de esfuerzos cortantes se modifica como indica el diagrama del lado derecho de la figura 67. En este diagrama, la línea jk representa la distribución de los esfuerzos resistentes s_f , calculados a partir del diagrama de esfuerzos verticales indicados por la línea quebrada abc del lado izquierdo de la figura; la resistencia al corte máxima está representada por la abscisa gk y vale $s_{fmax} = K_f c + K_f \gamma(H -$

Zd) $\tan\phi$. La línea g_i es igual al diagrama de esfuerzos cortantes elásticos del lado izquierdo e intercepta al diagrama de resistencias en el punto i; arriba de este punto, los cortantes elásticos son menores que las resistencias, por lo cual se tiene equilibrio elástico, mientras que debajo del punto i, ambos esfuerzos son iguales y el equilibrio elástico, mientras que debajo del punto i, ambos esfuerzos son iguales y el equilibrio es plástico. La altura Z_p marca el límite superior de la zona plástica.

La altura Z_d es 1.7 veces el diámetro o ancho D del túnel. Aunque este valor es teóricamente aceptable hasta una longitud del avance sin soporte a igual a un diámetro D , su valor teórico se incrementa con la longitud del avance, según la teoría de la elasticidad; sin embargo, los resultados de mediciones en modelos a escala en los que la falla se produce por plastificación del suelo circundante al túnel (Ovando, 1995), indican que Z_d se mantiene prácticamente constante en un valor igual a $1.7D$ hasta longitudes del avance sin soporte de $5D$.

Esfuerzos cortantes resistente

Suponiendo que en las caras verticales de los prismas se desarrollara una condición de falla sin cambiar los esfuerzos verticales elásticos σ_v , los esfuerzos cortantes resistentes, actuando en los planos verticales hasta la altura Z , están expresados por la siguiente ecuación.

$$s_f = K_f c + K_f \sigma_v \tan\phi \quad (\text{AC.1})$$

En la que:

s_f esfuerzo cortante resistente sobre las caras verticales de los prismas
 K_f es un coeficiente cuyo valor es una función del ángulo de fricción interna, dado por la expresión:

$$K_f = \frac{1 - \tan^2\phi}{1 + \tan^2\phi} \quad (\text{AC.2})$$

σ_v esfuerzo de compresión vertical actuante a lo largo de la cara del prisma, cuyo valor varía desde p_a en la base del prisma, hasta $\gamma(H-Z_d)$
 c cohesión del suelo, determinada por la ordenada al origen de la envolvente de Mohr, obtenida en pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes con humedad natural
 ϕ ángulo de fricción interna obtenido de la misma envolvente ya mencionada.

La fuerza resistente desarrollada por el prisma triangular del frente (prisma 1) es igual a su capacidad de carga, dada por la expresión:

$$q = \left(2.7c_1 \sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma_1 D \right) \quad (\text{AC.3})$$

Siendo $K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$ y p_f la presión aplicada en el frente de la excavación.

Factor de seguridad del frente

La estabilidad del mecanismo de falla del frente que muestra la figura 66 se analiza estableciendo la relación entre las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de excavación. En la figura 68 se muestra una sección longitudinal del túnel con el conjunto de prismas que integran el mecanismo de falla y todas las fuerzas que pueden intervenir en su equilibrio.

El factor de seguridad se expresa como la relación entre las sumas de los momentos de las fuerzas resistentes y de los momentos de las fuerzas actuantes, tomados respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O y es perpendicular al eje del túnel; así se tiene:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (\text{AC.4})$$

Donde:

FS factor de seguridad
 ΣMr suma de los momentos de las fuerzas resistentes
 ΣMa suma de los momentos de las fuerzas actuantes

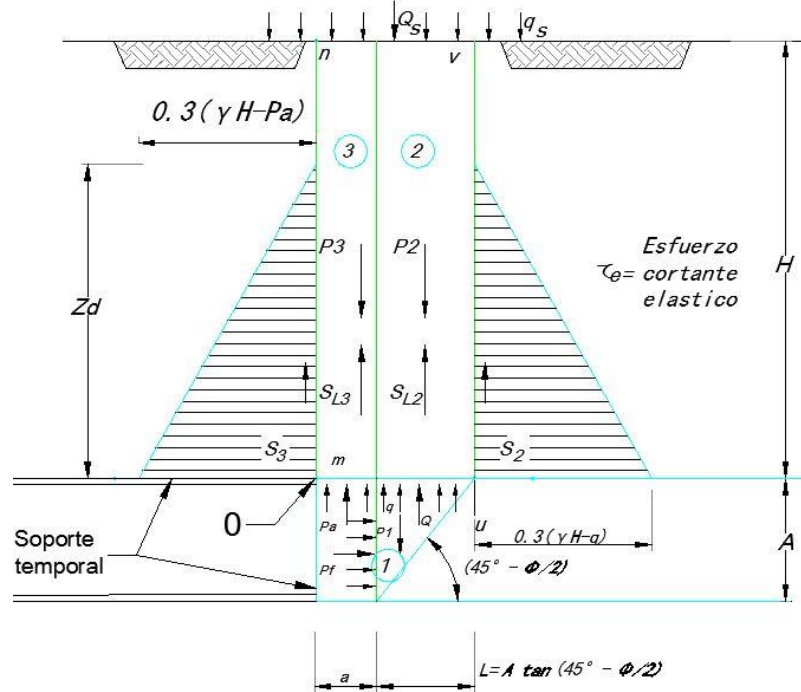


Figura 68.-Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado del equilibrio de frente

Sistema de fuerzas

Fuerzas actuantes (P_1 , P_2 , P_3 , Q_s , P_a y P_f). Se deben al peso de los tres prismas que integran el mecanismo de falla, a la sobrecarga superficial, a la presión radial interior y a la presión aplicada al frente; en la tabla 2.1 se anotan los valores de las fuerzas y sus momentos respecto del punto 0.

Fuerzas resistentes del suelo (S , $2S$, S , $2S$, y Q). Son las que se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa. La fuerza resistente Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente 1; ésta puede estimarse aplicando la solución de Meyerhof (Terzaghi, 1942) para la capacidad de carga de una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical.

En la tabla AC.1 se anotan las expresiones algebraicas de cada una de las fuerzas y de sus momentos.

Ecuación general de la estabilidad

La ecuación general de la estabilidad del túnel se obtiene sustituyendo en la expresión 4 los momentos actuantes y resistentes de la tabla AC.1. Así:

$$FS = \frac{s_{m2}Z_dD(a+L) + 2s_{m2}Z_dL\left(a + \frac{L}{2}\right) + s_{m3}Z_d a^2 + q_sLD\left(a + \frac{L}{2}\right)}{\frac{1}{2}\gamma_1ALD\left(a + \frac{L}{3}\right) + \gamma_2LDH\left(a + \frac{L}{2}\right) + \frac{1}{2}(\gamma_3H - P_a)Da^2 + \frac{1}{2}q_sD(a+L)^2 - \frac{1}{2}p_fDA^2} \quad (AC.5)$$

En esta expresión aparecen en forma explícita los factores que determinan la estabilidad:

- Características geométricas del túnel, dadas por la profundidad a la clave, el ancho y la altura de la sección de excavación (H , D y A)
- Propiedades del suelo, definidas por la resistencia al esfuerzo cortante y el peso volumétrico (c , ϕ y γ).

