

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO GEOTÉCNICO DE 1 KM DE TÚNEL PARA LA LÍNEA 2 DE
LA RED BÁSICA DEL METRO DE LIMA Y CALLAO**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Rodrigo Alfonso Chirinos Verano

Asesor: Ing. Jorge Zegarra Pellanne

Lima, Noviembre del 2017



RESUMEN

Este proyecto consiste en el diseño geotécnico de 1 km de longitud del túnel del Metro de Lima Línea 2. El diseño contempla tres metodologías de excavación y sostenimiento, las cuales se analizarán y diseñarán a detalle: 1 Metodología NATM/SEM o también conocida como Nuevo Método Austriaco Modificada para túneles en suelos que comprende la excavación por métodos convencionales, dividido en una primera etapa de sostenimiento con una estructura metálica revestida de concreto proyectado y una segunda etapa de revestimiento con concreto armado; 2 Metodología Cut&Cover, la cual está diseñada para el tramo de la estación de pasajeros y comprende una serie de estructuras como muros, placas y losas de concreto armado excavados por etapas y finalmente 3 Metodología TBM, esta última es la excavación mecanizada por medio de un Hidroescudo (Tunnel Boring Machine de presión de lodos especializada para excavación en suelos) con colocación de un anillo prefabricado de dovelas de concreto armado como sostenimiento/revestimiento. Para el análisis del comportamiento del suelo con estas estructuras, se ha hecho uso del programa Plaxis 3D y 2D basándose en los datos obtenidos del Expediente de Factibilidad de la Red Básica del Metro de Lima y Callao Línea 2 realizado por PROINVERSION. Una vez completado el análisis de deformaciones y esfuerzos se culminó el proyecto detallando las estructuras finales y completando los planos.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño Geotécnico de 1 km. de túnel para la línea 2 de la red básica del metro de Lima y Callao"
Área : Geotecnia
Asesor : Jorge Zegarra Pellanne
Alumno : RODRIGO ALFONSO CHIRINOS VERANO
Código : 2009.5028.412
Tema N° : # 54
Fecha : Lima, 31 de agosto de 2016



ANTECEDENTES

Los estudios de factibilidad de la línea 2 realizados por PROINVERSION en el 2013 proponen un trazo subterráneo para desarrollar el proyecto del Metro de Lima, el cual abarca desde la Av. Víctor Raúl Haya de la Torre (Carretera Central ATE) hasta la Av. Guardia Chalaca (Callao). Dichos estudios de factibilidad cuentan con dos estudios de mecánica de suelos realizados por Vera y Moreno S.A. y ATA S.A. (Asesores Técnicos Asociados S.A), en los cuales se recoge la información geotécnica de este trazo. A partir de estos datos se elegirá un tramo de un kilómetro ubicado en la Zona Este de la Línea 2, en la cual se analizará y diseñará la fase de excavación, sostenimiento y revestimiento del túnel utilizando tres tipos de secciones diferentes.

OBJETIVOS

Realizar el diseño del sostenimiento y revestimiento del túnel de la línea 2 del Metro de Lima de acuerdo a tres técnicas y metodologías de excavación: diseño convencional (excavación de caverna tradicional), diseño integral con tuneladora TBM (*Tunnel Boring Machine*) y diseño a cielo abierto por método *cut&cover*.

Para cumplir con el objetivo general es necesario realizar los siguientes objetivos específicos:

- Investigar y aprender los diferentes diseños de sostenimiento y refuerzo aplicados en la tecnología de túneles y casos implementados en otros proyectos.
- Evaluar los efectos del suelo de Lima en base a los estudios de suelos y topográfico del proyecto de Línea 2 del Metro de Lima, y establecer un trazo en el cual se podrá realizar el diseño del túnel.
- Aplicar un plan de identificación de los riesgos presentes en el diseño del túnel, en el cual se detalle que actividades preventivas deben tomarse en cuenta al momento de planificar su construcción.
- Realizar una comparación preliminar de los diseños convencionales (caverna y *cut&cover*) y el diseño mecanizado con uso de TBMs en términos de practicidad, economía y eficiencia.



PROGRAMA A REALIZAR

Se realizará el siguiente plan de trabajo:

- **Marco Teórico:** Incluir los conceptos necesarios para comprender y desarrollar el diseño de túneles en suelos. Se hace una descripción de los conceptos básicos, las técnicas de excavación, los tipos de máquinas tuneladoras, las herramientas para el diseño, el uso de programas para el análisis, etc.
- **Resumen del Proyecto Metro de Lima:** Explicar brevemente el proyecto de la Línea 2 de la Red Básica del Metro de Lima y Callao y brindar la información esencial de lo que consiste el proyecto de manera general, de esta forma se puede tener una idea de la necesidad del proyecto en términos de transporte y movilidad pública.
- **Antecedentes:** Explicar en detalle los expedientes de topografía y geotecnia del estudio de PROINVERSION, así como los informes de Vera y Moreno S.A. y ATA S.A. para poder evaluar las características del suelo dentro del trazo, que formas geométricas comprenden cada tipo de sección dentro de cada tramo y tener un conocimiento de la profundidad de los estudios de factibilidad.
- **Discusión del Trazo Elegido:** Evaluar que alternativa es la más adecuada para el desarrollo del diseño de un kilómetro de túnel dentro de la topografía de la Línea 2 y analizar el trazo tomando en cuenta variables como: la calidad del suelo, la ubicación de interferencias y la posibilidad de discontinuidades en el suelo, la cantidad de sondeos, y la presencia de los tres tipos de sección geométrica.
- **Actividades y Recursos:** Desarrollar el diseño de los tres tipos de secciones utilizando los tres tipos de metodologías consideradas en el marco teórico. Para cada metodología, se debe incluir: condiciones del diseño, diseño de la excavación, análisis del sostenimiento y detallado del revestimiento. Particularmente para la sección tipo TBM se tomará en cuenta el criterio de elección de la tuneladora. Por otro lado para la excavación convencional se hará un diseño del concreto lanzado (*shotcrete*) y finalmente para la sección a cielo abierto se debe tomar en cuenta el diseño del anclaje de los muros pantalla. Se debe incluir una breve discusión de las ventajas y desventajas de cada metodología, así como una propuesta a la consideración de los riesgos potenciales que se pueden presentar durante la ejecución de dichos túneles.
- **Comentarios y Conclusiones:** Se debe tomar en cuenta las limitaciones e incertidumbres presentes en el desarrollo de la tesis. Asimismo, se deben evaluar los resultados obtenidos de los diseños y todas las ocurrencias que se presentaron para realizar los diseños. Finalmente se concluye el proyecto indicando cuál es la alternativa más adecuada para el diseño de túneles en los futuros proyectos de transporte urbano del Metro de Lima

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas



ÍNDICE

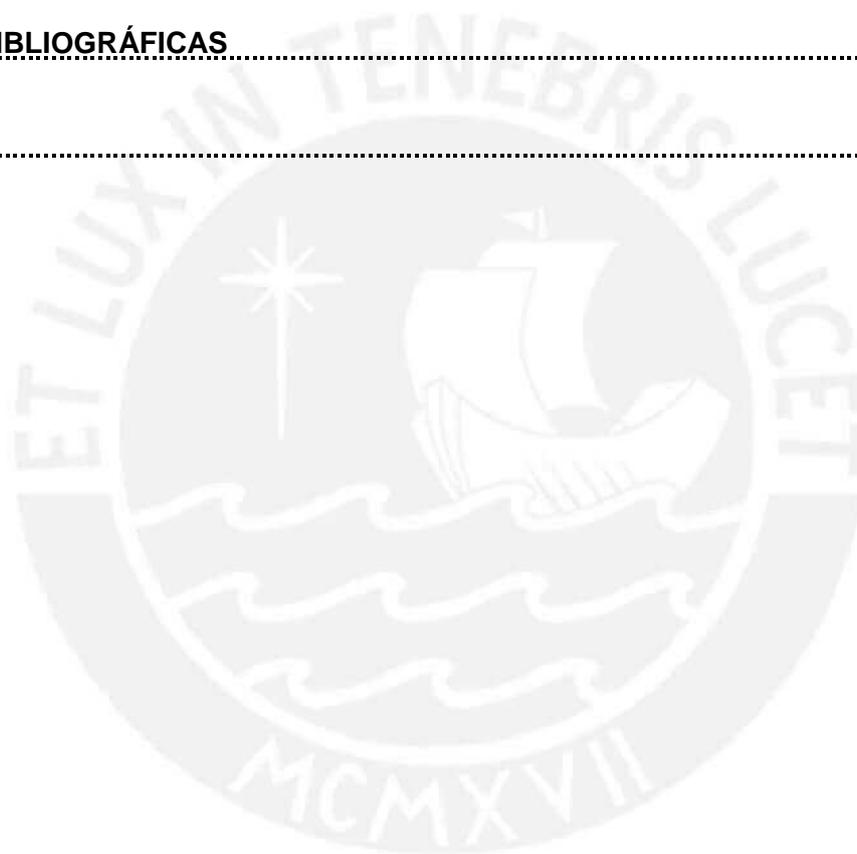
ÍNDICE	I
LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABLAS	X
LISTA DE ECUACIONES	XI
CAPÍTULO 1 OBJETIVOS	1
1.1. OBJETIVO GENERAL	1
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	1
CAPÍTULO 2 MARCO TEORICO	2
2.1. TÚNELES FERROVIARIOS Y METROPOLITANOS	2
2.1.1. CONCEPTOS BÁSICOS	2
2.2. RIESGOS GEOTÉCNICOS EN TÚNELES	4
2.3. EXCAVACIÓN MECÁNICA DE TÚNELES EN SUELOS	7
2.4. EXCAVACIÓN DE TÚNELES CON MÁQUINAS INTEGRALES PARA ROCAS Y SUELOS	8
2.4.1. TOPOS (MÁQUINAS PARA ROCA DURA):	8
2.4.2. ESCUDOS (MÁQUINAS PARA SUELOS):	8
2.4.3. TUNELADORAS DEL TIPO ESCUDO PARA SUELOS O ROCAS BLANDAS	9
2.4.3.1. HIDROESCUDOS ESCUDOS DE FRENTE DE PRESIÓN DE LODOS	10
2.4.3.2. ESCUDOS EPB ESCUDOS DE FRENTE EN PRESIÓN DE TIERRAS	14
2.5. EXCAVACIÓN CONVENCIONAL EN SUELOS	19

2.5.1. EJECUCIÓN SUBTERRÁNEA.....	19
2.5.1.1. MÉTODO TRADICIONAL	20
2.5.1.2. NUEVO MÉTODO AUSTRIACO MODIFICADO O SEM.....	22
2.5.2. EJECUCIÓN A CIELO ABIERTO	23
2.5.2.1. ENTRE PANTALLAS COMO ELEMENTOS AUXILIARES	23
2.5.2.2. ENTRE PANTALLAS COMO PARTE DE LA ESTRUCTURA DEL TÚNEL	24
2.5.3. ASPECTOS A CONSIDERAR EN LA EXCAVACIÓN DE SUELOS	25
2.6. COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS EN TÚNELES	26
2.6.1. NOCIONES GENERALES, ELASTICIDAD Y PLASTICIDAD	26
2.6.2. RESISTENCIA DEL SUELO.....	27
2.6.3. INTERACCIÓN DEL TERRENO-SOSTENIMIENTO EN UNA SECCIÓN CIRCULAR.....	28
2.6.3.1. TEORÍA ELÁSTICA.....	28
2.6.3.2. TEORÍA ELASTOPLÁSTICA.....	29
2.6.4. REPRESENTACIÓN PRÁCTICA DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA DISEÑO DE SECCIONES CIRCULARES	
32	
2.7. GEOMECÁNICA COMPUTACIONAL APLICADA A TÚNELES EN SUELOS	33
2.7.1. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	33
2.7.1.1. PLAXIS COMO PROGRAMA DE DISEÑO GEOMECÁNICO	34
2.7.1.2. VENTAJAS DEL MEF	37
2.7.1.3. DESVENTAJAS DEL MEF.....	38
CAPÍTULO 3 RESUMEN DEL PROYECTO METRO DE LIMA	39
3.1. INVERSIÓN DEL PROYECTO	40
3.2. DISEÑO DEL TRAZO	40
3.2.1. ESTACIONES.....	41
3.2.2. PATIOS DE DEPÓSITO Y TALLERES.....	41
CAPÍTULO 4 ANTECEDENTES	42

4.1. SECCIÓN TIPO TBM	43
4.2. SECCIÓN CAVERNA TRADICIONAL	44
4.3. SECCIÓN TIPO CUT&COVER	44
4.4. TIPOLOGÍA GENERAL DE SECCION DEL TÚNEL	46
4.5. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS	47
CAPÍTULO 5 DISCUSIÓN DEL TRAZO ELEGIDO	48
5.1. TRAZO TOPOGRÁFICO	50
5.2. GEOTECNIA DEL TRAZO	51
5.2.1. RIESGOS POTENCIALES	51
5.2.2. SONDEOS GEOTÉCNICOS	52
5.2.3. ENSAYOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA.....	57
5.2.4. RESUMEN PARÁMETROS GENERALES A UTILIZAR	59
5.2.5. CONFIABILIDAD DE LOS VALORES OBTENIDOS	60
CAPÍTULO 6 ACTIVIDADES Y RECURSOS	61
6.1. DISCUSIÓN DE LOS TIPOS DE SECCIÓN ELEGIDOS	62
6.2. DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE LA SECCIÓN TIPO TBM62	
6.2.1. ELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE LA TUNELADORA	62
6.2.1.1. DIFERENCIAS ENTRE ESCUDOS EPB Y HIDROESCUDOS.....	63
6.2.1.2. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA TUNELADORA	64
6.2.1.3. PLANTA DE LODOS BENTONÍTICOS.....	65
6.2.2. DISEÑO PRELIMINAR DE LA SECCIÓN CIRCULAR	66
6.2.2.1. TRAMO CIRCULAR 1 (PROGRESIVA 23+688 A 23+799).....	72
6.2.2.2. TRAMO CIRCULAR 2 (PROGRESIVA 23+799 A 23+889).....	76
6.2.2.3. TRAMO CIRCULAR 3 (PROGRESIVA 23+890 A 23+934).....	77

6.2.2.4.	TRAMO CIRCULAR 4 (PROGRESIVA 23+934 A 24+180).....	78
6.2.3.	DIMENSIONAMIENTO DE DOVELAS DE CONCRETO PREFABRICADO.....	78
6.2.4.	DETALLADO DEL SOSTENIMIENTO/REVESTIMIENTO	81
6.2.4.1.	COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD ANTE EL EMPUJE DE LOS GATOS HIDRÁULICOS.....	81
6.3.	<u>DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE LA SECCIÓN TIPO</u>	
	<u>CAVERNA</u>.....	82
6.3.1.	CONDICIONES DEL DISEÑO BAJO EL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO MODIFICADO (NATM)	83
6.3.2.	DISEÑO PRELIMINAR DE LA SECCIÓN TIPO CAVERNA.....	83
6.3.2.1.	TRAMO CAVERNA 1 (PROGRESIVA 22+979 A 23+255)	84
6.3.2.2.	TRAMO CAVERNA 2 (PROGRESIVA 23+255 A 23+345)	85
6.3.2.3.	TRAMO CAVERNA 3 (PROGRESIVA 23+345 A 23+451)	86
6.3.3.	DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO PRIMARIO	86
6.3.4.	DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO	86
6.4.	<u>DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE LA SECCIÓN TIPO</u>	
	<u>CUT&COVER</u>.....	87
6.4.1.	CONDICIONES DE LA EJECUCIÓN DEL TÚNEL EN CIELO ABIERTO	87
6.4.1.1.	DISEÑO Y ANCLAJE DE LOS MUROS PANTALLA	88
6.4.1.2.	DISEÑO DE LA CONTRABÓVEDA Y BÓVEDA	89
6.4.1.3.	TRAMO CUT&COVER 1 (PROGRESIVA 23+451 A 23+569)	89
6.4.1.4.	TRAMO CUT&COVER 2 (PROGRESIVA 23+569 A 23+687)	90
6.4.2.	DETALLADO DEL MURO PANTALLA	90
6.5.	<u>ANÁLISIS Y GESTIÓN DE RIESGOS</u>.....	91
6.5.1.	RIESGOS DEL TRAMO CIRCULAR.....	91
6.5.1.1.	ESTABILIDAD DE EXCAVACIÓN	92
6.5.1.2.	ASENTAMIENTO SUPERFICIAL	94
6.5.1.3.	DOVELAS PREFABRICADAS.....	94
6.5.2.	RIESGOS DEL TRAMO EN CAVERNA	95
6.5.2.1.	RIESGOS DE USO DEL CONCRETO PROYECTADO.....	95
6.5.3.	RIESGOS DEL TRAMO CUT&COVER.....	95