- Procedimiento constructivo, caracterizado por la longitud de avance (a), la presión de apoyo de la clave proporcionada por un escudo o soporte (p_a), y en su caso, la presión de estabilización del frente (p_f).
- Magnitud de sobrecargas en la superficie (q_s).

Tabla AC.1.-Sistema de fuerzas del mecanismo de falla

	FUERZAS	MOMENTOS
A C T U A N T E S	$P_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 ALD$ $P_2 = \gamma_2 LDH$ $P_3 = \gamma_3 aDH$ $Q_s = q_s(a + L)D$ $P_a = p_a aD$ $P_f = p_f AD$	$M_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 ALD(a + \frac{L}{3})$ $M_2 = \gamma_2 LDH(a + \frac{L}{2})$ $M_3 = \frac{1}{2} \gamma_3 Dha^2$ $M_s = \frac{1}{2} q_s D(a + L)^2$ $M_a = \frac{1}{2} p_a Da^2$ $M_f = \frac{1}{2} p_f DA^2$
R E S I S T E N T E S	$S_2 = S_{m2} Z_d D$ $S_{l2} = 2S_{m2} Z_d L$ $S_3 = S_{m3} Z_d D$ $S_{l3} = 2S_{m3} Z_d a$ $Q = (2.7c_1 \sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma_1 A)LD$	$M_{s2} = S_{m2} Z_d D(a + L)$ $M_{sl2} = 2S_{m2} Z_d L(a + \frac{L}{2})$ $M_{s3} = 0$ $M_{sl3} = S_{m3} Z_d a^2$ $M_q = (2.7c_1 \sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma_1 A)LD(a + \frac{L}{2})$

Túneles en suelos puramente cohesivos (arcillas saturadas) y con escudo de frente a presión

En túneles excavados en suelos puramente cohesivos, ejemplificados por las arcillas saturadas, donde la resistencia al corte puede considerarse razonablemente constante dentro del periodo de construcción.

La resistencia al corte de una arcilla saturada sometida a esfuerzos de corta duración (condiciones no drenadas) puede representarse por un parámetro de cohesión $s=c$ y un ángulo $\phi=0$; la cohesión varía linealmente con la profundidad en depósitos de arcillas normalmente consolidadas bajo su propio peso; sin embargo para fines de cálculo, c puede considerarse constante e igual al promedio de las resistencias de los estratos de suelos comprendidos entre la base del túnel y la altura Z_d .

Para $s=c$ y $\phi=0$, se deduce que:

$$K_f = 1, \quad s_{m2} = s_{m3} = c_2 \text{ (ponderada en } Z_d) \text{ y } L=A$$

La construcción de túneles en arcillas de consistencia blanda a media requiere, generalmente, el empleo de un escudo de frente cerrado, que permite aplicar una presión p_f para estabilizar el frente. Cuando se emplea un escudo, la longitud sin soporte $a=0$. En este caso, el factor de seguridad general correspondiente al factor de seguridad del frente F_{sf} y la ecuación 5 queda entonces:

$$FS = \frac{\frac{4c_2 Z_d}{D} + q}{\frac{\gamma_1 D}{3} + \gamma_2 H + q_s - p_f \left(\frac{\pi}{4}\right)} \quad (\text{AC.6})$$

Para túnel profundo ($H \geq 1.7D$), $Z_d/D = 1.7$

Para túnel somero ($H < 1.7D$), $Z_d = H$

Para el resto de los cálculos:

$sm1 = c1$ (ponderada en D), $\gamma_3 = \gamma_2$ (ponderado en H), γ_1 (ponderado en D), γ :

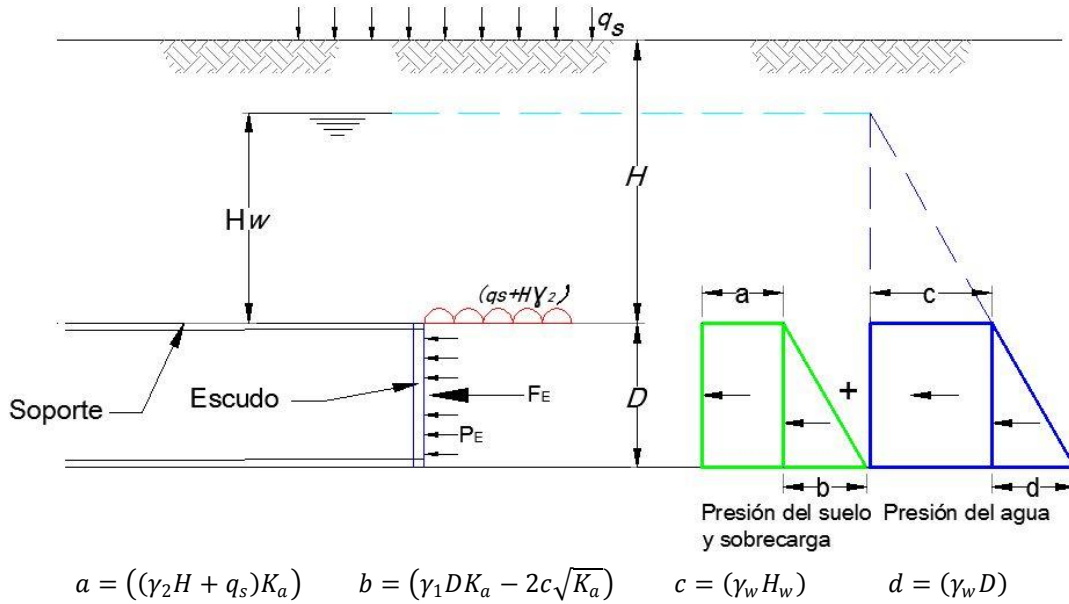


Figura 69.-Cálculo de empuje activo frente al escudo

$$F_E = D((\gamma_2 H + q_s) K_a) + \frac{D}{2}(\gamma_1 D K_a - 2c\sqrt{K_a}) + D(\gamma_w H_w) + \frac{D}{2}(\gamma_w D) \quad (\text{AC.7})$$

$$P_E = \frac{4F_E}{\pi D^2} \quad (\text{AC.8})$$

Donde:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{AC.9})$$

Las ecuaciones anteriores nos sirven calcular analíticamente cual es la presión activa que ejerce el suelo en la cara del escudo durante el corte. F_E es la fuerza de empuje activo del suelo y P_E es la presión aplicable al área circular del escudo, así como K_a que es el coeficiente de presión activa suelo, la cual está en función del ángulo de fricción efectiva del suelo obtenida de pruebas triaxiales CU.

Factores de seguridad aplicables

El factor de seguridad FS calculado de acuerdo con la ecuación general o cualquiera de sus simplificaciones, es una medida relativa del nivel de esfuerzos inducidos por la excavación del frente con respecto de la resistencia al corte del suelo.

Los diagramas de resistencia al corte, s , y de esfuerzos cortantes τ , que desarrollan desde la descarga, muestran que para evitar la plastificación del suelo, es necesario que su resistencia al corte al nivel de la clave, s_c sea igual o mayor que el máximo esfuerzo cortante inducido: $s_c > 0.3\gamma H$. El factor de seguridad asociado a esta condición puede obtenerse comparando las áreas de los diagramas de esfuerzos; así se tiene que, cuando la presión vertical en la base del prisma de la clave es nula y la cohesión del suelo es tal que $K_{rc} > 0.3\gamma H$, el suelo se encuentra trabajando en el intervalo elástico en cualquier punto de las caras del prisma; en tal caso, el factor de seguridad $FS > 2$. Conforme FS disminuye, se genera la plastificación del suelo a lo largo de las caras del prisma, condición que solo es admisible en suelos elasto-plásticos.