6.5.3.1. RIESGOS DEL USO DEL CONCRETO ARMADO	95
6.5.3.2. RIESGOS POR FLEXIÓN EN ESTAMPIDORES Y BÓVEDA.....	95
6.6. COMPARACIÓN DE VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN LOS DISEÑOS	96
CAPÍTULO 7 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	97
7.1. CONCLUSIONES	97
7.2. RECOMENDACIONES	99
FUENTES BIBLIOGRÁFICAS	
ANEXOS	



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Esquema de un Túnel	2
Figura 2.2: Partes de un Arco	2
Figura 2.3: Gripper TBM Modelo Herrenknecht	8
Figura 2.4: Escudo AVN (Slurry Machine) Modelo Herrenknecht	9
Figura 2.5: Escudo abierto con brazo excavador/rozador	10
Figura 2.6: Esquema de un Slurry Shield	11
Figura 2.7: Campo de Aplicación de un Hidroescudo	12
Figura 2.8: Esquema de un EPB Shield	14
Figura 2.9: Granulometría de los Terrenos y Aplicación de los escudos EPB	15
Figura 2.10: Límites para excavar con un escudo EPB en terrenos cohesivos	17
Figura 2.11: Excavación inicial del método tradicional	20
Figura 2.12: Ensanche de la galería de avance, método tradicional	21
Figura 2.13: Fases del Método Tradicional	21
Figura 2.14: Esquema del NATM/SEM	22
Figura 2.15: Excavación entre pantallas auxiliares	24
Figura 2.16: Excavación entre pantallas estructurales	24
Figura 2.17: Reblandecimiento	26
Figura 2.18: Esquema de Esfuerzos Morh-Coulomb	27
Figura 2.19: Túnel Circular en Deformación Plana	28
Figura 2.20: Túnel Circular en Deformación Plana Elastoplástica	30
Figura 2.21: Distribución de σ_{rr} y $\sigma_{\theta\theta}$ dentro de los rangos plástico y elástico	32
Figura 2.22: Esquema de Cargas suponiendo un Medio Elástico	32
Figura 2.23: Discretización de un Continuo	33
Figura 2.24: Ejemplo de Modelo FEM	34
Figura 2.25: Cálculo de la deformación de un punto A por etapas	35
Figura 2.26: Esquema de principales estructuras en Plaxis	36
Figura 2.27: Puntos en las esquinas inflexibles y flexibles	37
Figura 3.1: Red Básica del Metro de Lima	39
Figura 3.2: Demanda de Pasajeros/Día Proyectada	40
Figura 3.3: Estaciones de Pasajeros	41
Figura 3.4: Patios de Depósito y Talleres	41
Figura 4.1: Sección Tipo TBM en vía Recta y vía Curva	43
Figura 4.2: Sección Tipo Caverna Tradicional	44

Figura 4.3: Sección Tipo Cut&Cover de las zonas de cola de maniobra y conexión de patios	45
Figura 4.4: Sección Tipo Cut&Cover de las terceras vías	45
Figura 4.5: Diseño de Sección por tramos	46
Figura 5.1: Trazo de la Línea 2 del Metro de Lima y Callao	48
Figura 5.2: Ampliación Este Línea 2 Tramos 1A y 1B basado en Infografía de Proinversión	49
Figura 5.3: Circuito de Nivelación 2 Tramo II	50
Figura 5.4: Adaptado del Análisis Granulométrico PC-6	53
Figura 5.5: Perforación P-16	55
Figura 5.6: Ábaco del Ángulo de Fricción vs. Densidad Seca del	56
Figura 5.7: Ensayo de Refracción Sísmica L-92	59
Figura 5.8: Valores de V_s bajo ensayo de refracción sísmica según tipo de material	60
Figura 6.1: Campos de Aplicación de los Hidroescudos y EPBs	63
Figura 6.2: Tipos de Cabeza de Corte	65
Figura 6.3: Sistema de Circulación de Lodos Bentoníticos	66
Figura 6.4: Propiedades Generales de CL en PLAXIS 3D	67
Figura 6.5: Propiedades Generales de SP en PLAXIS 3D	68
Figura 6.6: Propiedades Generales de GP en Plaxis	68
Figura 6.7: Diseño de Sección Simétrica del Túnel Circular	69
Figura 6.8: Perfil Bidimensional 1 de la Sección Circular	69
Figura 6.9: Propiedades del Concreto $f'c$ 350 kg/cm ²	70
Figura 6.10: Apoyos en el contorno del perfil	70
Figura 6.11: Malla bidimensional	71
Figura 6.12: Generación de Malla Sección del Tramo 1 Circular	72
Figura 6.13: Esfuerzos Efectivos Tramo 1 Circular	72
Figura 6.14: Calculo de la Sección Circular 1	73
Figura 6.15: Ingreso de Presión de Lodos	73
Figura 6.16: Excavación y Revestimiento de Dovelas	74
Figura 6.17: Definición de los Puntos de Deformación	74
Figura 6.18: Cálculo de la Sección Circular 1	74
Figura 6.19: Fase 1 Excavación con TBM en los primeros cinco metros	75
Figura 6.20: Esfuerzos Máximos en Fase 1	75
Figura 6.21: Deformaciones Máximas Tramo 1 Completo	75
Figura 6.22: Planos de Malla 3D Sección Circular 2	76
Figura 6.23: Esfuerzos Efectivos Sección Circular 2	76

Figura 6.24: Malla 3D Sección Circular 3	77
Figura 6.25: Esfuerzos Efectivos Sección Circular 3	77
Figura 6.26: Deformaciones Máximas del Tramo 4	78
Figura 6.27: Esfuerzos Efectivos Tramo Circular 4	78
Figura 6.28: Anillo Armado de Dovelas	79
Figura 6.29: Cargas Puntuales de un Camión	80
Figura 6.30: Diseño de la Sección en Caverna	82
Figura 6.31: Malla Bidimensional de Sección en Caverna	83
Figura 6.32: Características del Concreto Proyectado	83
Figura 6.33: Malla 3D Sección en Caverna 1	84
Figura 6.34: Generación de Esfuerzos Iniciales Sección en Caverna 1	85
Figura 6.35: Malla 3D Sección en Caverna 2	85
Figura 6.36: Esfuerzos Efectivos en Sección en Caverna 2	85
Figura 6.37: Malla 3D Sección en Caverna 3	86
Figura 6.38: Esquema 3D Sección en Caverna 3	86
Figura 6.39: Esquema de Tipologías de Estación	87
Figura 6.40: Propiedades del Muro Pantalla	88
Figura 6.41: Propiedades del Anclaje	88
Figura 6.42: Propiedades del Bulbo de Grout	88
Figura 6.43: Propiedades de la Bóveda y Contrabóveda	89
Figura 6.44: Malla 3D Tramo Cut&Cover 1	89
Figura 6.45: Esquema de Fase 3 del Tramo Cut&Cover 1	90
Figura 6.46: Esquema Bidimensional Cut&Cover 2	90
Figura 6.47: Factor de Seguridad ante inestabilidad del frente de excavación para un escudo bentonítico tomado de Anagnostou y Kovari 1996	92
Figura 6.48: Presiones de Estabilidad Interna Sección Circular	93
Figura 6.49: Definición de los Puntos de Deformación y Esfuerzo del Tramo 1 Circular	93
Figura 6.50: Esfuerzos en el Eje ZZ Tramo Circular	94

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Ejemplos para la identificación de riesgos y sus escenarios	6
Tabla 2.2: Clasificación de Tuneladoras basado en criterios del DAUB	7
Tabla 2.3: Técnicas de Investigación In-Situ para Túneles	26
Tabla 3.1: Inversión Total del Proyecto	40
Tabla 4.1: Resumen de Estudios Básicos de Sondaje	47
Tabla 4.2: Estudios Básicos de Ingeniería	47
Tabla 5.1: Coordenadas Punto ERP-1 del IGN	50
Tabla 5.2: Cuadro Resumen de BM's TE, PG, PA	51
Tabla 5.3: Ubicaciones de Estaciones por Progresiva	51
Tabla 5.4: Tipos de Ensayo	52
Tabla 5.5: Clasificación de Suelos Progresiva 22+775 a 24+542	52
Tabla 5.6: Perforación con Diamantina	52
Tabla 5.7: Ensayo Carga Directa	53
Tabla 5.8: Adaptación del Registro de Perforación P-16 (OBCI S.R.L.)	54
Tabla 5.9: Sectorización Geotécnica	55
Tabla 5.10: Resultados del Tramo a diseñar	56
Tabla 5.11: Resumen de Ensayos de Refracción Sísmica	57
Tabla 5.12: Cálculo de Módulos Elásticos basado en las Velocidades de las líneas sísmicas	58
Tabla 5.13: Datos Geotécnicos Generales por tipo de Estrato	59
Tabla 6.1: Características Básicas del Diseño de Túnel	61
Tabla 6.2: Longitudes por Secciones	62
Tabla 6.3: Características de los Escudos	63
Tabla 6.4: Leyenda de Campos de Aplicación	64
Tabla 6.5: Profundidad y Pendientes del Tramo Sección Circular	71
Tabla 6.6: Resultados Deformaciones y Esfuerzos Sección Circular	80
Tabla 6.7: Profundidad y Pendientes del Tramo Sección Caverna	84
Tabla 6.8: Tabla de Secciones Rectangulares	87
Tabla 6.9: Resultados Esfuerzos y Deformaciones Tramo Cut&Cover	91

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 2.1: Empuje Nominal Máximo	11
Ecuación 2.2: Par de Giro Nominal Máximo	11
Ecuación 2.3: Esfuerzo Cortante	27
Ecuación 2.4: Cohesión c	27
Ecuación 2.5: Esfuerzo Cortante en Suelos Normalmente Consolidados	27
Ecuación 2.6: Esfuerzos radial, tangencial y de corte	28
Ecuación 2.7: Ecuación de Equilibrio en Coordenadas Polares	29
Ecuación 2.8: Desplazamientos unitarios	29
Ecuación 2.9: Deformaciones Unitarias Polares	29
Ecuación 2.10: Ecuación de equilibrio en función del corrimiento	29
Ecuación 2.11: Esfuerzos y Deformaciones radial y tangencial en el caso elástico	29
Ecuación 2.12: Esfuerzos radial y tangencial en la zona elástica	30
Ecuación 2.13: Criterio de Rotura Mohr-Coulomb	30
Ecuación 2.14: Coeficiente de Empuje Pasivo	30
Ecuación 2.15: Ecuación de Equilibrio en función de Esfuerzos Principales	31
Ecuación 2.16: Esfuerzos radial y tangencial en la zona plástica	31
Ecuación 2.17: Radio en zona plastificada	31
Ecuación 2.18: Esfuerzos en la zona plástica suelo cohesivo no drenado	31
Ecuación 2.19: Radio en la zona plastificada caso suelo cohesivo	31
Ecuación 2.20: Esfuerzos en la zona plástica para suelo granular	31
Ecuación 2.21: Radio en la zona plastificada caso suelo granular	31
Ecuación 2.22: Presión Vertical 1 del Terreno	33
Ecuación 2.23: Presión Horizontal del Terreno	33
Ecuación 2.24: Presión Vertical 2 del Terreno	33
Ecuación 2.25: Matriz de rigidez para un material linealmente elástico	35
Ecuación 5.1: Peso Específico del Suelo	56
Ecuación 5.2: Relación Cociente de Velocidades con Módulo de Poisson	58
Ecuación 5.3: Relación Velocidad de Ondas de Corte con Módulo de Young	58
Ecuación 5.6: Relación Módulo de Young y Corte	58
Ecuación 6.1: Empuje ejercido por un gato hidráulico	81
Ecuación 6.2: Factor de Seguridad de Estabilización	93
Ecuación 6.3: Ecuaciones de Asentamiento Superficial	94

CAPÍTULO 1 OBJETIVOS

1.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño del sostenimiento y revestimiento del túnel de la línea 2 del Metro de Lima y Callao en función de los criterios y técnicas de las siguientes metodologías de excavación: Diseño Convencional (Excavación de Caverna Tradicional), Diseño Integral (Tuneladoras "TBM" Tunnel Boring Machine Tipo Escudo) y Diseño por la metodología Cut&Cover (Excavación a Cielo Abierto).

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Investigar los diferentes diseños de sostenimiento, revestimiento y refuerzo aplicados en la tecnología de túneles subterráneos, así como casos implementados en otros proyectos en el Perú con el fin de evaluar si las alternativas escogidas para el caso del metro de Lima son las más eficientes y viables.
- Evaluar los efectos del suelo de Lima en base a los estudios de suelos y topográfico del proyecto de *Línea 2 del Metro de Lima*, y establecer un trazo en el cual se podrá realizar el diseño del túnel.
- Estimar, prever y solucionar los posibles problemas que pueden presentarse dentro del alcance geotécnico que pueden afectar el diseño del túnel y permitan tener un cuidado especial en el reforzamiento dentro de ciertos tramos del perfil topográfico.
- Aplicar un plan de identificación de los riesgos presentes en el diseño del túnel, en el cual se detalle qué actividades preventivas deben tomarse en cuenta al momento de planificar la construcción del túnel.
- Realizar una comparación preliminar de los diseños convencionales (Caverna y Cut&Cover) y el diseño mecanizado con uso de TBMs en términos de practicidad, economía y eficiencia.

CAPÍTULO 2 MARCO TEORICO

A continuación mencionaremos los conceptos básicos necesarios para el desarrollo del diseño de túneles subterráneos.

2.1. TÚNELES FERROVIARIOS Y METROPOLITANOS

Según la RAE un Túnel se define como: “Paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación”. Por otro lado Metropolitano significa: “Pertenciente o relativo al conjunto urbano por una ciudad y sus suburbios”

2.1.1. Conceptos Básicos

Para poder entender mejor la terminología básica de túneles presentamos la figura 2.1, donde apreciamos las partes que conforman cualquier tipo de túnel: bóveda (parte superior), hastiales (extremos laterales) y contrabóveda (elemento inferior).

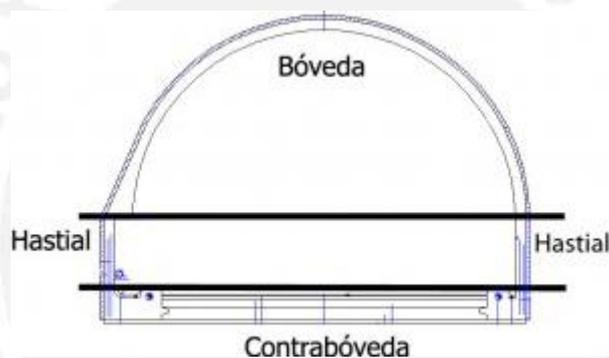


Figura 2.1: Esquema de un Túnel

Fuente: (BARQUEROS 2009)

Por otro lado los elementos de un arco también contienen términos importantes que están descritos dentro de la siguiente figura:

Arco de medio punto y empujes.

Esquema de un arco:

1. Clave
2. Dovela
3. Trasdós
4. Imposta
5. Intradós
6. Flecha
7. Luz, Vano
8. Muro

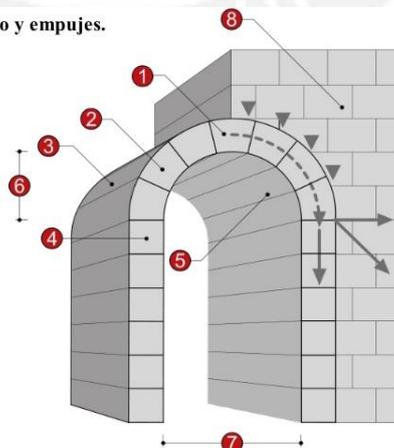


Figura 2.2: Partes de un Arco

Fuente: (MUSACLIO1985 2013)

Hoy en día la construcción de túneles subterráneos para transporte ferroviario y metropolitano es una de las opciones de infraestructura de transporte público masivo más usadas en el mundo.

Su tecnología de diseño y construcción ha ido mejorando a lo largo de los años y por lo tanto podemos mencionar las características más importantes que lo componen:

- Sistema Guiado
- Baja flexibilidad en la explotación: líneas de vía única rígidas
- Baja resistencia a la rodadura: llanta metálica sobre el carril ferroviario
- Rigidez en el trazado: limitar los radios de curvatura en función a la velocidad de diseño
- Alta capacidad de transporte
- Seguridad del transporte ferroviario
- Bajo impacto ambiental
- Elevado costo de construcción debido a los estándares de calidad en el diseño.