Conforme a lo anterior, es preferible realizar la excavación, en un suelo cuya estabilidad nos indique un $FS > 2$.

Por su baja permeabilidad, las arcillas saturadas mantienen su cohesión no drenada durante el proceso de excavación y colocación del soporte primario y/o definitivo, siempre que el valor de la resistencia cohesiva del suelo permita alcanzar un factor de seguridad aceptable.

Puesto que en estos suelos, la resistencia al corte no drenada no sufre cambios substanciales a corto plazo, el equilibrio de la masa del suelo puede expresarse en términos de esfuerzos totales y todas las ecuaciones hasta aquí obtenidas son directamente aplicables al análisis de la estabilidad de frente el túnel.

APÉNDICE D

EQUILIBRIO DEL MECANISMO DE FALLA DEL FRENTE DEL TÚNEL DEL MSET

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL MECANISMO DE FALLA

La magnitud de las fuerzas resistentes que se desarrollan sobre las caras verticales de los prismas rectangulares del mecanismo de falla del frente es una función de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; pero la resistencia al corte, a su vez, es una función de la cohesión c , el ángulo de fricción interna ϕ y el esfuerzo normal al plano de falla σ_n , expresada en su forma más general por la ecuación de Coulomb:

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{AD.1})$$

En el caso de las arcillas saturadas, debido a su baja permeabilidad, la resistencia al corte, puede considerarse constante durante el proceso de excavación al frente; su valor se determina mediante pruebas de compresión triaxial no drenadas, cuya envolvente de falla (envolvente de Mohr) es una recta horizontal, como se muestra en la figura AD.1, por lo cual la resistencia al corte de las arcillas saturadas se representa por la ecuación $s=c$. Es decir que, la resistencia de los suelos puramente cohesivos está dada por la ordenada al origen de la envolvente de falla y es independiente al esfuerzo normal σ_n .

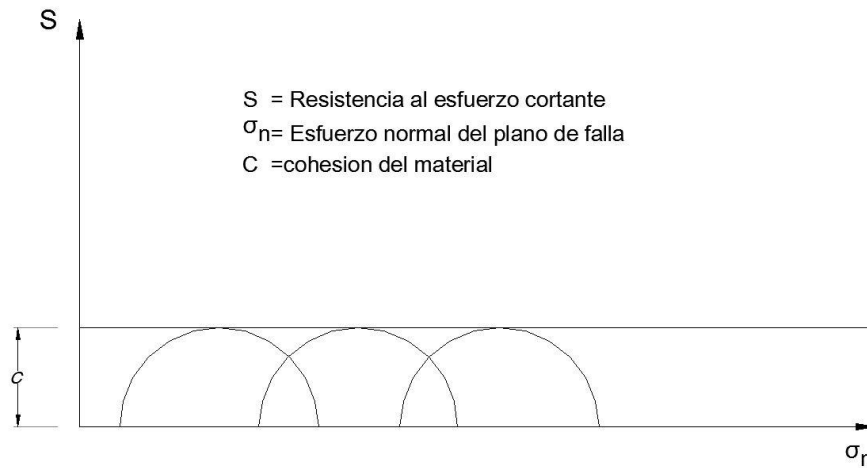


Figura AD.1.- Envolvente de Mohr para arcillas saturadas

En cambio, en los suelos cohesivos friccionantes, representados por las mezclas de limo y arena, cuando están parcialmente saturados o cementados, la envolvente de falla, obtenida en la prueba triaxial no drenada, es una recta inclinada, como la indicada en la figura AD.2, según la cual, la resistencia al corte se expresa por la ecuación de Coulomb.

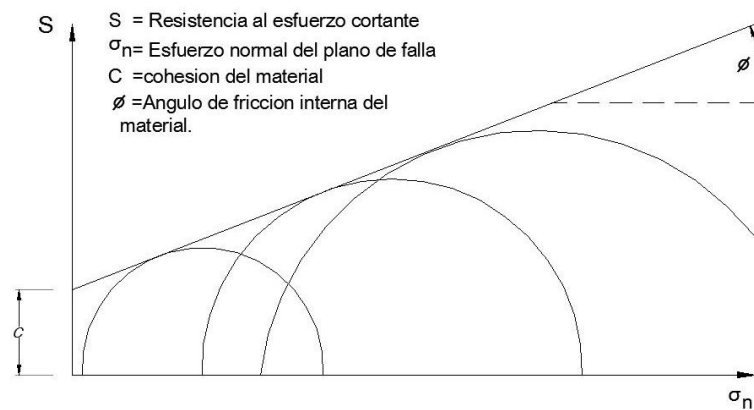


Figura AD.2.- Envolvente de Mohr para suelos cohesivos friccionantes

Esto indica que la resistencia de los suelos cohesivo-friccionantes una función del esfuerzo normal al plano de falla. Puesto que el estado de esfuerzos en la masa de suelo que rodea al frente varía durante el proceso de excavación, es necesario evaluar la magnitud y distribución de los esfuerzos inducidos por la excavación en las caras verticales de los prismas del mecanismo de falla.

ESFUERZOS EN LAS CARAS DEL PRISMA DE LA CLAVE

Por ahora no se dispone de una solución rigurosa para analizar el estado de esfuerzos tridimensional alrededor del frente de túnel. A continuación se describe un método aproximado en el que se consideran dos casos:

- Cuando los esfuerzos cortantes en el plano de falla están dentro del intervalo elástico de la curva esfuerzo-deformación obtenida de la prueba triaxial que se presenta en la figura AD.3.
- Cuando los esfuerzos cortantes que actúan en el plano de falla alcanzan el rango del comportamiento plástico del suelo.