Gran parte de estas tecnologías involucran diversas artes y técnicas de ingeniería mecánica, eléctrica y civil. Sin embargo, el alcance de esta tesis abarcará en el diseño de la parte civil, la cual precisa de las siguientes condicionantes al momento de construir el túnel:

- **Trazado planimétrico:** Parámetros topográficos como el radio mínimo de una curva, longitud mínima de transición, longitud mínima/máxima de una alineación recta, etc.
- **Trazado altimétrico:** Pendientes mínima y máxima difieren según el uso del túnel
- **Sección transversal:** Gálibo necesario eligiendo la sección más adecuada desde el punto de vista resistente
- **Instalaciones:** Las instalaciones necesarias para que el túnel sea funcional (pozos de ventilación, recintos y salidas de emergencia, pozos de bombeo, etc.)
- **Otros condicionantes específicos:** estaciones subterráneas de pasajeros, pozos de ventilación, emboquilles, patio de maniobras, etc.

Un término bastante utilizado es el gálibo ferroviario: “es un contorno de referencia que se utiliza para saber si cierto material rodante puede circular por un determinado tramo de red. Este gálibo se obtiene a partir de la envolvente de las dimensiones máximas que puede tener el material ferroviario sin que se produzcan interferencias con las instalaciones fijas colocadas en las zonas próximas a las vías” (ÁLVAREZ 2006: 1).

El Manual de Túneles y Obras Subterráneas editado por López Jimeno expone las singularidades más comunes que afectan el terreno de un túnel metropolitano, las cuales normalmente suceden en las excavaciones de zonas marítimas y donde se asientan ríos (aluviales, coluviales, etc.). El alto nivel freático y flujos de agua subterránea obligan a condicionar el trazado con capas impermeables, por lo tanto se requiere de un sistema constructivo recomendado para reducir los efectos del nivel freático a la obra (pórticos en túneles entre pantallas, inyecciones de impermeabilización, pozos de alivio, etc.).

El primer paso para evitar esta clase de singularidades es ejecutar un trazo que no suponga el paso bajo edificaciones (procurando que sea por avenidas y calles) y de ser inevitable el paso, realizar el trazado a la mayor profundidad posible, con lo cual disminuye los efectos de subsidencia y asentamiento. No obstante dichas medidas aumentan el costo del proyecto.

A continuación se listan algunas alternativas para los tratamientos de mejora del terreno como indica (TRABADA 2011a: 178-181):

- Modificar el trazo
- Modificar el proceso constructivo
- Proteger estructuras existentes mediante recalces, barreras de micropilotes, jet-grouting, etc.
- Mejorar el terreno mediante inyecciones
- Compensar secuencialmente los movimientos inducidos durante la excavación

2.2. RIESGOS GEOTÉCNICOS EN TÚNELES

Es importante mencionar la caracterización del túnel, ya que los macizos rocosos se comportan diferente que los suelos. Esta variabilidad en las características presenta riesgos que se pueden definir en tres categorías según el Manual de Túneles y Obras Subterráneas (2011: 301-302)

- Riesgos de exploración (Directos e indirectos)
- Riesgos constructivos (Accidentes y soluciones de problemas no previstos)
- Riesgos financieros (Falta de control de costes)

Por lo tanto dentro de los pasos del estudio de riesgos se encuentran los siguientes:

- a. Identificación y caracterización de riesgos
- b. Cuantificación de riesgos
- c. Valoración o análisis de riesgos
- d. Gestión de riesgos

Para la etapa de identificación de riesgos es importante clasificarlos según su potencial y los escenarios posibles, además se debe determinar un criterio de decisión frente a las alternativas basándose en las necesidades del cliente y la opción más recomendada. A continuación presentamos una tabla de ejemplo para la identificación de riesgos y sus escenarios.

Para la caracterización de estos riesgos se deben establecer los niveles de tolerancias y aceptabilidad en función de las características y escenarios de los riesgos identificados. Esta evaluación y comparación se puede identificar como clases de consecuencias (desastrosa, severa, seria, considerable e insignificante) y en base a estas se pueden tomar acciones de acuerdo a un rango: aceptable, inaceptable, indeseado y despreciable.

Finalmente se puede cuantificar los riesgos mediante tres modelos: análisis determinístico, de sensibilidad y simulación.

Tabla 2.1: Ejemplos para la identificación de riesgos y sus escenarios

Riesgo Identificado	Riesgo Potencial	Escenarios de Riesgo
Estabilidad del Área de Trabajo	Roturas parcialmente confinadas	Sobreexcavación de hasta 5 m ³ Sobreexcavación de hasta 20 m ³ Deformación local importante en el frente de excavación (> 50 mm)
	Roturas considerables	Colapso de 500 m ³ Rotura importante del frente > 20 m ³ Hundimiento hasta la superficie
	Fenómenos geotécnicos y antropogénicos	Fugas o escapes Descarga de suspensiones
Excavación y Sostenimiento	Daños a la excavación, como reducción de las longitudes de avance calculadas	Cambio de tipo de excavación Atrapamientos de las herramientas de excavación Averías y roturas de equipos mecánicos y vehículos
	Necesidades de sostenimiento, como modificaciones en las longitudes de los tramos de los diferentes tipos de sostenimiento	Tensiones y deformaciones por grandes presiones de hinchamiento Tensiones y deformaciones por pequeñas presiones de hinchamiento Presión de agua sobre el revestimiento primario Presión de agua sobre el revestimiento secundario Cargas incontroladas
	Conceptos de excavación y sostenimiento	Falla del método de excavación Falla del método de sostenimiento
Dificultades	Daños por agua o por gas	Filtraciones de agua > 10 l/s Filtraciones de agua > 3-10 l/s Daños por gases Discontinuidades en la excavación
	Obstáculos	Bolos o bloques de hasta 1.5 m de diámetro Bolos o bloques > 1.5 m de diámetro Cuerpos antropogénicos (tuberías de acero, vigas, pozos, alcantarillas) Árboles
Medidas Especiales de Construcción	Medidas en superficie no programadas	Descenso del nivel freático Congelación local Soilcrete
	Medidas bajo superficie no programadas	Tuberías de pilotes Soilcrete Aumento de la presión de agua Inyecciones/cementación
Impactos Ambientales	Impactos ambientales inesperados, como fugas de combustible, impactos de los medios constructivos sobre el ambiente,	Daños sobre las aguas subterráneas
	Impactos ambientales esperados debidos al ruido, vibraciones, polvo, etc.	Ruido durante la excavación Vibraciones (hasta 200 m de distancia) Aire en el túnel Agua Asientos

Tomado de (VAQUERO 2011: 303)

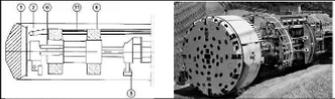
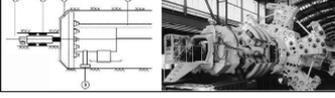
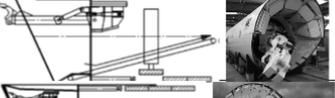
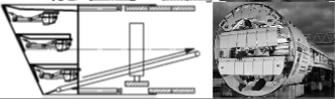
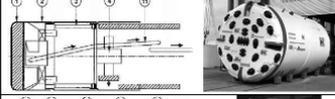
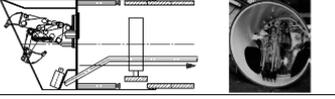
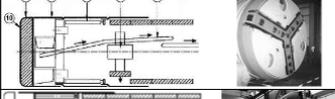
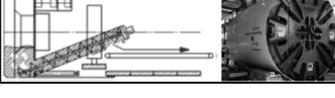
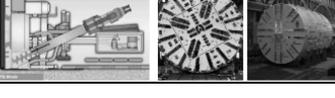
2.3. EXCAVACIÓN MECÁNICA DE TÚNELES EN SUELOS

La excavación mecánica de túneles en terrenos blandos e inestables requiere el uso de escudos (tuneladoras de frente abierto o cerrado). Estos escudos pueden realizar la excavación ya sea por métodos manuales o mecánicos, siendo la opción manual la más recomendada hoy en día para túneles cortos o de sección pequeña, y la opción mecánica para túneles de gran longitud.

La principal diferencia de un escudo de frente abierto y cerrado recae en su campo de aplicación, dado a que un escudo de frente abierto puede excavar sin dificultad en terrenos blandos de suelos finos (terrenos con partículas de diámetro menor a 4.75 mm, *tamiz #4*), sin embargo, al contar con un escudo de frente cerrado se puede ampliar el campo de aplicación, logrando excavar con las máquinas en suelos gruesos (diámetro mayor a 4.75 mm) tales como gravas y bolos.

La clasificación de estas máquinas puede variar dependiendo de las normas, país y manufactura de las mismas, sin embargo una de las clasificaciones más completas es la otorgada por la Sociedad de Construcción Subterránea Alemana “DAUB” por sus siglas en alemán:

Tabla 2.2: Clasificación de Tuneladoras basado en criterios del DAUB

Descripción	Ilustración	Descripción	Ilustración
Tunnel Boring Machine (TBM)		Escudos (SM)	
TBM Topo sin Escudo		SM-V4 Hidroescudo	
ETBM Topo alargado		SM-V5 Escudo de Presión de Tierras EPB	
Doble Escudo (DSM)		SM-T1 Escudo Abierto sin Soporte	
DSM Doble Escudo		SM-T2 Escudo Abierto con Soporte Parcial	
Escudos (SM)		SM-T3 Escudo Abierto con Aire Comprimido	
SM-V1 Escudo sin Soporte		SM-T4 Hidroescudo Abierto	
SM-V2 Escudo con Soporte Mecánico		Escudos Mixtos (KSM)	
SM-V3 Escudo de Aire Comprimido		KSM Escudo Mixto	

Adaptado de (MAIDL 2012: 429)

2.4. EXCAVACIÓN DE TÚNELES CON MÁQUINAS INTEGRALES PARA ROCAS Y SUELOS

2.4.1. Topos (Máquinas para Roca Dura):

Este tipo de tuneladoras carecen de protección, y su mecanismo de avance consiste en el corte de sus herramientas mecánicas (Par de Giro de su cabeza y Empuje Longitudinal por reacción contra la roca de unas zapatas extensibles “Grippers”)



Figura 2.3: Gripper TBM Modelo Herrenknecht
Fuente: (HERRENKNECHT 2016)

2.4.2. Escudos (Máquinas para Suelos):

Las tuneladoras tipo escudo poseen un mecanismo de protección (escudo), en el cual se incorpora un sistema integral donde el empuje longitudinal se ejerce por acción contra el revestimiento o sostenimiento ya colocado. A diferencia de los topos, esta TBM no cuenta con “Grippers”, ya que el suelo no es lo suficientemente competente para ejercer acción.

Además, comprende tres distintos elementos, típicos de un escudo:

- El escudo es una estructura de acero laminar, que cumple la función de sostenimiento temporal en el frente de excavación.
- El sistema de colocación de anillos de revestimiento de concreto o metálicos, al cual se le ejerce una fuerza de acción longitudinal por medio de gatos hidráulicos para realizar el mecanismo de avance.
- El diseño de estas tuneladoras debe comprender diferentes versiones para trabajar en frentes de excavación en terrenos altamente inestables, manteniendo un estándar de seguridad.

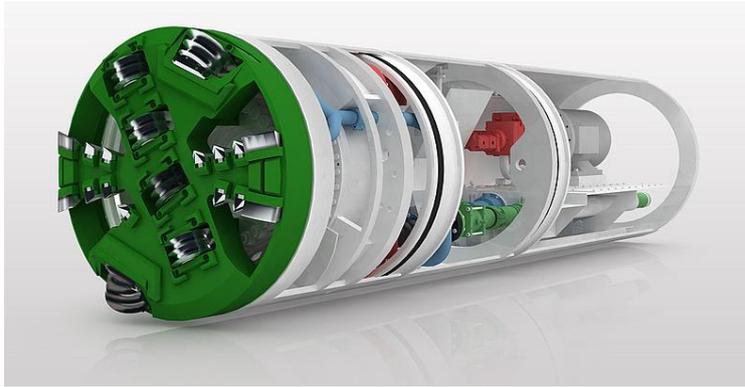


Figura 2.4: Escudo AVN (Slurry Machine) Modelo Herrenknecht
Fuente: (HERRENKNECHT 2016)

Según el capítulo 17 del Manual de Túneles y Obras Subterráneas se debe tomar en cuenta los siguientes conceptos técnicos a la hora de evaluar las características de las tuneladoras (2011: 569):

- Empuje nominal total
- Empuje de contacto
- Par de giro máximo nominal
- Velocidad de rotación de la rueda de corte
- Velocidad de avance
- Penetración
- Potencia de accionamiento de la cabeza
- Potencia total de la máquina

A continuación se revisará con más detalle, las tipologías de máquinas tuneladoras tipo escudo, ya que son las aplicables para el caso de terrenos blandos.

2.4.3. Tuneladoras del Tipo Escudo para Suelos o Rocas Blandas

Los primeros equipos de máquinas abiertas de 1825 (Máquina de Brunel) consistían de una coraza metálica para sostener el terreno y las operaciones se realizaban por métodos manuales.

Con el paso del tiempo el avance de la tecnología ha ido mejorando y adoptando sistemas como los dispositivos neumáticos, hidráulicos y eléctricos. Cabe mencionar que estos tipos de escudos abiertos no presurizados pueden contar con distintos equipos y herramientas tipo brazo excavador o rozadora, además pueden contar con dispositivos sencillos mecánicos adicionales para su estabilidad (perímetro de corte con cuchillas extensibles y brazos extensibles “poling plates”).

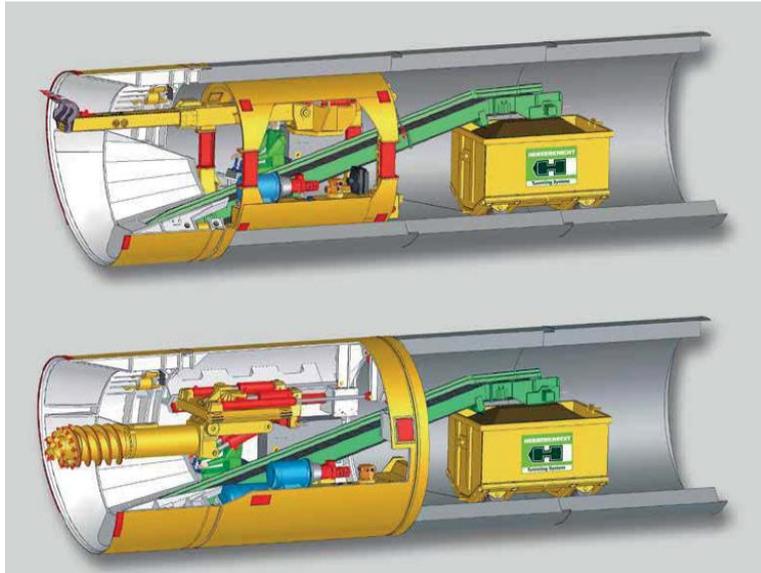


Figura 2.5: Escudo abierto con brazo excavador/rozador
Fuente: (HERRENKNECHT 2016)

Sin embargo, estos tipos de escudos no son recomendables en proyectos donde el terreno no es estable y por lo tanto se necesitará un tratamiento más sofisticado y emplear otras técnicas de contención del frente.

Una de las técnicas que ha quedado en desuso debido a que la metodología genera un peligro para el personal de obra y un riesgo significativo en la estabilización del terreno es el uso de escudos de presión neumática. Dicha metodología podía generar la posible rotura instantánea del terreno hacia el exterior. Además, generar condiciones de trabajo escaso, ya que el frente presurizado no permite que el personal capacitado pueda laborar mucho tiempo dentro del túnel.

Finalmente los dos tipos de tuneladoras que se usan en la actualidad son los hidroescudos y los escudos de presión de tierras.

2.4.3.1. Hidroescudos escudos de frente de presión de lodos

2.4.3.1.1. Diseño

Diseñada para suelos no cohesivos, estas máquinas funcionan por medio del bombeo de dos tipos de lodos en un circuito cerrado: Los “slurry shields” que emplean todo tipo de arcillas para formar el lodo y los “hydro shields” que emplean lodos bentoníticos exclusivamente.

Este lodo se mezcla con el terreno arrancado por la rueda de corte formando un fluido bombeable, el cual se envía al exterior por una tubería de succión. La rueda cerrada ayuda a la estabilización del frente, además se intenta mantener la presión de este por medio de la regulación del caudal de lodos y también cuenta con una esclusa de aire comprimido que alimenta la cámara donde se mezcla el terreno.

Los “slurry shields” cuentan con la desventaja de limitar los tamaños máximos de los agregados que se pueden excavar, lo cual para los hidroescudos no resulta un problema ya que cuenta con una rueda abierta.