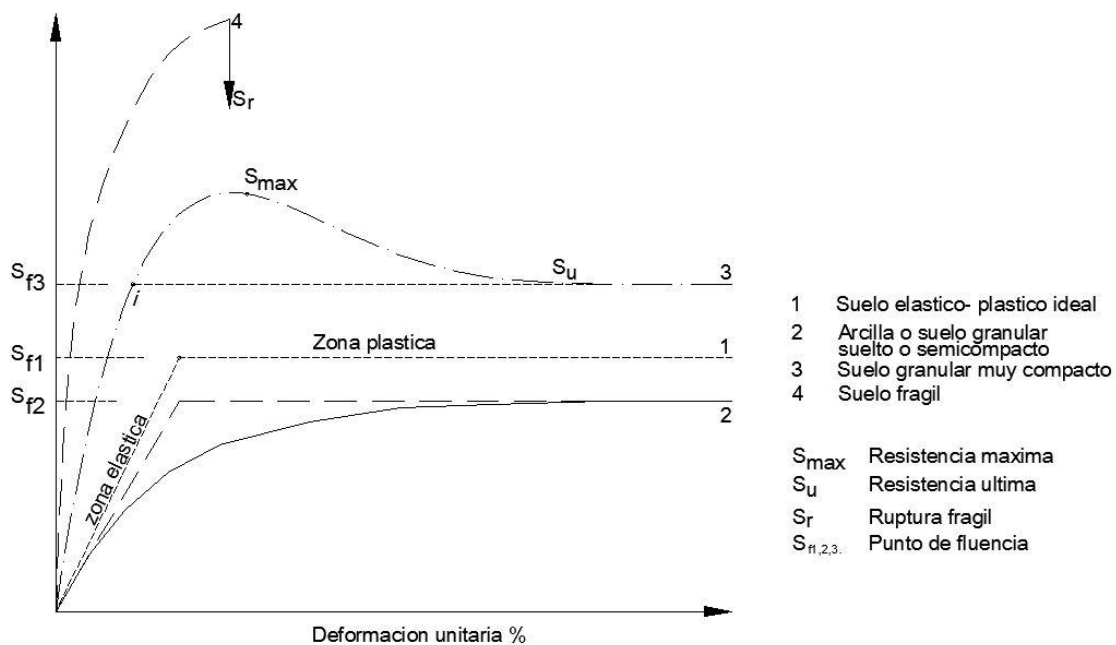


Figura AD.3.- Curvas esfuerzo-deformación típicas

Para simplificar el análisis, se considerará inicialmente que el túnel se encuentra arriba del nivel de aguas freáticas, en cuyo caso no existen fuerzas de infiltración (tomando en cuenta que para suelos cohesivos saturados pueden ser considerados únicamente los esfuerzos totales, debido a que la excavación se realiza en un lapso lo suficientemente corto como para que las propiedades del suelo se mantengan).

Equilibrio en el intervalo elástico

Cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por la excavación del túnel se encuentran dentro de la zona ascendente, aproximadamente lineal, de la curva esfuerzo-deformación, se dice que el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

La distribución de los esfuerzos en las caras verticales del prisma de la clave desarrollados durante el proceso de excavación del frente puede analizarse, de manera aproximada, mediante el modelo elástico representado en la figura AD.4, el cual simula el prisma 3 de la clave en el mecanismo de falla simplificado; considerando que en el plano horizontal que pasa tangente a la clave del túnel existe,

antes de la excavación, una losa de concreto imaginaria, rígidamente apoyada, como indican las figuras AD.4a y AD.5.

Suponiendo que el bloque de tierra que descansa sobre la losa sea de un material homogéneo elástico e isótropo, los esfuerzos efectivos iniciales en la masa del suelo, antes de la excavación del túnel, se deben solamente a su peso propio; para un punto cualquiera, a una altura z sobre el plano de la losa, estos esfuerzos están dados por las siguientes expresiones:

$$\text{Para la presión vertical} \quad \sigma_{vo} = \gamma(H - z)$$

$$\text{Para la presión horizontal} \quad \sigma_{ho} = K_o \gamma(H - z)$$

Donde γ , es el peso volumétrico del suelo y $K_o = \sigma_{ho} / \sigma_{vo}$, la relación de Rankine para esfuerzos principales en el estado natural de reposo del suelo.

En la figura AD.4b, se muestra la variación lineal de ambos esfuerzos con la altura z . A la profundidad de la losa el esfuerzo vertical inicial es $\sigma_{vo} = \gamma H$. Supóngase que en la losa se corta una ranura siguiendo el perímetro del cuadrado de lado D , según las figuras AD.4b y AD.5 y que en el área del cuadrado se mantiene una presión vertical ascendente $P_{ai} = \gamma H$, de manera que no se altere el estado de esfuerzos iniciales. En la masa de suelo se forma un prisma virtual, $mnqp$, cuya base es la placa cuadrada cortada en la losa. Este prisma es semejante al que se formaría sobre la clave de un túnel al avanzar la excavación. Supóngase que se hace disminuir la presión ascendente inicial P_{ai} , que da apoyo a la base del prisma de suelo, en una cantidad σ_d , tal que la nueva presión de apoyo esté dada por:

$$P_a = P_{ai} - \sigma_d = \gamma H - \sigma_d \quad (\text{AD.2})$$

De donde la descarga es:

$$\sigma_d = \gamma H - P_a \quad (\text{AD.3})$$

La descarga σ_d producirá una disminución de los esfuerzos σ_{vo} y σ_{ho} a lo largo de las caras del prisma de suelo y desarrollará un esfuerzo cortante τ_e , como se ilustra en la figura AD.4c. El nuevo estado de esfuerzos puede estimarse con base en la teoría de la elasticidad considerando a la descarga $-\sigma_d$ como un esfuerzo de tensión superpuesto al estado inicial de esfuerzos.

Aplicando a la base del prisma cuadrado una tensión uniforme $-\sigma_d$ se generan en la masa de suelo esfuerzos verticales de tensión $-\sigma_{dz}$ que decrecen con la altura z y cuya distribución en la superficie lateral del prisma, sobre el eje vertical pq , se muestra en la figura AD.1d; en ella se observa, que a una altura $Z_d = 1.7D$, el esfuerzo vertical $-\sigma_{dz}$ vale aproximadamente $-0.1\sigma_d$. Esto implica que, arriba de esta altura Z_d , la influencia de la tensión $-\sigma_d$ aplicada en la base del prisma es despreciable.

Suponiendo los diagramas de esfuerzos verticales de las figuras AD.4d y AD.4b, se obtiene la figura AD.4f en la que se observa, que la diferencia $\sigma_{vo} - \sigma_{dz} = \sigma_{ve}$ representa la distribución del esfuerzo vertical remanente σ_{ve} , a lo largo de la cara pq del prisma de la clave, después de aplicada la descarga.

En cuanto a la magnitud de los esfuerzos cortantes elásticos τ_e , que se desarrollan a lo largo del eje de referencia pq , en el diagrama AD.4e se muestra su variación con la vertical, expresada como una fracción de σ_d ; se observa que el máximo valor del esfuerzo cortante se produce en la parte inferior del prisma y vale $\tau_e = 0.32\sigma_d$. Puede verse también que, a la altura Z_d , el esfuerzo τ_e vale $0.05\sigma_d$, que es una magnitud prácticamente despreciable.