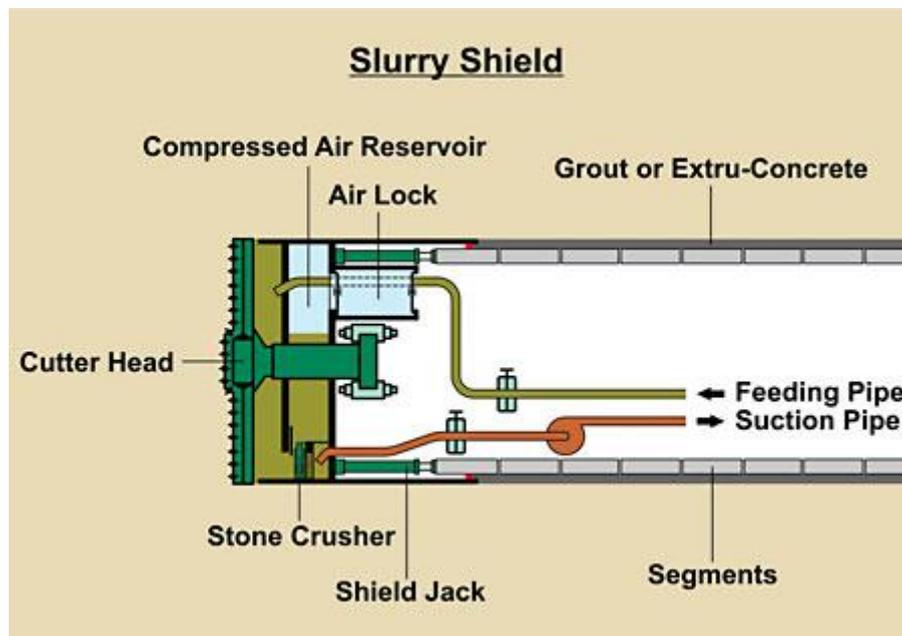


Figura 2.6: Esquema de un Slurry Shield
Fuente: (FACESUPPORT 2016)

La separación del escombros y la bentonita se hace en una planta de separación de bentonita la cual es viable para terrenos granulares de tamaños por encima de 0.075 mm, sin embargo, esta separación no resulta rentable para limos arenosos, limos arcillosos y arcillas. Terrenos con un contenido mayor de 10%-12% de limos arcillosos o arcillas generan una pérdida apreciable de bentonita (Mendaña 1998: 218)

Las siguientes formulas empíricas sirven para calcular los parámetros nominales principales y extender las características comerciales de dichas máquinas a la hora de elegir la tipología de excavación para un proyecto:

$$F = 100 \times K_h \times S \quad \text{Ecuación 2.1: Empuje Nominal Máximo}$$

Donde:

F (kN) Empuje nominal máximo

$5.5 < K_h < 12$ (adimensional)

S = Sección (excavado) = $\pi D^2/4$ (m²)

$$M = \alpha_h \times D \quad \text{Ecuación 2.2: Par de Giro Nominal Máximo}$$

Con: M (kN x m) Par de giro nominal máximo

$6.5 < \alpha_h < 14$ (adimensional) D = Diámetro (excavación) = (m)

2.4.3.1.2. Operación

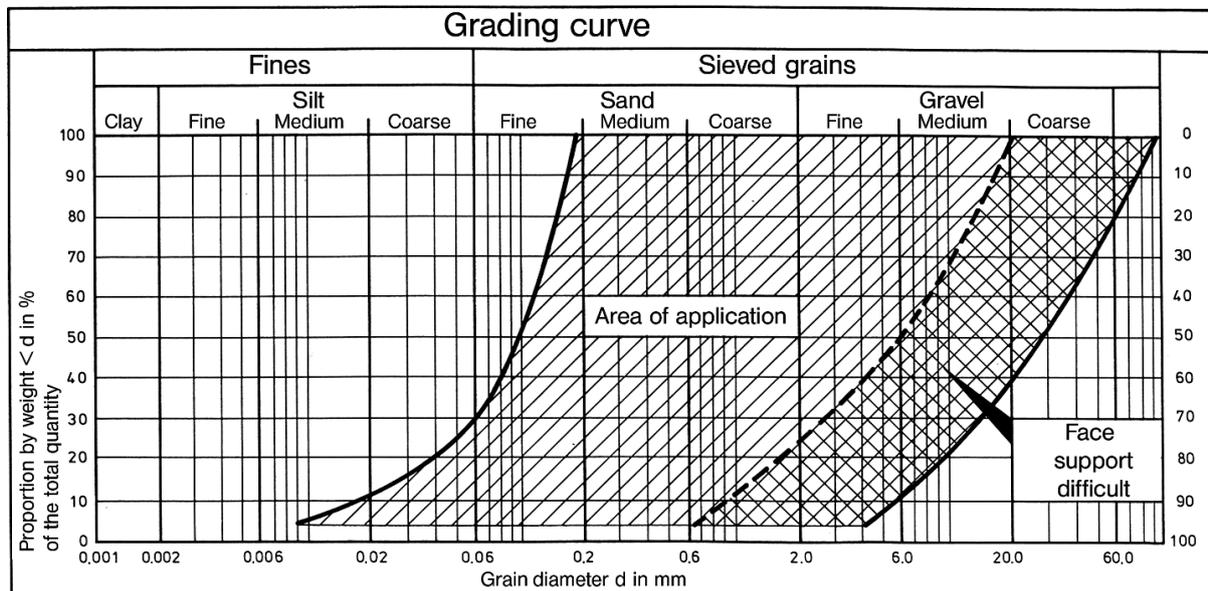


Figura 2.7: Campo de Aplicación de un Hidroescudo

Fuente: (MAIDL 2013:298)

Los siguientes parámetros básicos deben estar sujetos a un plan de avance para una correcta operación (MENDAÑA 2011: 588):

- Presión de sostenimiento del frente: Es de suma importancia corregir las variaciones de presión entre el lodo y el terreno para que la máquina pueda operar de manera segura. Es por eso que la tuneladora cuenta con un equipo de aire comprimido que alimenta la burbuja de aire.
- Acondicionamiento del material en la cámara: Al lodo bentonítico utilizado se le puede adicionar otros productos como espumas o polímeros (sobre todo si se entra en tramos que contengan materiales arcillosos).
- Control del paso de escombros extraído en cada anillo: El control de cuanto escombros se extrae en cada avance resulta tedioso, ya que sólo se puede medir con precisión a la salida de la planta de separación, por ello, la curva de variación de la presión de confinamiento tiene marcado un valor para alertar de que el "gap" haya podido aumentar pero siempre estará relleno de mezcla.
- Control de Inyección de Mortero para el Relleno del "Gap": Se debe seguir las alertas de la curva de presión en cámara y "gap", además de realizar una inyección de forma continua por cola a medida que avanza la máquina manteniendo una presión por encima de 0.2 a 0.3 bar de la presión del relleno del "gap".

Por otro lado los siguientes datos deben controlarse:

- Índice de avance de la máquina
- Empuje total y par de giro de la rueda de corte
- Control de consumos y tasas de aditivos incorporados a la rueda o a la cámara

2.4.3.1.3. Ventajas de los hidroescudos:

- Aseguran una excelente contención del frente, debido a que la mezcla del lodo y el terreno excavado se comporta como un fluido denso. Además, el lodo penetra unos pocos centímetros en los huecos del material todavía no excavado, formando una masa “cake” que ayuda a conseguir una estabilidad en el frente de excavación.
- El lodo bentonítico rellena por completo el hueco entre la superficie excavada por la rueda de corte y la superficie exterior del cuerpo del escudo (el “gap” de excavación por la diferencia de diámetros) manteniendo la presión hidráulica contra la bóveda del terreno excavado y hace posible un relleno inmediato con mortero del trasdós del anillo de revestimiento que va saliendo de la cola del escudo.
- Las herramientas de un hidroescudo presentan un desgaste primario y secundario mucho menor que en otras máquinas de frente de presión, lo cual supone un ahorro en el mantenimiento del hidroescudo.
- El hidroescudo permite trabajar a presiones superiores a los cuatro bar (con una bentonita de óptima calidad mineralógica), por lo tanto se mejora el rendimiento sin presentar riesgos de desestabilización, lo cual no es posible en escudos tipo EPB.
- La potencia de un hidroescudo representa un 70 a 75% frente a una tuneladora tipo EPB, lo cual tiene un ahorro energético y reduce la contaminación en este tipo de tuneladoras, sin embargo la planta de separación de lodos, genera también un consumo energético.
- Los lodos bentoníticos no generan contaminación química o biológica significativa al momento de eliminar suspensiones densas de arcillas, con lo cual es aceptable transportar y verter estos escombros en alta mar en obras cercanas a la costa o ríos navegables (será necesario realizar previamente un estudio de la zona marítima con el fin de que el vertimiento se encuentre dentro de los límites máximos permisibles de los aspectos ambientales).

2.4.3.1.4. Desventajas de los hidroescudos:

- El transporte y la separación de escombros resulta una dificultad, ya que la bentonita debe recuperarse por ser un material costoso y que a su vez genera un impacto ambiental al eliminar los lodos residuales.

- El uso de los hidroescudos en terrenos arcillosos dificulta el rendimiento de la excavación debido a la recarga del contenido de finos con lo cual se puede taponar la rueda de corte y será necesario realizar un lavado de dicha rueda y un tratamiento de inyección de espumas por las boquillas en los radios de la rueda de corte. Además, el lavado de finos en los sistemas de centrifugación o hidrociclones requiere un mayor costo energético en las plantas de separación.
- El hidroescudo baja su rendimiento notablemente en terrenos no cohesivos que cuentan con bolos entre 5 y 10 cm que superan el 15% del terreno excavado. Dado que el tamaño máximo bombeable de los bolos es de 10 cm, es necesario montar una machacadora que pueda reducir el tamaño de bolos superiores a esta dimensión. Sin embargo en casos excepcionales que los bolos superen el tamaño de la boca de la machacadora es necesario el uso de mano de obra capacitada para romper estos bolos.

2.4.3.2. Escudos EPB Escudos de Frente en Presión de Tierras

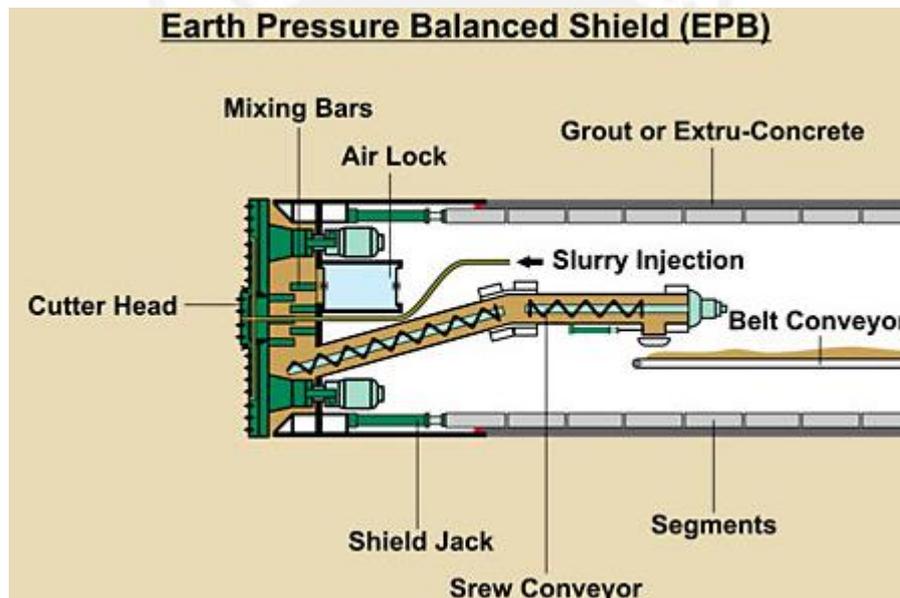


Figura 2.8: Esquema de un EPB Shield
Fuente: (FACESUPPORT 2016)

2.4.3.2.1. Diseño

Las tuneladoras de escudos de frente de presión de tierras están diseñadas para terrenos blandos cohesivos (arcillosos). El concepto de estos escudos recae en tres ideas básicas (MENDAÑA 2011: 593)

- Estabilizar el frente con un material a presión, el cual es el propio escombros excavados con productos de adición, siendo una mezcla de consistencia visco-plástica.
- Lograr la consistencia adecuada de la mezcla para ser transportada por cinta y vagón
- Extraer la mezcla sin perder la presión en el frente

El funcionamiento de una “EPB” consiste en el siguiente procedimiento: Se estabiliza el frente manteniendo la cabeza con la cámara llena de la mezcla del terreno excavado con agua y una mezcla de polímeros espumantes, comprimida contra el frente por medio del Empuje longitudinal de los gatos contra el revestimiento prefabricado.

La consistencia pastosa permite el transporte del escombros por medio de un tornillo sin-fin de manera que se conserva la presión interna, sin embargo también es posible realizar la operación de la máquina en modo abierto por medio de una cinta transportadora, el par de giro de la rueda de corte debe ser mayor al rozamiento de la cabeza contra el frente para que se pueda excavar.

Las fórmulas empíricas para calcular los parámetros nominales principales vienen a ser las mismas utilizadas en las ecuaciones 2.1 y 2.2 ya mencionadas, no obstante los parámetros $K_{(epb)}$ tienden de 7.5 a 15 en el empuje nominal máximo y $\alpha_{(epb)}$ tiene un rango de 14 a 25 para el par de giro nominal máximo.

2.4.3.2.2. Operación

Las tuneladoras EPB se han ideado inicialmente para excavar suelos arcillosos-limosos y limo-arenosos de consistencia pastosa y blanda con un contenido mínimo de finos del 30%.

Zone	Preconditions	Conditioning
①	lc support medium = 0.4...0.75	Water Clay and polymer suspension Tenside foams
②	$k < 10E-05m/s$; waterpressure < 2 bar	Clay and polymer suspensions Polymer foams
③	$k < 10E-04m/s$; no ground water pressure	High-density slurries High-molecular polymer suspension: Polymer foams

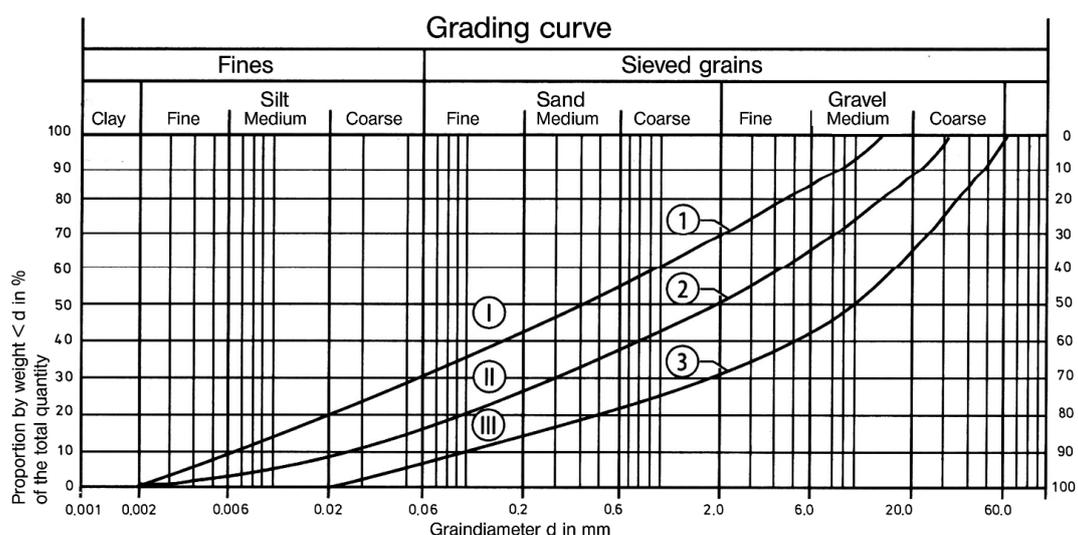


Figura 2.9: Granulometría de los Terrenos y Aplicación de los escudos EPB

Fuente: (MAIDL 2013: 309)

Cuando el material no tiene estas características, debe ser acondicionado en la cámara hasta que cumpla con la mezcla idónea.

Los escudos tipo EPB son mucho más sensibles a los cambios de características del terreno que en el diseño de un hidroescudo por lo tanto es necesario operar la máquina de acuerdo un plan de avance con valores de referencia y rangos de los siguientes parámetros básicos:

- Presión del Sostenimiento del frente y densidad del material en la cámara

Es de importancia vital para garantizar el funcionamiento de la tuneladora EPB y se ha de requerir que la presión de sostenimiento se transfiera desde el mamparo o tabique estanco hasta el frente a través de las partículas sólidas y no solamente a través de la presurización de la cámara mediante aire comprimido.