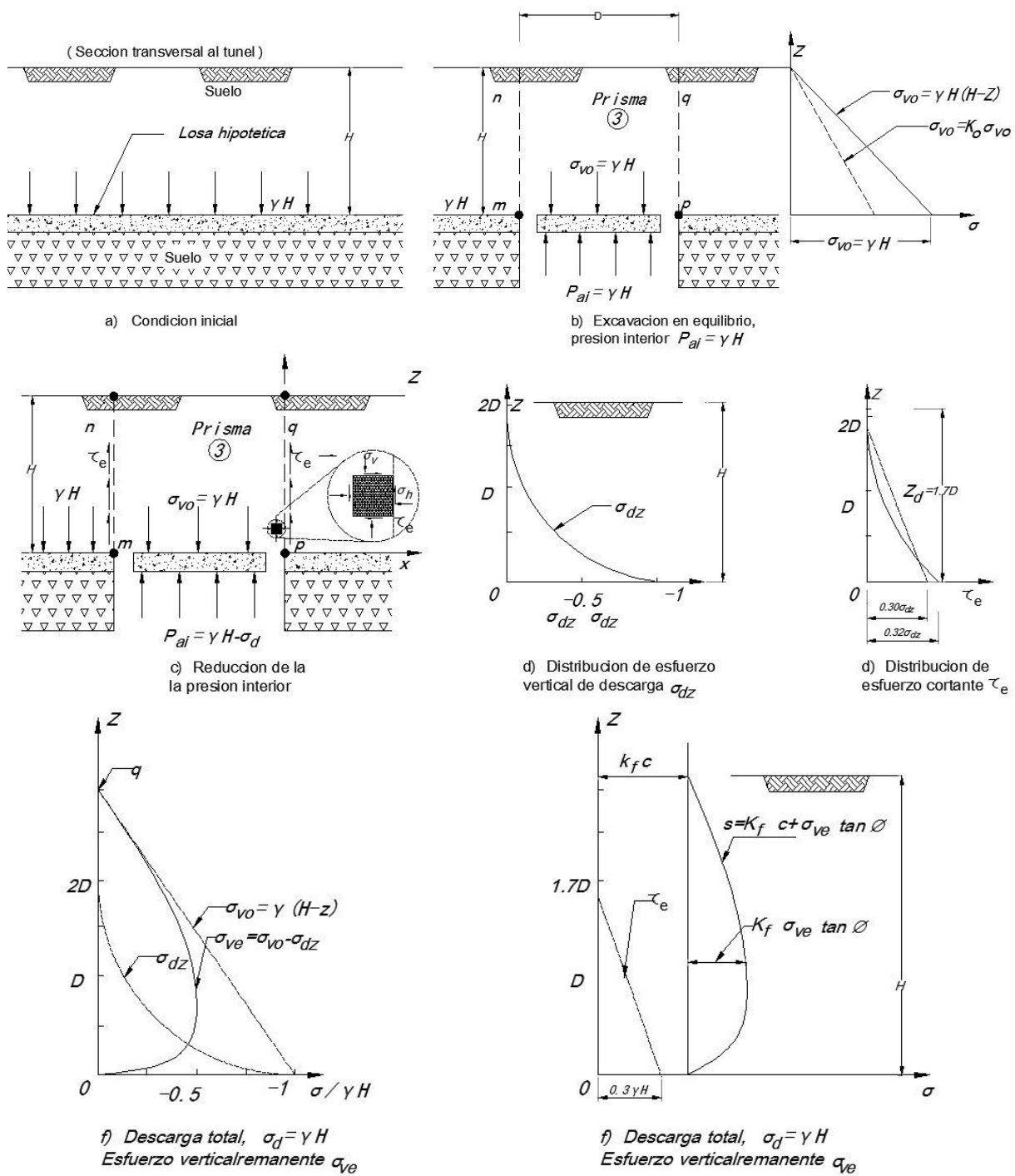


Figura AD.4.- Diagramas de esfuerzos elásticos en el prisma de la clave

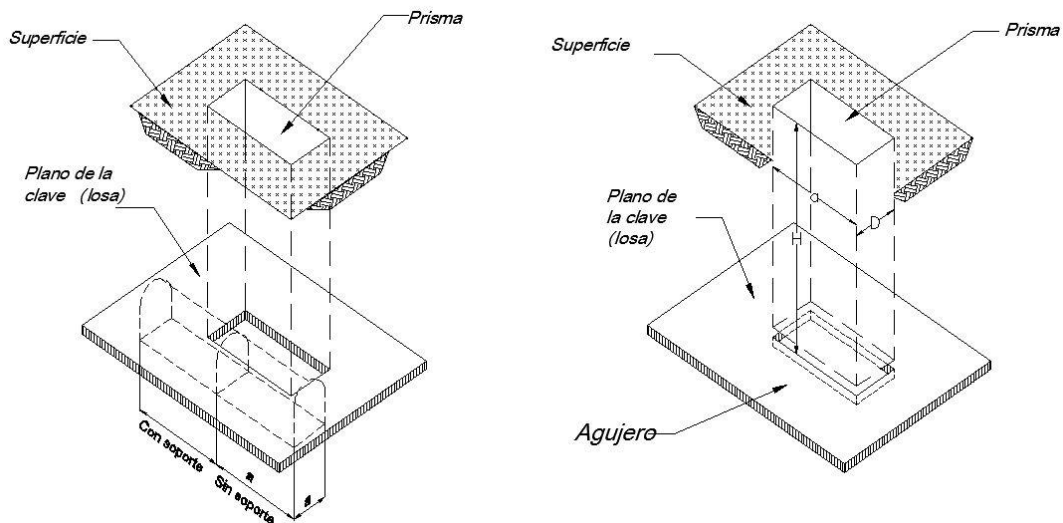


Figura AD.5.- Geometría del prisma rectangular de la clave

Lo anterior significa que los esfuerzos cortantes inducidos por la descarga σ_d que actúa en la base del prisma, solamente afectan al suelo que se encuentra dentro de la altura $Z_d = 1.7D$; arriba de esta altura los esfuerzos son despreciables. Para simplificar el manejo algebraico posterior, se puede sustituir, sin error apreciable, el diagrama curvo de cortantes de la figura AD.4e, por una línea recta, formando un triángulo cuya base $\tau_{max} = 0.3\sigma_d$ y su altura es $1.7D$. De acuerdo con la ecuación AD.3, puede escribirse:

$$\tau_{max} = 0.3(\gamma H - P_a) \quad (AD.4)$$

El esfuerzo cortante natural inicial, en los planos verticales del prisma, antes de la descarga, se puede admitir como nulo, por que inicialmente estos son los planos principales; por ello, el esfuerzo cortante final τ es solamente el inducido por el esfuerzo de descarga σ_d .

Volviendo nuevamente a la figura AD.5, se observa que, en el caso más general, el prisma 3 de la clave del túnel tiene base rectangular cuyo ancho es D y cuya longitud puede variar de cero a infinito; mientras que el razonamiento anterior se refiere al caso particular de un prisma de base cuadrada. Sin embargo, esto no parece ser un motivo de error substancial, ya que, por una parte, un análisis más riguroso del equilibrio de una galería circular, de longitud infinita dada por la teoría de la elasticidad muestra que la distribución de esfuerzos es similar a la que se considera en el modelo de la figura AD.4 y por la otra, los resultados obtenidos del ensayo de modelos a escala lo confirman, razonablemente bien, las hipótesis simplificadoras aquí consideradas. (Kimura y Mair, 1981).

Considerando a las caras verticales del prisma como planos de posible deslizamiento, de acuerdo con el mecanismo de falla propuesto, los esfuerzos cortantes resistentes que pueden desarrollarse en ellos se expresan según la ecuación de Mohr-Coulomb, para suelo cohesivo-friccionante, figura AD.6.

$$s_f = c + \sigma_n \tan \phi \quad (AD.5)$$

Donde:

- s_f Esfuerzo cortante máximo (resistencia) en el plano de falla representado por el punto F en el diagrama de Mohr.
- c Cohesión del suelo, dada por la ordenada al origen de la envolvente de Mohr.
- σ_n Esfuerzo de compresión normal al plano de falla F.
- ϕ Ángulo de fricción interna del suelo determinado por la envolvente de falla de Mohr.

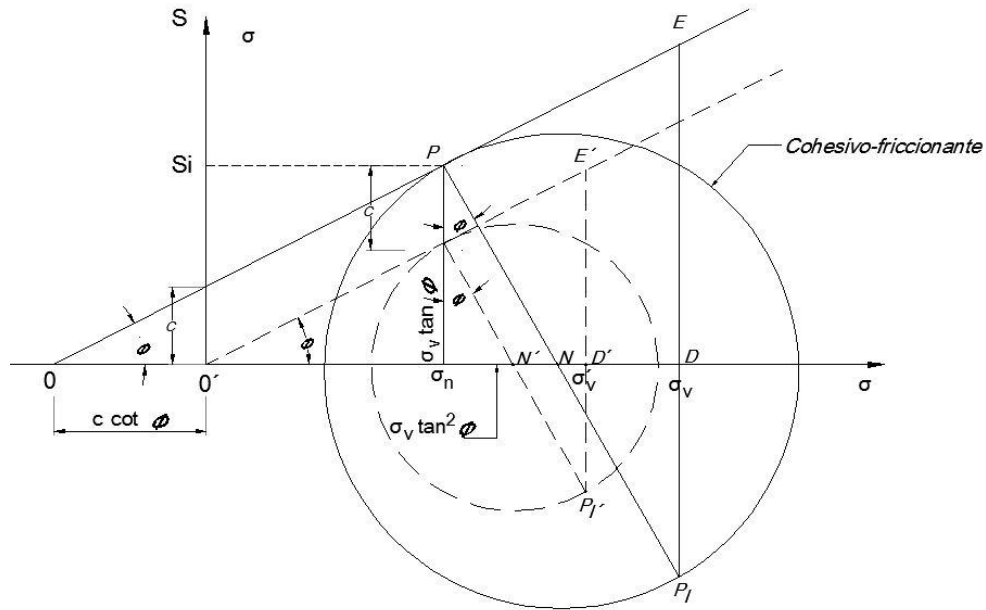


Figura AD.6.- (a) esfuerzos en un punto del plano vertical f-f de la zona plástica en el prisma deslizante de la clave. (b) diagramas de Mohr para un plano vertical f-f de la zona plástica (a).

Expresando la resistencia al corte s_f en función del esfuerzo de compresión vertical σ_v que actúa en el plano horizontal conjugado, se tiene:

$$s_f = K_f(c + \sigma_v \tan \phi) = K_f c + K_f \sigma_v \tan \phi \quad (\text{AD.6})$$

EL factor de fricción K_f es una función del ángulo de fricción interna del suelo, dada por la ecuación:

$$K_f = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} = \frac{\sigma_n}{\sigma_v} \quad (\text{AD.7})$$

Donde:

σ_{nf} Es el esfuerzo normal al plano de falla, en un suelo friccionante puro ($c=0$), figura AD.6a.

σ_{vf} Esfuerzo vertical conjugado, para la misma envolvente del suelo friccionante puro, figura AD.6b.

La figura AD.6b muestra dos envolventes de falla de Mohr; la recta $O'F'$ corresponde a un suelo friccionante puro, en el que $c=0$. Pasa por el origen y forma un ángulo ϕ con el eje horizontal. El círculo punteado con centro en N' , es tangente a la envolvente en el punto P' , que representa el plano vertical de falla f-f en la figura AD.6a, en el cual el esfuerzo normal es σ_n y el tangencial $\tau=s'_f$, que es igual a la resistencia al corte del suelo.

$$s_f = \sigma_n \tan \phi \quad (\text{AD.8})$$

El esfuerzo vertical σ'_v es la abscisa del punto $P'1$, que se representa al plano horizontal conjugado del plano de falla. De este diagrama de esfuerzos puede escribirse la siguiente igualdad geométrica:

$$\sigma_v = \sigma_n + 2\sigma_n \tan^2 \phi = \sigma_n \left(1 + \frac{2\sin^2 \phi}{\cos^2 \phi} \right) \quad (\text{AD.9})$$

De aquí:

$$\sigma_v = \sigma_n \left(\frac{1 + \sin^2 \phi}{1 - \sin^2 \phi} \right) \quad (\text{AD.10})$$

Finalmente:

$$\frac{\sigma_{nf}}{\sigma_{vf}} = K_f = \frac{1 - \tan^2 \phi}{1 + \tan^2 \phi} \quad (\text{AD.11})$$

La línea OF de la figura AD.6b, es la envolvente de un suelo cohesivo-friccionante, con el mismo ángulo de fricción ϕ y con una ordenada al origen c que representa la cohesión. Considerando que el esfuerzo normal σ_n tenga el mismo valor que para el círculo del suelo friccionante puro, el círculo de Mohr correspondiente a la envolvente OF será tangente a ella en el punto P y su centro será el punto N. Por semejanza de triángulos O'D'E' y ODE se puede escribir la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_v} = \frac{ccot\phi + \sigma_n}{ccot\phi + \sigma_v} = K_f \quad (\text{AD.12})$$

Multiplicando por $\tan\phi$

$$\frac{c + \sigma_n \tan\phi}{c + \sigma_v \tan\phi} = K_f \quad (\text{AD.13})$$

$$s_f = K_f(c + \sigma_v \tan\phi) = K_f c + \sigma_v K_f \tan\phi \quad (\text{AD.14})$$

Con base en esta ecuación que expresa el valor de la resistencia s_f en el plano de falla para un suelo cohesivo-friccionante, en función del esfuerzo vertical σ_v , la relación K_f y la cohesión del suelo c , se obtiene el diagrama de la figura AD.4g que muestra la variación de la resistencia al corte con la altura z , en el plano potencial de falla, que es la cara vertical del prisma de falla. A partir del diagrama de esfuerzos verticales σ_{ve} se calcula y dibuja la curva de esfuerzos resistentes de la figura AD.4g.

El factor de seguridad contra deslizamiento del prisma se obtiene comparando el área del diagrama de resistencias s_f , hasta la altura Z_d , con el área del diagrama de esfuerzos cortantes elásticos τ_e .

Para simplificar el análisis, con apoyo en los conceptos de los párrafos anteriores, se obtienen los diagramas simplificados de cortantes y resistencias que se generan en las caras del prisma de la clave de un túnel al avanzar la excavación del frente; se pueden presentar dos casos:

- 1) Que por el procedimiento de excavación se deje sin apoyo al prisma de la clave, $p_a=0$.
- 2) Que se mantenga en la base del prisma una cierta presión de apoyo, p_a .

Túnel excavado sin apoyar el prisma de la clave

En la figura AD.7a se muestra la condición de descargas total del prisma de la clave, lo que significa que el diagrama del esfuerzo vertical σ_{vo} cambia de la ley lineal inicial ob a la curva oad. En cuanto al esfuerzo cortante τ_e , su valor inicial es nulo y el final es aproximadamente lineal, representada por la recta hj. Todo este desarrollo supone que la masa de suelo se encuentra en equilibrio elástico, lo que implica necesariamente que la resistencia cohesiva del suelo sea mayor que el máximo esfuerzo cortante; es decir que $K_f c > 0.3\gamma H$, como muestra la recta pm de la figura AD.7a.

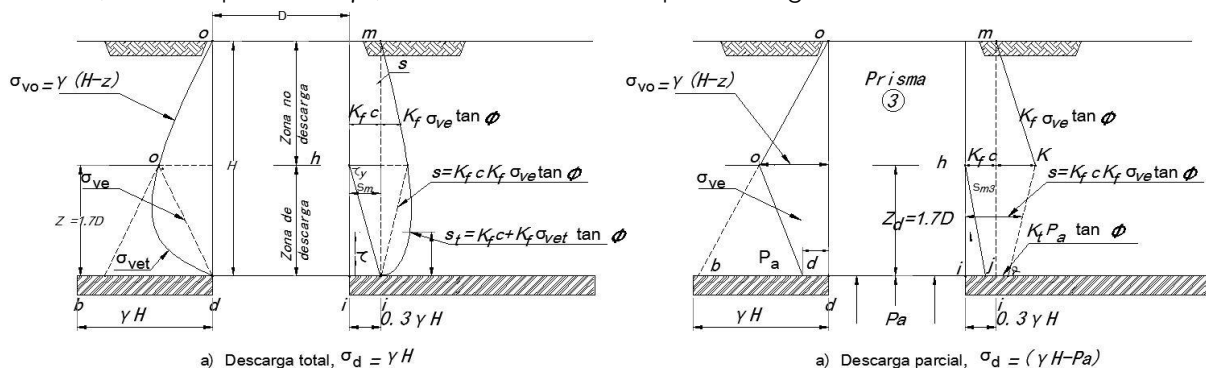


Figura AD.7 Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en las caras del prisma de la clave para el caso elástico