- Aplicar la presión efectiva necesaria en función de las condiciones del terreno (empuje activo + carga freática)
 - Mantener la cámara llena de un material sólido e incomprensible. En el caso de inestabilidad en el frente no hay suficiente espacio vacío para que el terreno se derrumbe dentro de la cámara evitando así asentamientos incontrolados en superficie.
- Acondicionamiento del terreno en la cámara

Como el terreno natural no puede ser fácilmente moldeado y confinado al nivel de presión deseada en la cámara, se depende de un acondicionamiento del terreno para modificar sus propiedades, los cuales son: espumas, soluciones de polímeros o una combinación de estos productos en la rueda de corte y en la cámara de excavación. Esta mezcla logra convertirse en una masa homogénea de baja resistencia al corte, baja permeabilidad y con comportamiento elástico, de esta forma se mantiene la presión de sostenimiento necesaria para la excavación. La cantidad de agua debe estar comprendida entre un 20-30%, para mejorar la trabajabilidad de esta mezcla y poder transportarla en el tornillo sinfín y la cinta.

La espuma es una mezcla de aire y agua con un tensoactivo, producto capaz de producir una burbuja que brinda estabilidad bajo presión. Estos polímeros le dan una característica mecánica a la burbuja. La selección del tipo de estos aditivos depende de la clase de terreno y de las características de la tuneladora:

- **Solución Espumante:** La concentración de este espumante (CF) se encuentra en un rango del 0.5 al 5 % y depende de la cantidad de agua que se inyecta o está presente en el terreno

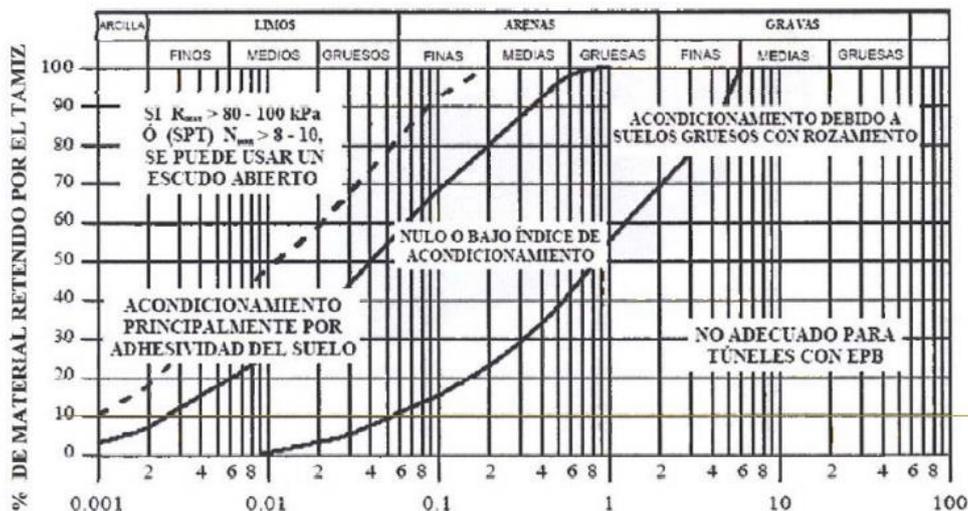


Figura 2.10: Límites para excavar con un escudo EPB en terrenos cohesivos

Fuente: (UPC 2012: 48)

- **Polímeros:** En algunos casos se agregan polímeros para mejorar la estabilidad de la espuma o ajustar la consistencia del suelo que circula a través de la cámara o el tornillo sinfín. Su concentración suele estar entre el 0.1 y 5% en la solución espumante pero también se puede inyectar directamente en su versión sin diluir.

- Control del peso del escombro extraído en cada anillo

Debido a las variaciones de densidad del material excavado, habrá una dificultad para el control del peso. Se utilizan dos básculas que se ubican en la cinta del back-up (con una incertidumbre de $\pm 2.5\%$).

Este dato del peso bruto, debe sustraer el peso de los agentes acondicionadores añadidos y compararlo con el valor de referencia o estimación del peso teórico del material excavado.

- Control de la inyección de mortero para el relleno del gap

El relleno espacio entre el trasdós de los anillos y el terreno se realiza empleando un sistema de inyección continua de mortero de cemento mediante un control por presión. Se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Evitar que las aguas subterráneas o el material excavado entren en el espacio anular
- Inyectar de forma continua por cola y a medida que avanza la máquina, manteniendo la presión de inyección de 0.3 a 0.5 bar por encima de la presión de tierras. Para el fraguado se debe tomar en cuenta el siguiente control de resistencias de inicio y final de fraguado:

- RCS 1 Día \geq 1.25 MPa y RCS 28 Días \geq 7.50 MPa
 - Inicio de Fraguado: De 5 a 8 hrs.
 - Fin de Fraguado: Entre 1.5 y 3 hrs. después del inicio
- Taponamiento de la Rueda de Corte en Terrenos Arcillosos

La viscosidad de las arcillas puede llegar a taponar la rueda de corte y acumular este material en las herramientas, lo cual cierra la entrada del centro de la rueda hacia el interior de la cámara. Al ser taponada el área central los suelos son desplazados en lugar de ser cortados, fluyendo paralelos al frente de excavación, lo cual aumenta la presión para poder excavar y en el peor de los casos grandes incrementos de par, generación de calor y riesgo de que se colme la cámara sin poder avanzar. Con ello se obliga a parar la máquina y picar el material de la cámara manualmente y limpiar las aberturas de la rueda de corte. Este taponamiento sucede a causa de 4 mecanismos diferentes:

- La viscosidad de las arcillas excavadas, produce su adherencia a los componentes de superficie metálica
- La “formación de puentes” de partículas de arcilla en las aberturas de los caminos de transporte de escombros
- La cohesión de las partículas de arcilla agrupándose entre sí
- La baja tendencia de las arcillas a diluirse en agua

Para prevenir este taponamiento (especialmente el problema de adherencia), se pueden tomar las siguientes medidas:

- Emplear aditivos químicos con desestructurantes en la solución espumante
- Optimizar la penetración de las herramientas de corte para conseguir un óptimo tamaño de desmenuzamiento de las arcillas
- Inyectar agua a presión (400-500 bar) en el centro de la cámara a través de barras batideras

En segundo lugar, se deben tomar los parámetros operacionales para el correcto funcionamiento de la tuneladora:

- Empuje Total y Empuje de Contacto
- Índices de Penetración
- Par de Giro de la Rueda de Corte
- Control de Consumos y Tasas de Acondicionadores del Terreno

2.4.3.2.3. Ventajas e Inconvenientes de los Escudos de Presión de Tierras

Es la mejor solución para trabajar en suelos cohesivos inestables.

Por otro lado, dentro de las limitaciones de los EPBs tenemos la dificultad para conseguir un control óptimo de los asentamientos en la superficie. La mezcla plástica de los escudos EPB no transmite uniformemente la presión en el frente a lo largo del hueco “gap” entre el terreno y el extradós del cilindro del escudo, lo cual dificulta su diseño en tuneles urbanos, donde existe riesgo por las cargas móviles en la superficie.

Una de las mayores dificultades de las EPB es la capacidad de trabajar en terrenos donde existen capas de bolos de gran tamaño o frentes mixtos. Básicamente una EPB no puede montar una machacadora o adoptar cortadores de disco en la cabeza. Solo puede resolver los casos en que la matriz sea un suelo de dureza media, además, es difícil aumentar el diámetro del tornillo por encima de los 1.500 mm porque obligaría a aumentar su longitud hasta cifras inconvenientes para conservar la capacidad de mantener la presión de trabajo.

2.5. EXCAVACIÓN CONVENCIONAL EN SUELOS

Una excavación subterránea por métodos convencionales en terrenos blandos resultará diferente para zonas urbanas y rurales. Se debe tomar en cuenta los asentamientos y movimientos horizontales que se inducen en las edificaciones aledañas, las cuales limitan el trazo y profundidad de dicho túnel.

Por esta razón es necesario emplear métodos constructivos y tratamientos al terreno que no provoquen estos problemas. Dichos sistemas constructivos por métodos convencionales se pueden clasificar en dos:

- Ejecución subterránea: cuando no se afecta la superficie y está condicionada a lo existente por encima
- Ejecución a cielo abierto: donde se requiere abrir el terreno desde su superficie

2.5.1. Ejecución Subterránea

Los cuatro métodos convencionales más usados son: 1 Método Tradicional, 2 Nuevo Método Austriaco Modificado, 3 Método del Precorte Mecánico y 4 Tuneladoras con Presión en el Frente) dentro de los cuales se explicará con mayor detalle los dos primeros.

Previamente a la ejecución de dichos sistemas es necesario contar con un acceso al frente de trabajo, el cual se realiza mediante la excavación desde la superficie de pozos o rampas de acceso a una determinada profundidad en el inicio de los tramos subterráneos.

2.5.1.1. Método Tradicional

También llamado método belga o método tradicional de Madrid, este método consiste en la excavación sistematizada en seis fases. Para esto se recurre a uso de herramientas mecánicas como martillos neumáticos picador o rompedor, cintas transportadoras por medio de tolva o camión, etc. En la *fase uno* se procede con la excavación de la clave en forma de galería trapezoidal de 1.80 metros de altura y se entiba con tablas y puntales, bastidores de madera y perfiles metálicos laminados denominados longarias.

En la figura 2.11 se puede visualizar la excavación de la galería en clave. Normalmente este avance de excavación es de unos 2.5 metros de longitud, sin embargo para el primer avance se considera solo 1.00 metros de longitud (GUERRA 2008: 79).

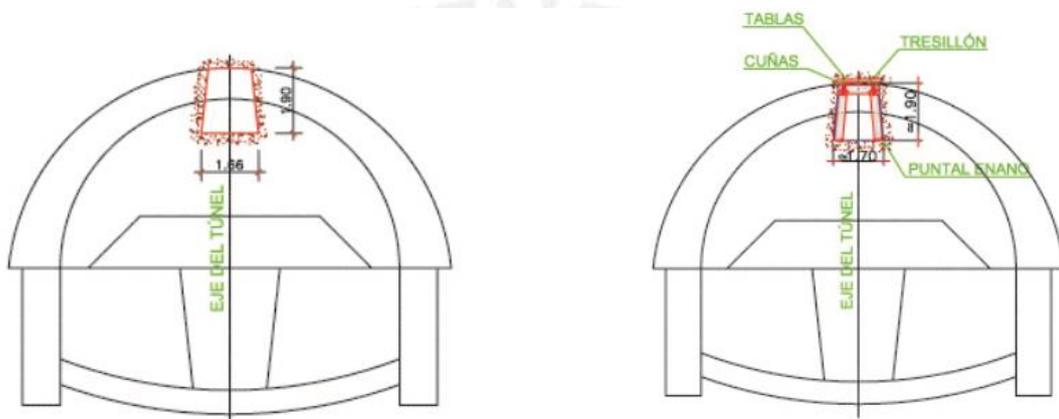


Figura 2.11: Excavación inicial del método tradicional

Fuente: (UPC 2012: 4)

A continuación se realiza un ensanche de la galería de avance, la cual es entibada y apuntalada con los mismos elementos de la fase uno pero con una altura mayor (aproximadamente 5.00 metros de altura para los puntales). Este ensanche lateral se completa hasta finalizar la excavación completa de la bóveda.

Luego de tener excavada toda la bóveda se debe desentibar la línea de puntales más alejada del frente y se procede con el encofrado y vaciado de la bóveda (*fase dos*), posteriormente se realiza una inyección de contacto en el trasdós de toda la bóveda para rellenar los posibles huecos. Después se realiza una segunda excavación en destroza para la *fase tres* (la destroza viene a ser el espacio del núcleo central de la excavación entre la bóveda y contrabóveda). Esta excavación se ejecuta con un desfase de unos 5 o 6 anillos por medio de una máquina excavadora.

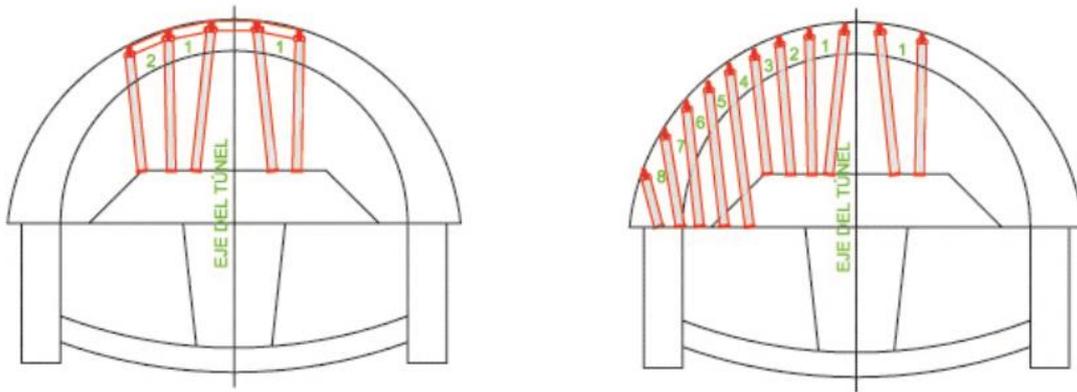


Figura 2.12: Ensanche de la galería de avance, método tradicional

Fuente: (UPC 2012: 6)

Tal como se puede apreciar en la figura 2.13, la excavación de los hastiales laterales (*fase cuatro y cinco*) se realiza una vez finalizada la excavación de la destroza por medio de tramos pequeños (bataches) con madera aplicada una contra otra de ancho máximo de 2.5 m e inyecciones del trasdós. Se debe tomar en cuenta que el avance de los hastiales debe ser de forma alternada, considerando una longitud de 10 a 15 metros (GUERRA 2008: 87). Luego de excavar se procede a encofrar y vaciar los hastiales.

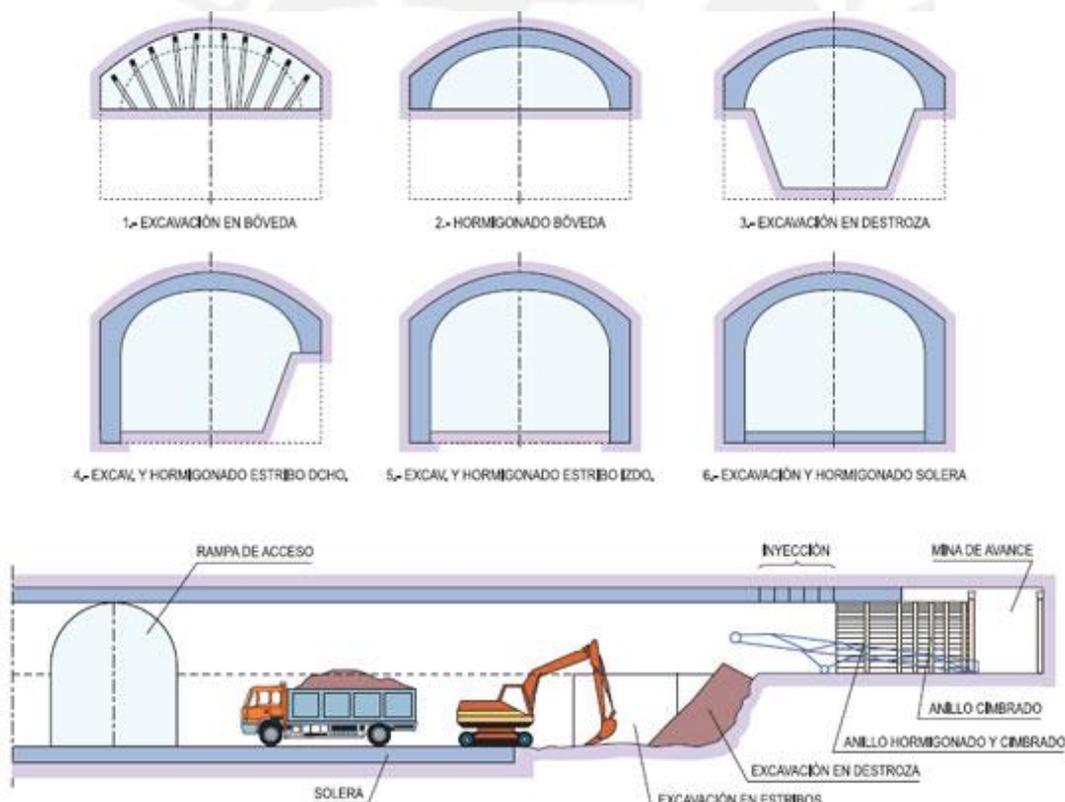


Figura 2.13: Fases del Método Tradicional

Fuente: (YEPES 2013)

Finalmente se realiza la excavación y vaciado de la contrabóveda (solera) *fase seis* y los acabados finales del revestimiento. Cabe mencionar que para esta última etapa la longitud de excavación es de doce a quince metros.