Obsérvese en la figura que los esfuerzos iniciales del suelo son modificados por la descarga de la base del prisma solamente hasta la altura Z_d , por lo que a esta zona de disminución de esfuerzos se le denomina zona de descarga, mientras que en el suelo que se encuentra arriba de Z_d , no se alteran los esfuerzos naturales, por lo que se le denomina zona no descargada. En la figura AD.7a, se pueden introducir simplificaciones para definir el valor medio de la resistencia al corte S_{m3} , que se desarrolla a lo largo de la cara del prisma 3. El esfuerzo vertical σ_{vea} , obtenido mediante la teoría de la elasticidad, está representado por la curva ad, al cual se puede sustituir por la recta ad, que daría valores menores del esfuerzo vertical σ_{ve} y por ello quedaría del lado de la seguridad.

Aceptando que $\sigma_{ve} = \sigma_v$ y sustituyendo en la ecuación AD.2, se tendría que el valor medio de la resistencia desarrollada en las caras del prisma, hasta la altura Z_d sería, $S_{m3} = K_f c + 0.5 K_f \sigma_{vea} \tan \phi$, donde σ_{vea} es el valor del esfuerzo vertical en el punto a, el cual a su vez está dado por:

$$\sigma_{vea} = \gamma(H - Z_d) \quad (AD.15)$$

De aquí se derivan los siguientes casos:

Túnel profundo ($H > 1.7D$); la resistencia media del suelo es:

$$S_{m3} = K_f c + 0.5 K_f \gamma(H - Z_d) \tan \phi \quad (AD.16)$$

Túnel somero ($H < 1.7D$); para valores de $H < Z_d$, el esfuerzo vertical en la superficie del terreno es nulo y la resistencia friccionante desaparece en la ecuación AD.5, por lo tanto, la resistencia media del suelo es:

$$S_{m3} = K_f c \quad (AD.17)$$

Esto significa que, para túneles someros, la componente friccionante de la resistencia al corte es nula y la estabilidad del frente dependerá solamente de la cohesión del suelo.

Túnel excavado con presión interna

En la figura AD.7b se ilustra la condición de descarga parcial del prisma de la clave, cuando se aplica una presión interna p_a en la base del prisma. La descarga neta será $\sigma_d = (\gamma H - p_a)$. La presión de apoyo p_a puede generarse con aire comprimido dentro de túnel, o por la expansión del anillo de dovelas, o bien por el inyectado de mortero a presión entre el revestimiento y el suelo.

El prisma 2, que se apoya sobre el prisma triangular 1, se puede considerar como un caso similar, donde la presión de apoyo p_a se sustituye por la capacidad de carga del prisma 1.

$$q = 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma A \quad (AD.18)$$

En el cual p_f es la presión horizontal aplicada al plano de frente y K_p el coeficiente pasivo de empuje de Rankine.

El diagrama simplificado de los esfuerzos verticales está representado por la línea dao de la figura AB.7b; el máximo esfuerzo cortante elástico es:

$$\tau_{max} = 0.3(\gamma H - p_a) \quad (AD.19)$$

Y el diagrama de resistencia, simplificado, el que se indica por la línea lkm.

El valor medio de la resistencia al corte S_{m3} , que se desarrolla en las caras del prisma, hasta la altura $Z_d = 1.7H$, es entonces:

$$Sm3 = K_f c + 0.5K_f [\gamma(H - Zd) + p_a] \tan \phi \quad (AD.20)$$

Que conduce a los casos siguientes:

Túnel profundo ($H > 1.7D$), la resistencia media del suelo es:

$$Sm3 = K_f c + 0.5K_f [\gamma(H - Zd) + p_a] \tan \phi \quad (AD.21)$$

Túnel somero ($H < 1.7D$), la resistencia media del suelo es:

$$Sm3 = K_f c + 0.5K_f p_a \tan \phi \quad (AD.22)$$

Equilibrio en el intervalo plástico

Cuando el esfuerzo cortante elástico máximo, inducido por la excavación del túnel en la base del prisma 3, sobrepasa el punto de fluencia del suelo, $0.3(\gamma H - p_a) > K_f c$ como lo muestran las curvas esfuerzo-deformación de la figura AD.3, se desarrollará una zona plástica en la parte inferior del prisma, como se muestra esquemáticamente en la figura AD.8a; dicha zona plástica alcanzará una cierta altura Z_p , dentro de la cual los esfuerzos cortantes plásticos τ_{pz} serán iguales a la resistencia del suelo en su punto de fluencia plástica s_f ; es decir, $\tau_{pz} = s_f$.

Arriba de la zona plástica los esfuerzos cortantes son menores que s_f y el suelo se comporta según el intervalo elástico de su curva esfuerzo-deformación.

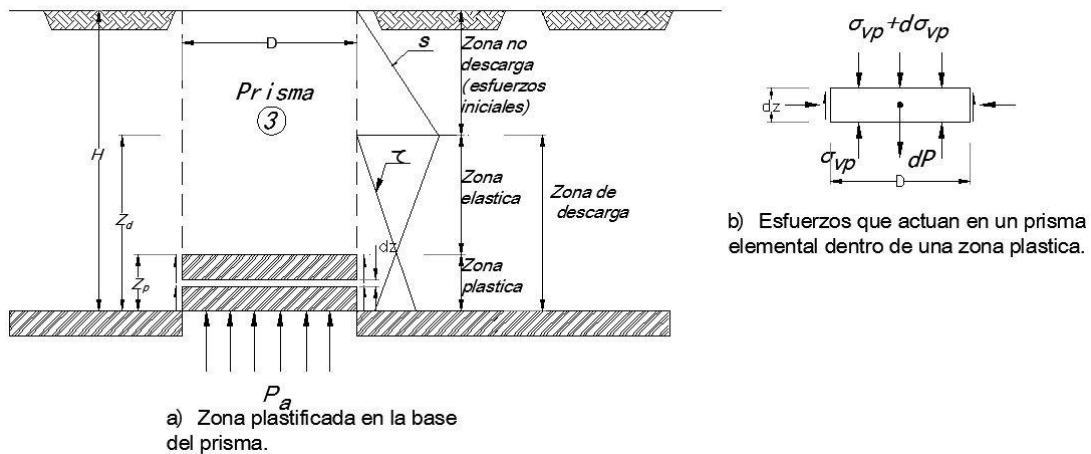


Figura AD.8.- Mecanismo de arqueado para la zona plastificada del prisma de la clave.

En la zona no descargada de la figura AD.8a, el esfuerzo vertical σ_{vo} puede evaluarse con la expresión $\gamma(H-z)$. En la zona elástica, el esfuerzo vertical σ_{ve} se calcula como se describe en el inciso anterior. Por otra parte, para la zona plastificada se recurre aquí a una solución aproximada que se basa en el estudio del fenómeno del arqueado, con un mecanismo semejante al propuesto por Terzagui (1943 y 1945-46). Este mecanismo de arqueado se muestra con detalle en la figura AD.8a, de la cual se derivan las siguientes observaciones:

- La parte inferior del prisma de la clave con la altura Z_p se encuentra en equilibrio plástico, lo que implica que el esfuerzo cortante τ_{pz} que actúa en la cara del prisma es igual a la resistencia del corte del suelo, s_f .
- En la base del prisma actúa una presión de apoyo p_a menor que γH , que puede ser dada por un soporte temporal o un fluido a presión.