2.5.1.2. Nuevo Método Austriaco Modificado o SEM

El nuevo método austriaco modificado para túneles (NATM por sus siglas en inglés) o también llamado método de excavación secuencial (SEM en inglés) viene a ser una alternativa de excavación convencional, la cual se realiza en dos fases: avance y destroza.

De acuerdo al Manual de Túneles y Obras Subterráneas, para el avance se comprende la totalidad de la sección de la bóveda más aproximadamente un metro de altura de hastiales, se excava mediante equipos mecánicos (retroexcavadoras, rozadoras o palas cargadoras) en una longitud de avance variable de 1 a 2 metros y se coloca inmediatamente un sostenimiento primario (armadura metálica de perfil omega) separadas entre 0.5 a 1 metros unidos con tresillones metálicos separados un metro. Además, se aplica una capa continua de concreto lanzado de 15 a 20 cm aplicada en varias fases.

La disposición del sostenimiento primario se hace con un desfase máximo de dos metros respecto a la excavación y se le aplica de ser necesario una capa de concreto lanzado de tres centímetros de sellado para evitar alteraciones y pérdidas de humedad.

Luego se encofra el revestimiento definitivo de la bóveda habiendo un desfase de 18 metros entre el sostenimiento y revestimiento que permite hacer trabajos de mejora y consolidación del terreno. Todo el proceso requiere de una medición sistemática de la deformación del sostenimiento para tomar las medidas correctoras que son necesarias. (TRABADA 2011b: 501).

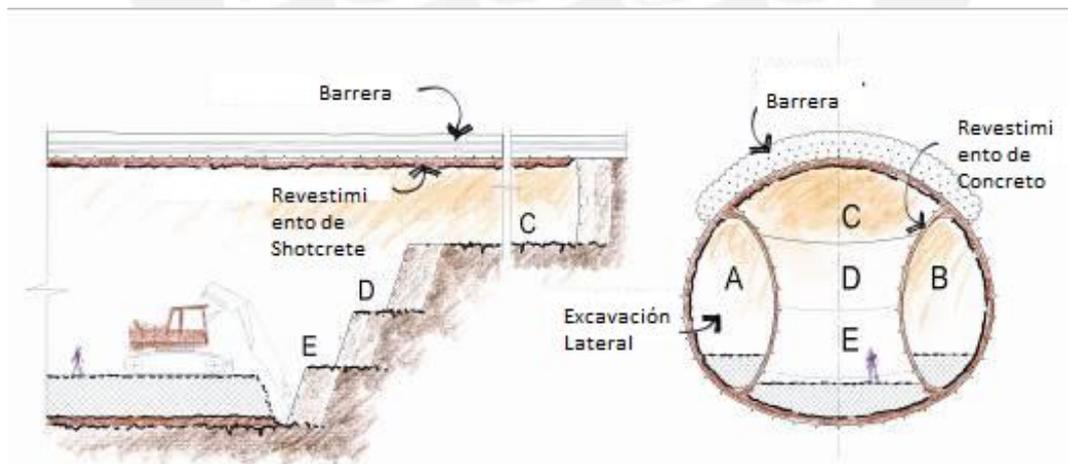


Figura 2.14: Esquema del NATM/SEM

Fuente: (CENTRAL SUBWAY 2008: 6)

Para la fase de destroza se ejecuta de manera similar al método tradicional, completando los hastiales y la contrabóveda.

2.5.2. Ejecución a Cielo Abierto

El sistema a cielo abierto sugiere ocupar la superficie bajo la cual se ejecutará el túnel subterráneo. Es por esta razón que las construcciones de esta naturaleza deben prever la ocurrencia de interferencias tales como servicios de agua, luz, obras subterráneas intermedias, etc.

No obstante muchas veces el trazo deberá prever la relocalización de estos condicionantes ya que en un medio urbano, resulta de gran dificultad realizar un trazo libre de interferencias.

Este sistema de excavación puede clasificarse en dos métodos diferentes: entre pantallas como elementos auxiliares y entre pantallas como parte de la estructura del túnel. Cabe mencionar que se puede realizar tanto la excavación de estas como muros de concreto armado convencionales o como pilotes aislados o secantes.

2.5.2.1. Entre Pantallas como elementos auxiliares

En la figura 2.15 se puede visualizar el esquema de trabajo del sistema a cielo abierto. En primer lugar, se construyen los muros pantalla que suelen ser de 0.60 m a 1.20 m de espesor y de una profundidad de 10 a 30 metros.

En algunos casos también puede optarse por la opción de pilotes aislados o pilotes secantes (pilotes de mortero que son mordidos por pilotes de concreto armado con una separación de 15 a 20 centímetros).

Una ventaja del uso de muros pantalla en lugar de pilotes es la conveniencia y facilidad de construcción en el contexto limeño, ya que el uso de pilotes en este caso es menos común y por ende más caro como sistema constructivo.

Luego de la construcción de los muros pantalla se procede con la excavación del terreno hasta un primer nivel de arriostamiento en el que se dispone de un codal metálico o un anclaje provisional, una vez instalado dicho arriostamiento se continúa con la excavación hasta llegar a la contrabóveda.

Después de construir la contrabóveda, se arman y encofran los hastiales y la bóveda por medio de módulos de 5 metros de longitud, se desencofran de acuerdo al cronograma de avance y hasta que el concreto consiga su resistencia.

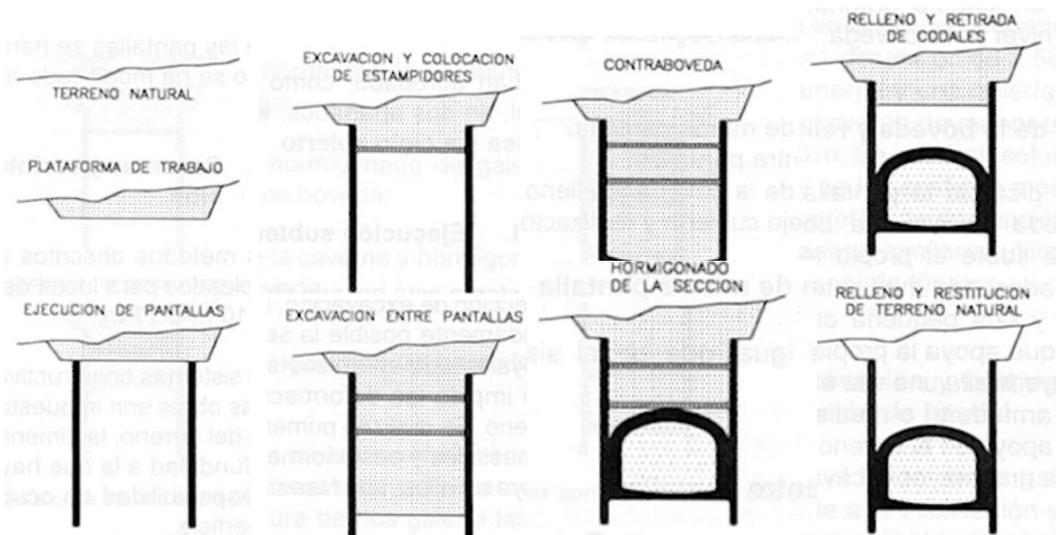


Figura 2.15: Excavación entre pantallas auxiliares

Fuente: (UDC 2013)

Finalmente se impermeabiliza la sección superior de la bóveda y se restituye el terreno excavado hasta la superficie (esto supone eliminar los niveles de arriostamiento destensando los codales metálicos).

2.5.2.2. Entre Pantallas como parte de la estructura del túnel

Esta alternativa de construcción a cielo abierto supone una reducción de costos ya que los muros pantalla aportan en su diseño como parte de los hastiales de la estructura del túnel.

Las fases de construcción de los muros pantalla y excavación entre estas es igual al método anterior, sin embargo para la construcción y relleno de la bóveda, esta se empotra al muro pantalla y se encofra apoyada en el terreno o se puede construir directamente sobre este. Luego se impermeabiliza y se procede con el relleno de material hasta la superficie.

La excavación subterránea por debajo de la bóveda se realiza accediendo alternativamente por una rampa de acceso o pozo, por el cual también se eliminará el material excavado hasta la contrabóveda. Esta finalmente se construye empotrándose entre las pantallas.

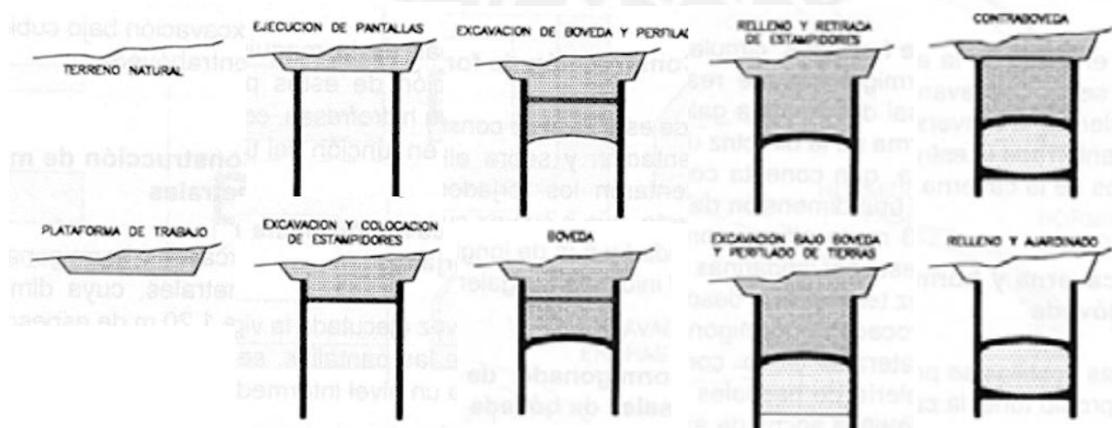


Figura 2.16: Excavación entre pantallas estructurales

Fuente: (UDC 2013)

Alternativamente a estos métodos de ejecución a cielo abierto, se pueden mencionar otras alternativas como lo son bóvedas o vigas prefabricadas:

- Falso túnel entre pantallas con losa plana de concreto armado: para cargas reducidas de tierras
- Falso túnel entre pantallas con bóveda ejecutada “in situ” sobre terreno excavado previamente
- Falso túnel con bóveda de concreto armado, ejecutado con carro de encofrado “in situ”
- Falso túnel entre pantallas con bóveda prefabricada triarticulada. No debe estar sometido a cargas asimétricas
- Falso túnel con vigas prefabricadas

2.5.3. Aspectos a considerar en la excavación de suelos

“Es necesario tomar en cuenta dos aspectos al momento de realizar estos tipos de obras civiles: **El conocimiento del terreno con anterioridad y El comportamiento del medio ante la ejecución de las mismas** (reconocimiento del terreno, campaña geotécnica y auscultación de túneles)” (TRABADA 2011b: 521)

Dentro de los criterios más importantes se encuentra la exploración geotécnica, en los cuales se debe tomar en cuenta los datos y resultados de investigación geotécnica para un proyecto.

Según Waggoner y Daugherty en 1985 bajo un estudio de 85 proyectos en E.E.U.U. el costo promedio llegaron a la conclusión de que el costo promedio de las exploraciones representa el 1.66% del costo total de una obra y se debería aumentar este presupuesto a un 3% total para minimizar los problemas durante la etapa de construcción y rentabilizar al máximo las inversiones en exploraciones. Además, es recomendable incrementar la cantidad de ensayos de laboratorio y utilizar la geofísica para toma de datos in-situ (Quiralte 1998: 73).

Entre las distintas técnicas de investigación y prospección para el diseño de túneles en suelos podemos mencionar las más relevantes en el siguiente cuadro:

Tabla 2.3: Técnicas de Investigación In-Situ para Túneles

Técnicas y Aplicaciones	Ventajas y Limitaciones
Foto-Interpretación Escalas más útiles 1:25000 a 1:2000 Radar-Solar: en zonas de densa vegetación Infrarrojo: delimitación de características geológicas mal definidas	Técnicas rápidas y desarrolladas Bajo coste relativo Precisan verificación en campo
Mapas Geológicos de Afloramientos	
Escalas 1:10000 a 1:2000 en trazados Incide en el diseño y puede ser documento contractual (Corte Geológico por el eje del túnel)	Técnicas muy desarrolladas e imprescindibles Relativamente económico Poseen cierto grado de incertidumbre (procedencia y núm. de datos)
Pozos, Galerías y Sondeos de Gran Diámetro	
Útiles para investigaciones de gran detalle en zonas muy conflictivas e importantes No se justifican durante la etapa de diseño	Permiten una observación directa y muestreo de ensayos in-situ, instrumentación, control, drenaje, ventilación, inyecciones, etc. Técnicas muy costosas y lentas
Calicatas y Zanjas	
Útiles en zonas de bajo recubrimiento Detección de contactos litológicos Ejecución de ensayos in-situ	
Prospección Geofísica desde Superficie	
Eléctrica: Detección de fracturas, acuíferos y paleocanales. En general poca utilidad Sísmica de Refracción: Detección de contactos, módulos de deformación. Sísmica de Reflexión: Localización de fallas, profundidad y continuidad de estratos Petite Sísmique (Micro Sísmica): Módulos de deformación. Escaso desarrollo tecnológico Alta Resolución: Escasa utilidad debido al alto costo	Necesita contrastar resultados con otros datos de campo y ensayos Necesidad de adecuada interpretación geológica Generalmente técnicas rápidas y relativamente costosas

Adaptado de (Quiralte 1998: 81-83)

2.6. COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS EN TÚNELES

2.6.1. Nociones Generales, Elasticidad y Plasticidad

De acuerdo a la mecánica de suelos, sabemos que un material puede presentar diferentes características en base a su comportamiento bajo efectos de esfuerzo y deformación. Podemos determinar la elasticidad y rigidez del material si idealizamos su representación gráfica en el diagrama de esfuerzo deformación, de esta forma podemos estudiar diversos comportamientos como: comportamiento elástico lineal, no lineal, comportamiento plástico idealmente rígido, idealmente elástico, endurecimiento elasto-plástico, reblandecimiento, etc.

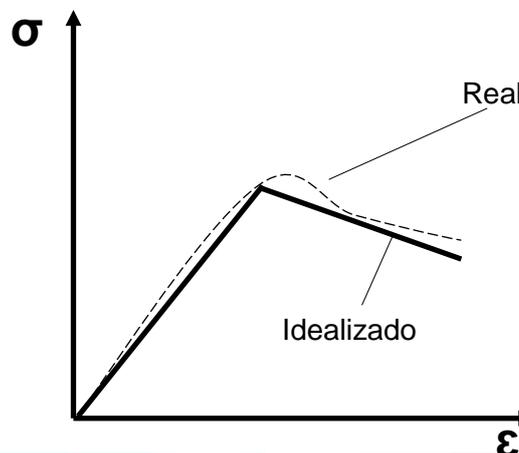


Figura 2.17: Reblandecimiento

Fuente: Propia

2.6.2. Resistencia del Suelo

Dado el criterio de rotura de Morh-Coulomb podemos representar la resistencia del suelo, la cual posee dos características importantes que son la fricción y la cohesión con las cuales podemos calcular la resistencia cortante τ_f :

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan\varphi \quad \text{Ecuación 2.3: Esfuerzo Cortante (Kolymbas 2005: 124)}$$

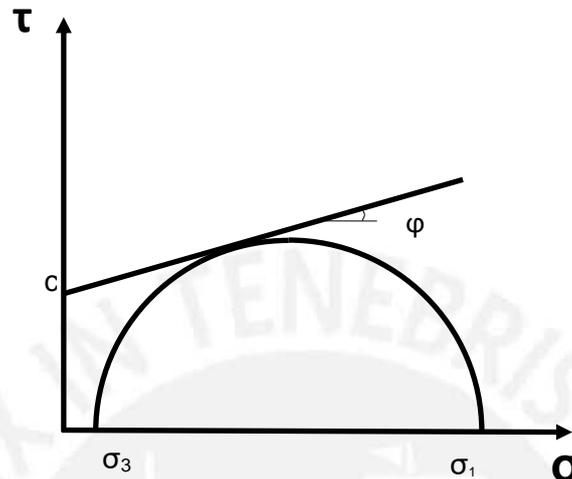


Figura 2.18: Esquema de Esfuerzos Morh-Coulomb

Fuente: Propia

La cohesión c está relacionado a la compresión del suelo sometido a una precarga σ_v y al ángulo generado por esta precarga $\tan\varphi_c$ bajo el concepto de Krey y Tiedemann:

$$c = \sigma_v \cdot \tan\varphi_c \quad \text{Ecuación 2.4: Cohesión } c \text{ (Kolymbas 2005: 124)}$$

Es importante mencionar los casos en los que el suelo presenta de esta precarga se les denominan sobreconsolidados ($\sigma < \sigma_v$) y para el caso normalmente consolidado tenemos ($\sigma = \sigma_v$).

Finalmente reemplazando ambas ecuaciones obtenemos la siguiente expresión para suelos normalmente consolidados:

$$\tau_f = (\tan\varphi + \tan\varphi_c) \cdot \sigma = \tan\varphi_s \cdot \sigma \quad \text{Ecuación 2.5: Esfuerzo Cortante en Suelos}$$

Normalmente Consolidados (Kolymbas 2005: 124)

Donde φ_s es el ángulo de resistencia al corte total, el cual representa a la fricción generada por la compresión del suelo y su sobreconsolidación.

2.6.3. Interacción del Terreno-Sostenimiento en una Sección Circular

2.6.3.1. Teoría Elástica

Para simplificar la representación analítica de un túnel se debe considerar inicialmente a la obra subterránea como un espacio linealmente elástico, isótropo, semi-infinito, limitado por una superficie horizontal y una cavidad tubular de sección transversal circular (Kolymbas 2005: 150). El terreno se considera linealmente elástico en la fase inicial hasta llegar a cierta carga límite.

El estado tensional primario corresponde a las siguientes expresiones para el terreno: $\sigma_{zz} = p_0$, $\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = K_0 \sigma_{zz}$ donde p_0 es la presión inicial del suelo y K_0 es el coeficiente de empuje lateral. En el caso de terrenos no cohesivos este representa un coeficiente de presión de tierras activo y pasivo $K_a \leq K \leq K_p$. Esta presión inicial se encuentra en equilibrio con la presión interna p_i del túnel, la cual genera una deformación radial r_i

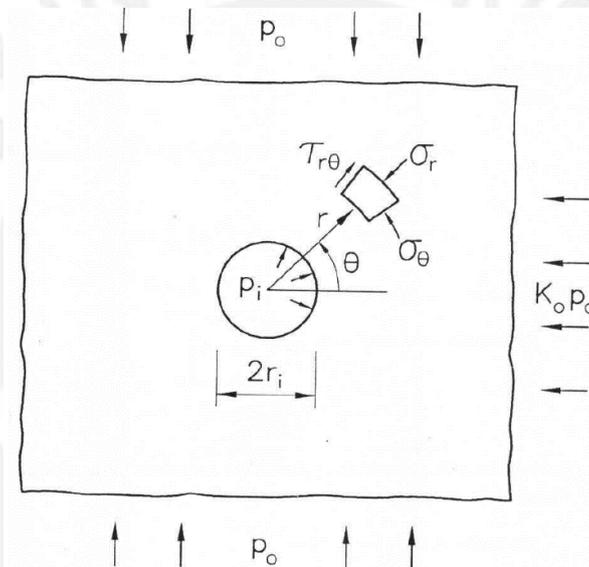


Figura 2.19: Túnel Circular en Deformación Plana

Fuente: (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 6)

Esta solución analítica resulta más conveniente resolverla por medio de coordenadas cilíndricas (r , θ y z), con las componentes radial, tangencial y de corte según las siguientes expresiones, las cuales se conocen como la solución de Kirsch.

$$\sigma_r = \frac{1}{2} p_i \left[(1+k) \left(1 - \frac{r_i^2}{r^2} \right) + (1-k) \left(1 - \frac{4r_i^2}{r^2} + \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \cos 2\vartheta \right]$$

$$\sigma_\vartheta = \frac{1}{2} p_i \left[(1+k) \left(1 + \frac{r_i^2}{r^2} \right) - (1-k) \left(1 - \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \cos 2\vartheta \right]$$

$$\tau_{r\vartheta} = \frac{1}{2} p_i \left[-(1-k) \left(1 + \frac{2r_i^2}{r^2} - \frac{3r_i^4}{r^4} \right) \sin 2\vartheta \right]$$

Ecuación 2.6: Esfuerzos radial, tangencial y de corte (Perri 1990: 42)

La siguiente ecuación de equilibrio de la presión interna del túnel se utiliza para evaluar las deformaciones radial y tangencial dado las condiciones de deformación plana en la gráfica.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

Ecuación 2.7: Ecuación de Equilibrio en Coordenadas Polares (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 5)

Además, tenemos las deformaciones tangencial y radial expresadas en función de un desplazamiento u positivo:

$$\varepsilon_r = -\frac{du}{dr}, \quad \varepsilon_\theta = -\frac{u}{r}$$

Ecuación 2.8: Desplazamientos unitarios (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 5)

Para resolver la ecuación 2.7 se debe integrar los esfuerzos y reemplazar las deformaciones unitarias utilizando los módulos de Elasticidad y Poisson. Se está considerando que la deformación en el eje z ε_z será nula debido a que el túnel se encuentra en un plano bidimensional, obtenemos las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_r = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right] \quad \varepsilon_\theta = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right]$$

Ecuación 2.9: Deformaciones Unitarias Polares (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 6)

Una vez obtenidas ambas ecuaciones, se igualan y reemplazan en la ecuación de equilibrio para obtener la siguiente expresión:

$$r^2 \frac{d^2u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0$$

Ecuación 2.10: Ecuación de equilibrio en función del corrimiento (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 7)

Finalmente se resuelve la ecuación 2.10 para las condiciones de contorno ($r = r_i \Rightarrow \sigma_r = p_i$) y ($r \rightarrow \infty \Rightarrow \sigma_r = p_0$) obteniendo:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= p_0 - \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) & \sigma_\theta &= p_0 + \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \\ \varepsilon_r &= -\frac{1-\nu}{E} \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) & \varepsilon_\theta &= \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \end{aligned}$$

Ecuación 2.11: Esfuerzos y Deformaciones radial y tangencial en el caso elástico

2.6.3.2. Teoría Elastoplástica

La primera solución del problema anterior a un caso elastoplástico fue propuesta por Fenner en 1938. Se asume el comportamiento del terreno por el criterio de Mohr-Coulomb y no existe un cambio de volumen en el anillo de la zona plástica de la excavación (Perri 1990: 63).

A continuación la figura muestra el esquema de los esfuerzos que soportaría el túnel en coordenadas cilíndricas debido al equilibrio entre la presión interna p_i de excavación y la que ejerce el terreno p_o . De acuerdo a la teoría de Fenner, este túnel se dividirá en un rango elástico y elastoplástico en función de su radio.

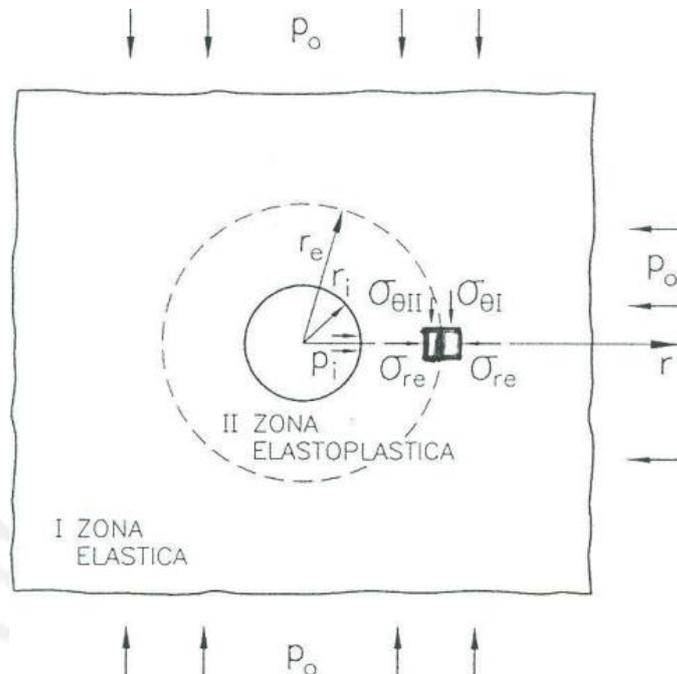


Figura 2.20: Túnel Circular en Deformación Plana Elastoplástica
Fuente: (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 12)

Para la zona elástica se delimita un radio ($r_e < r$) en donde los esfuerzos se expresan de la misma manera que en el problema anterior sustituyendo las deformaciones unitarias tangencial y radial:

$$\sigma_r = p_o - \left(\frac{r_e}{r}\right)^2 (p_o - \sigma_{re}) \quad \sigma_\theta = p_o + \left(\frac{r_e}{r}\right)^2 (p_o - \sigma_{re})$$

Ecuación 2.12: Esfuerzos radial y tangencial en la zona elástica (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 12)

En la zona elastoplástica ($r_i < r < r_e$) es necesario utilizar el ángulo de fricción y cohesión del terreno utilizado para poder expresar los esfuerzos tangencial y radial. Por lo tanto partiendo de la figura 2.18 podemos obtener la ecuación de criterio de rotura de Mohr-Coulomb en función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 :

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + 2c\sqrt{K_p}$$

Ecuación 2.13: Criterio de Rotura Mohr-Coulomb (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 13)

Donde c es la cohesión, φ el ángulo de fricción y K_p es el coeficiente de empuje pasivo:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi}$$

Ecuación 2.14: Coeficiente de Empuje Pasivo (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 13)

Si aproximamos los esfuerzos principales con los esfuerzos tangencial y radial ($\sigma_1 = \sigma_\theta$, $\sigma_3 = \sigma_r$) y los reemplazamos en la ecuación de equilibrio 2.7 obtendremos la siguiente expresión:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_r(K_p - 1) + 2c\sqrt{K_p}}{r}$$

Ecuación 2.15: Ecuación de Equilibrio en función de Esfuerzos Principales (Alonso s/f: 15)
Integrando la ecuación entre (r_i, r) y ($p_i\sigma_r$) obtenemos:

$$\sigma_r = \frac{1}{K_p - 1} \left\{ [p_i(K_p - 1) + 2c\sqrt{K_p}] \left(\frac{r}{r_i}\right)^{K_p - 1} - 2c\sqrt{K_p} \right\}$$

$$\sigma_\theta = \frac{K_p}{K_p - 1} \left\{ [p_i(K_p - 1) + 2c\sqrt{K_p}] \left(\frac{r}{r_i}\right)^{K_p - 1} - 2c\sqrt{K_p} \right\} + 2c\sqrt{K_p}$$

Ecuación 2.16: Esfuerzos radial y tangencial en la zona plástica (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 15)
Finalmente el radio en la zona plástica puede expresarse de la siguiente manera:

$$r_e = r_i \left[\frac{\frac{K_p - 1}{K_p + 1} (2p_0 - 2c\sqrt{K_p}) + 2c\sqrt{K_p}}{p_i(K_p - 1) + 2c\sqrt{K_p}} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Ecuación 2.17: Radio en zona plastificada (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 16)

2.6.3.2.1. Caso Suelo Cohesivo

Los resultados de los esfuerzos se pueden adaptar para diferentes tipos de terreno. Por ejemplo para el caso de un material arcilloso no drenado ($\varphi = 0; c = c_u$)

$$\sigma_r = p_i + 2c_u \ln \frac{r}{r_i} \quad \sigma_\theta = p_i + 2c_u (1 + \ln \frac{r}{r_i})$$

Ecuación 2.18: Esfuerzos en la zona plástica suelo cohesivo no drenado (Pérez de Ágreda s/f: 15)

$$r_e = r_i \cdot e^{\left[\frac{p_0 - p_i - c_u}{2c_u} \right]}$$

Ecuación 2.19: Radio en la zona plastificada caso suelo cohesivo (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 17)

2.6.3.2.2. Caso Suelo Granular

Por otro lado para el caso de un terreno granular ($c = 0; \varphi$) tenemos las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_r = p_i \left(\frac{r}{r_i}\right)^{K_p - 1} \quad \sigma_\theta = K_p p_i \left(\frac{r}{r_i}\right)^{K_p - 1}$$

Ecuación 2.20: Esfuerzos en la zona plástica para suelo granular (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 16)

$$r_e = r_i \left[\frac{2p_0}{p_i(K_p + 1)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Ecuación 2.21: Radio en la zona plastificada caso suelo granular (Alonso Pérez de Ágreda s/f: 17)
La siguiente figura muestra un esquema de la distribución de los esfuerzos en función del radio tanto en el rango elástico como plástico.

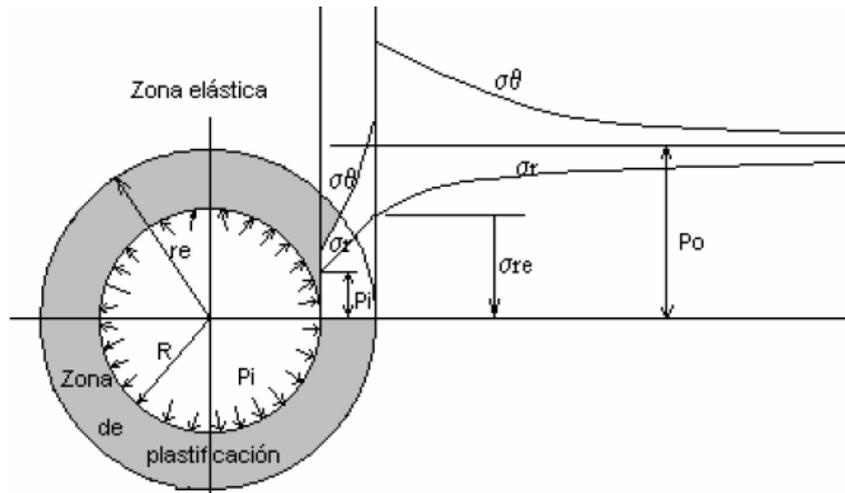


Figura 2.21: Distribución de σ_{rr} y $\sigma_{\theta\theta}$ dentro de los rangos plástico y elástico
Fuente: (Rojas 2009: 29)

2.6.4. Representación Práctica de la distribución de Esfuerzos para Diseño de Secciones Circulares

La International Tunneling and Underground Space Association (ITA/AITES) ha representado la siguiente figura de una manera práctica para calcular distribución de esfuerzos de forma analítica.

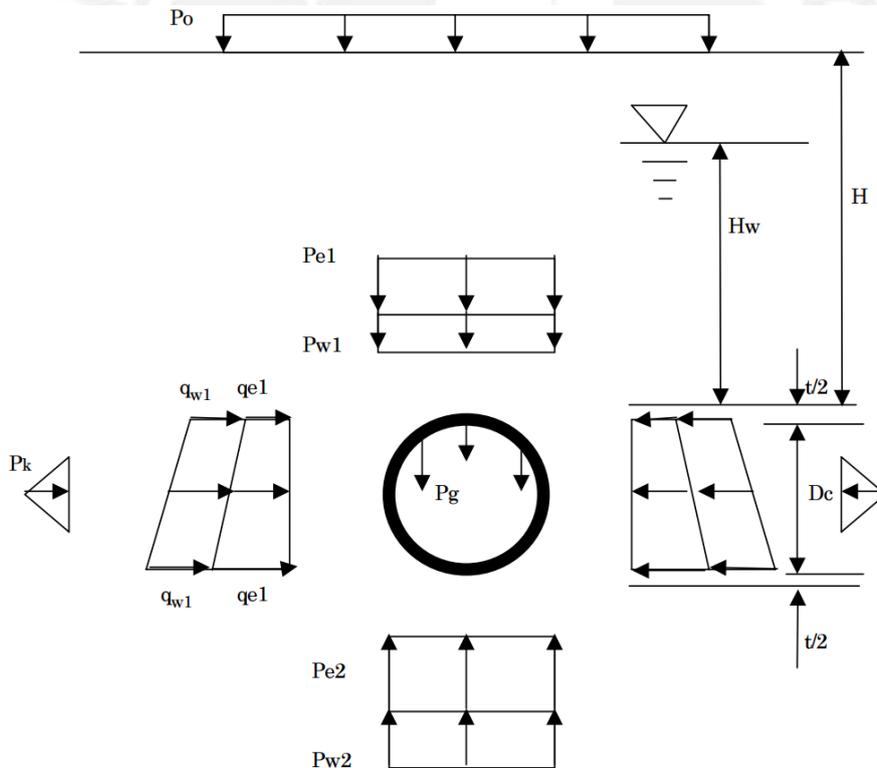


Figura 2.22: Esquema de Cargas suponiendo un Medio Elástico
Fuente: (ITA 2000: 312)

Las siguientes ecuaciones corresponden a los esfuerzos que se ejercen sobre el revestimiento considerando las direcciones señaladas en el esquema ya mostrado (ITA 2000: 309-312):

$$p_{e1} = \gamma' \cdot H_w \quad \text{Ecuación 2.22: Presión Vertical 1 del Terreno}$$

$$q_e = \lambda \cdot (p_e + \gamma \cdot \frac{t}{2}) \quad \text{Ecuación 2.23: Presión Horizontal del Terreno}$$

$$p_{e2} = p_{e1} + p_{w1} + \pi \cdot p_g - p_{w2} \quad \text{Ecuación 2.24: Presión Vertical 2 del Terreno}$$

Donde:

P_g : Peso propio del anillo de dovelas

P_w : Presión hidrostática

P_0 : Sobrecarga del Terreno

Una vez obtenidos estos valores, se puede calcular los diagramas de fuerzas momentos de la sección circular con el fin de diseñar la estructura según los materiales utilizados.