El equilibrio de un prisma elemental de ancho D , longitud a y espesor dz localizado a una altura z , dentro de la zona plástica, se expresa por $(\sigma_{vp} + d\sigma_{vp})Da - \sigma_{vp}Da + \gamma Dadz - 2s_f(D+a)dz = 0$.

Sustituyendo, $R = \frac{D}{a} + 1$ y $s_f = K_f c + K_f \sigma_{vp} \tan \phi$, resulta:

$$d\sigma_{vp} - \frac{2K_f R \tan \phi}{D} \sigma_{vp} dz - \left(2K_f c \frac{R}{D} - \gamma \right) dz = 0 \quad (\text{AD.23})$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$\sigma_{vp} = \frac{2K_f c - \frac{\gamma D}{R}}{2K_f \tan \phi} \left(e^{(2K_f R \tan \phi \frac{z}{D})} - 1 \right) + P_a e^{(2K_f R \tan \phi \frac{z}{D})} \quad (\text{AD.24})$$

Para ilustrar la variación de los esfuerzos y de la resistencia al corte en las caras del prisma de la clave conviene seguir el procedimiento semigráfico que se presente en la figura AD.9, que corresponde a un ejemplo con las siguientes características: se trata de un túnel circular que se construye sin presión interna, avanzando la excavación, sin soporte, en incrementos de medio diámetro.

Esfuerzo vertical plástico σ_{vp} . Asignando valores crecientes a la relación z/D se obtienen los valores correspondientes de σ_{vp} que se desarrollan dentro de una zona plástica; estos valores definen la curva ofg de la figura AD.9b. En un túnel en el que p_a sea diferente de cero, la curva σ_{vp} se inicia con una abscisa de ese mismo valor.

Esfuerzo cortante plástico τ_{pz} . A partir de la curva ofg, mediante la expresión $s_f = K_f c + K_f \sigma_{vp} \tan \phi$; con un valor de $\phi = 30^\circ$ y $K_f = 0.6$, se puede construir la curva apd de esfuerzos cortantes plásticos τ_{pz} de la figura AD.9a.

Esfuerzo cortante elástico τ_{ez} . Se traza el diagrama simplificado de esfuerzos cortantes elásticos, suponiendo que todo el suelo del prisma se encuentre en estado de equilibrio elástico, representado por la recta mh. La base del triángulo formado vale $\tau_{\max} = 0.3gH$ y la altura $Z_d = 1.7D$. La intersección con el diagrama de esfuerzos cortantes plásticos en el punto p, que marca la altura de la zona plástica Z_p . Dentro de esta zona, la resistencia al corte s_f es igual al esfuerzo cortante τ_{pz} . Arriba del punto p el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

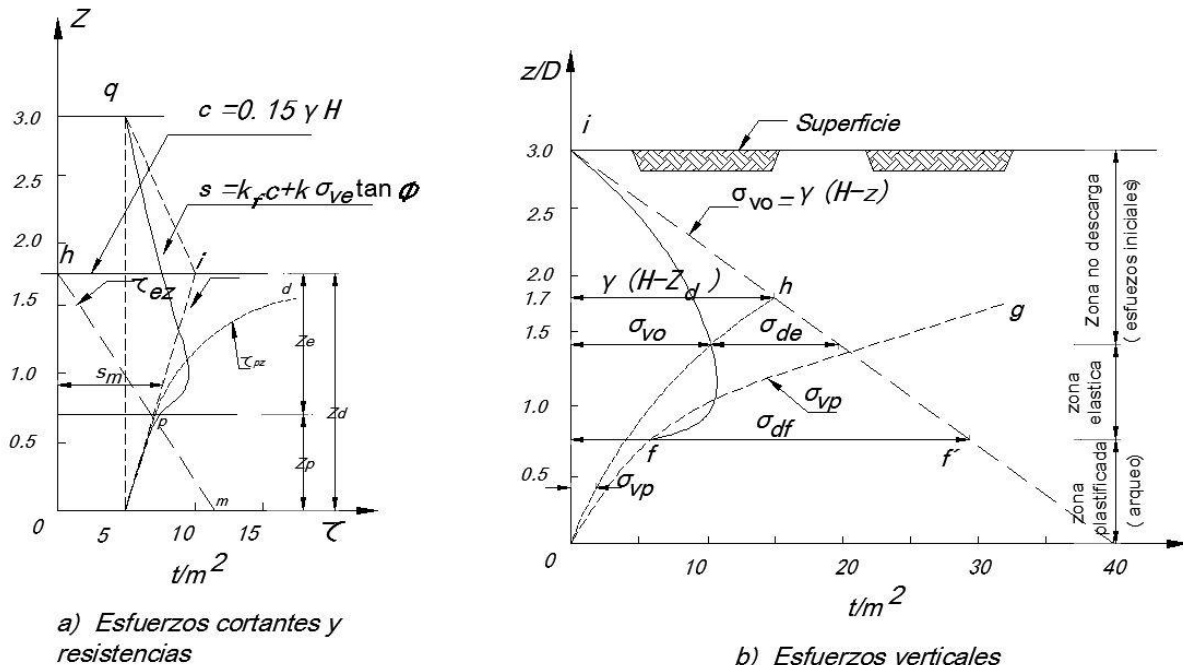


Figura AD.9.- Diagramas de esfuerzos y resistencias en la cara del prisma de la clave

Esfuerzo vertical elástico σ_{ve} . La variación vertical de este esfuerzo entre la superficie y el punto f , correspondiente del p , se obtiene aplicando la expresión $\sigma_{ve} = \sigma_{vo} + \sigma_{de}$, donde σ_{de} se obtiene distribuyendo el esfuerzo sdf hacia arriba, en la zona elástica, de acuerdo con la solución de Steinbrenner (Juarez Badillo y Rico, 1967); los esfuerzos de descarga σ_{de} , al ser disminuidos de σ_{vo} dan el esfuerzo vertical elástico σ_{ve} que muestra la curva fi .

Resistencia al corte del suelo. Con los valores de σ_{ve} dados en la curva fi , se obtienen los valores correspondientes a la resistencia al corte del suelo, mediante la ecuación $s_f = K_{fc} + K_{f\sigma_{ve}} \tan \phi$, que se representa en la curva pq .

Resistencia media al corte. El diagrama combinado de esfuerzos verticales de la zona plastificada σ_{vp} y de la elástica σ_{ve} , corresponde a la curva ofi ; esta curva puede simplificarse, admitiendo el diagrama triangular ohi como equivalente, cuyo vértice h corresponde a la altura Z_d .

El diagrama triangular simplificado ohi , de esfuerzos verticales s_{vp} y s_{ve} , genera a su vez el diagrama simplificado de resistencia al corte ajq de la figura AD.9a; de este último se obtiene la siguiente expresión para el valor medio del refuerzo resistente:

$$S_m = K_{fc} + 0.5K_{f\gamma}(H - Z_d)\tan\phi \quad (\text{AD.25})$$

Como esta expresión resulta idéntica a la ecuación AD.20, se puede admitir su aplicabilidad en el intervalo elástico.