2.7. GEOMECÁNICA COMPUTACIONAL APLICADA A TÚNELES EN SUELOS

Para poder resolver el diseño de la estructura de un túnel de una manera más eficiente se puede utilizar un programa de métodos numéricos, los cuales existen de diversos tipos: Método de Elementos de Contorno (MEC), Método de Elementos Finitos (MEF), Método de Diferencias Finitas (MDF) y Método de Elementos Discretos (MED).

En nuestro caso se aprovechará el uso del programa “Plaxis 3D” para el análisis de la estructuras subterráneas que se van a diseñar. Por lo tanto es necesario entender el funcionamiento de dicho modelamiento de elementos finitos (FEM por sus siglas en ingles).

El programa tiene la capacidad de modelar los materiales y estructuras de cualquier característica elastoplástica por medio de barras, placas, cables o membranas con los que se calcula el equilibrio entre los sólidos en contacto.

2.7.1. Método de Elementos Finitos

Un objeto continuo se modela y divide en pequeños elementos interconectados entre puntos llamados nodos. Este proceso se conoce como discretización, lo cual permite definir un sistema continuo como un sistema finito.

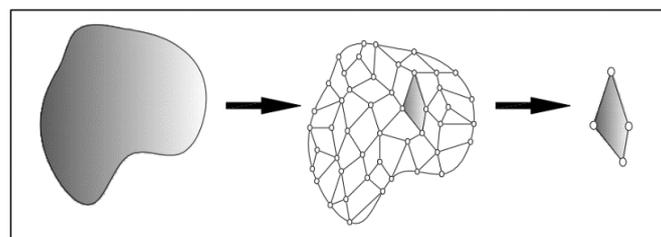


Figura 2.23: Discretización de un Continuo

Fuente: (Díaz Díaz y López Alvarado 2008: 13)

Las ecuaciones del problema son de carácter estructural por lo que las incógnitas y condiciones de contorno serán de desplazamiento, deformación y tensión. Dichas ecuaciones se aplican a todo el sistema, con lo cual el computador resuelve todas las ecuaciones diferenciales. La geometría que se ingresa como datos define el dominio del modelo, el cual se puede resolver en dos o tres dimensiones dependiendo del ingreso de datos de los elementos a modelar.

2.7.1.1. PLAXIS como Programa de Diseño Geomecánico

En el caso del programa Plaxis, este cuenta con una interfaz CAD para configurar todos los elementos, definir las condiciones de contorno y generar la malla con la que se va a poder realizar los cálculos necesarios. Todas las mallas se discretizan en elementos triangulares de seis nodos de dos dimensiones y 15 en tres dimensiones.

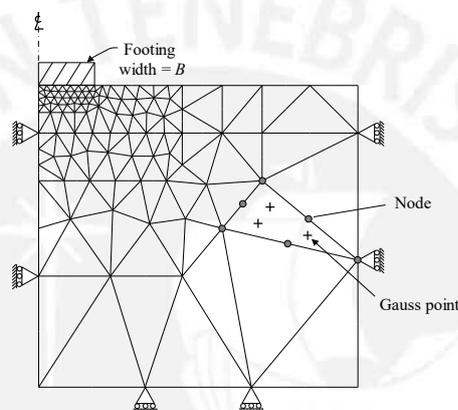


Figura 2.24: Ejemplo de Modelo FEM

Fuente: (Sfriso y Ledesma 2015: 8)

Sea la siguiente gráfica un ejemplo de un modelamiento de elementos finitos de una zapata sobre un terreno. Dada las condiciones del continuo, el problema puede simplificarse a la mitad dada la simetría en dos dimensiones. Como podemos visualizar se ha generado una malla con elementos triangulares con seis nodos y tres puntos de Gauss cada uno con los cuales se procederá a resolver las incógnitas de desplazamiento de todo el sistema (U_e).

Las siguientes premisas se cumplen para resolver el ejemplo (Sfriso y Ledesma 2015: 9):

- Los desplazamientos se interpolan en los puntos de Gauss $u_e = f(U_e)$
- Las deformaciones se calculan como derivadas de desplazamiento $\varepsilon = f(u_e)$
- Las tensiones se calculan con un modelo constitutivo $\sigma = f(\varepsilon)$
- Las tensiones se integran en fuerzas nodales $F = f(\sigma)$
- Las fuerzas nodales están en equilibrio con las condiciones de borde $F = K_e \times U_e = F_{ext}$

Despejando los desplazamientos obtenemos: $U_e = K_e^{-1} \times F_{ext}$

Sin embargo, dado que estos materiales no necesariamente mantienen un comportamiento linealmente elástico, será necesario realizar los cálculos por etapas. El programa maneja estas etapas como pasos parcialmente equilibrados.

2.7.1.1.1. Ley de Hooke como base para los modelos constitutivos de Plaxis

Dentro de las relaciones constitutivas para el modelamiento de materiales. El programa de elementos finitos se basa en la ley de Hooke para realizar el cálculo de los desplazamientos y esfuerzos en base a la rigidez linealmente elástica como se representa en la siguiente matriz:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix}$$

Ecuación 2.25: Matriz de rigidez para un material linealmente elástico (PLAXIS 2001b: 2-6)

Se debe tomar en cuenta que el programa cuenta los esfuerzos efectivos y deformaciones como incrementos infinitesimales. De esta forma se genera una curva de carga-desplazamiento con cada etapa de cálculo.

El proceso de cálculo es el siguiente:

- Se calcula la matriz de rigidez al inicio de cada etapa K
- Se incrementan los desplazamientos Δu y deformaciones $\Delta \varepsilon$
- Se determinan los esfuerzos σ
- Se calculan las reacciones internas q_{in} y el equilibrio global de las ecuaciones $q_{in} \approx q_{ex}$

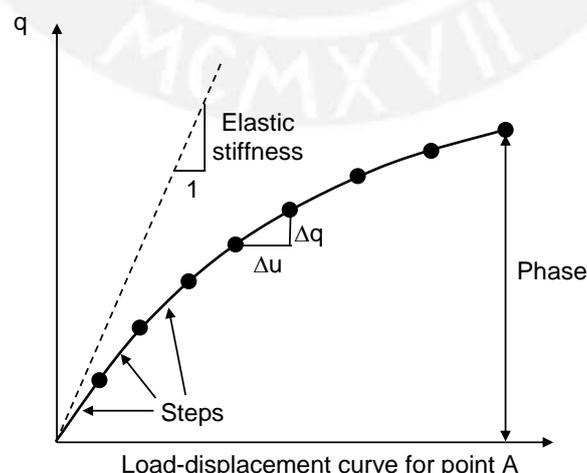


Figura 2.25: Cálculo de la deformación de un punto A por etapas

Fuente: (Sfriso y Ledesma 2015: 58)

A partir del modelo elástico lineal, los materiales y suelos pueden resolverse usando los siguientes modelos constitutivos:

- a. Modelo Mohr-Coulomb: Se adopta este modelo como elasto-plástico perfecto, el cual utiliza los parámetros E , ν para la elasticidad del suelo y ϕ , c para la plasticidad del suelo.
- b. Jointed Rock Model: Modelo para roca fracturada como capas anisotrópicas, elasto-plásticas. Se considera que la roca intacta siempre se comporta elásticamente. Se utilizan los parámetros: E , ν , ϕ y c .
- c. Hardening-Soil Model: Es un modelo de simulación avanzada para suelos que aprovecha tres datos de entrada para la rigidez de un suelo (E_{50} , E_{ur} , E_{oed}), los cuales corresponden a la rigidez secante en ensayos triaxiales, rigidez en descarga-recarga y rigidez tangente en cargas edométricas.
- d. Soft-Soil-Creep Model: Este modelo admite efectos de viscosidad en el diseño y análisis de suelos. Este modelo cumple para arcillas consolidadas, limo y turba (suelo orgánico muy compresible).

2.7.1.1.2. Elementos estructurales en Plaxis

Además de modelar suelo y roca, el programa permite ingresar los siguientes elementos estructurales:

- Placas y cáscaras: corresponden a estructuras como muros, cimentaciones y túneles
- Anclajes: utilizados para los muros anclados principalmente
- Geosintéticos: utilizado para diseñar y analizar geotextiles
- Interfaces: Es importante mencionar la interacción entre los diferentes materiales y estructuras, ya que la interacción suelo-geomaterial puede ocasionar errores en las esquinas de los nodos de cada estructura.

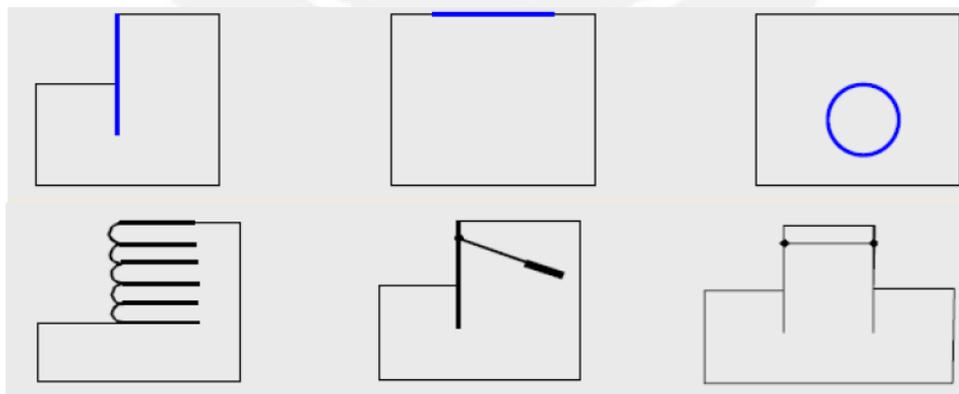


Figura 2.26: Esquema de principales estructuras en Plaxis

Fuente: (Propia)

2.7.1.1.3. Propiedades de Placas, Anclajes e Interfaces

Dentro del programa, las placas son elementos lineales o curvas de ocho nodos, los cuales cuentan con seis grados de libertad. Estas pueden modelarse como estructuras elastoplásticas, las cuales precisan de tres datos básicos: rigidez axial EA , rigidez flexural EI y espesor equivalente d_{eq} donde E es el modulo de elasticidad del material. Sea para una placa prismática rectangular de base b y espesor h las siguientes equivalencias:

- Rigidez axial $EA = E \cdot b \cdot h$ y flexural $EI = E \cdot \frac{b \cdot h^3}{12}$
- Espesor equivalente $d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$ (PLAXIS 2001a: 3-14)

Las interfaces que permiten la interacción del suelo y las estructuras son elementos de 16 nodos que se generan en las juntas de los materiales y elementos dibujados. Estas se pueden configurar según su factor de espesor virtual (Virtual Thickness Factor t_i en ingles), el cual tiene un valor de 0.1 predeterminado y su factor de fuerza (Interface Strength R_{inter}) con valor 1 predeterminado.

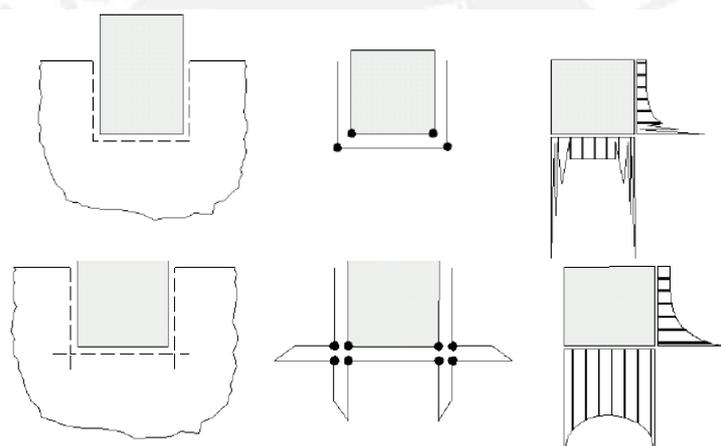


Figura 2.27: Puntos en las esquinas inflexibles y flexibles

Fuente: (Plaxis 2001a: 3-17)

La figura mostrada representa la trasmisión de esfuerzos de un elemento a otro, sin embargo una correcta transmisión de esfuerzos sólo puede suceder en las esquinas de los elementos cuyas interfaces estén bien expresadas en cada eje. Nótese que existen tres puntos de interfaz en cada esquina.

2.7.1.2. Ventajas del MEF

En primer lugar, podemos mencionar la rapidez para el cálculo y análisis del suelo por métodos numéricos, lo cual demandaría más tiempo y esfuerzo al ser analizado por métodos analíticos. De esta forma se puede realizar el diseño para diferentes casos y condiciones que modifiquen el diseño y se pueda elegir el caso más crítico del diseño (Tal es el caso con el análisis de las combinaciones de fuerzas amplificadas con los que deben cumplir las normas y criterios de diseño exigidos para la construcción de un túnel).

En segundo lugar está la facilidad del uso del programa para analizar y diseñar cualquier estructura y geometría especificada, ya que al contar con una interfaz CAD el programa permite adoptar cualquier diseño que sea ingresado por el usuario. Además, permite obtener los resultados y diagramas de una forma más precisa siempre y cuando los datos ingresados correspondan a los valores reales elegidos de los materiales a diseñar

En tercer lugar, se reducen los errores de cálculo, ya que la computadora se encarga de realizar todas las operaciones automáticamente siempre y cuando los parámetros y propiedades estén correctamente definidos por el usuario.

2.7.1.3. Desventajas del MEF

La principal desventaja del uso de un programa de elementos finitos yace en que el resultado solo es aplicable para las condiciones del problema con la configuración geométrica de estructuras y materiales generados y tales resultados no se pueden interpretar o son válidos para otro problema similar. Lo necesario para evaluar otro caso similar, es simular el proceso de modelación completamente de nuevo con las diferencias de cada caso aplicado.

Otra desventaja del uso de estos programas yace en la simplificación de los modelos constitutivos, lo cual limita a tomar factores de seguridad adecuados para el diseño de las estructuras analizadas. Sin embargo, esta limitación se ha ido reduciendo conforme ha ido avanzando la tecnología y generación de los programas de elementos finitos especializados en geomateriales. Tal es el caso de los modelos Hardening-Soil Model y Soft-Soil-Creep Model que simulan un comportamiento más realista del suelo.

Una última desventaja consiste en el ingreso de datos inconsistentes, con lo cual se aleja de calcular un modelo que se asemeje a la realidad de los casos simplemente porque los datos asumidos no corresponden a valores reales de un material.

CAPÍTULO 3 RESUMEN DEL PROYECTO METRO DE LIMA

La concesión del proyecto de la Línea 2 de la Red Básica del Metro de Lima y Callao es un proyecto integral que abarca la actualización del “Estudio complementario de la Red Básica de la Red del Metro de Lima” Dicho estudio plantea la necesidad de una red conformada por cinco líneas de metro para la ciudad de Lima, la cual fue iniciada en 1986 tras la creación de la Autoridad Autónoma del Proyecto Especial Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao (**AATE**) luego de iniciar la construcción de la línea 1 (ASOCIACIÓN SOGELER-CAL Y MAYOR-CESEL S.A. 1998: 20).



Figura 3.1: Red Básica del Metro de Lima

Fuente: (AATE 2016)

El trazo de la línea 2 permitirá aprovechar la infraestructura existente del Metropolitano (Estación central), permitirá la conexión de la futura Línea 3 del Metro de Lima y se conectará con la Línea 1 del Metro de Lima. Adicionalmente, el Estudio de Perfil antes mencionado incluye parte del Tramo de la Línea 4, que va por la Av. Elmer Faucett, entre la Av. Néstor Gambetta y la Av. Oscar R. Benavides (Colonial) (Godos 2013: 3).

El trazo de la Línea 2 ha sido definido preliminarmente para los siguientes ejes:

- Av. Víctor Raúl Haya de la Torre (Carretera Central)
- Av. Nicolás Ayllón
- Av. 28 de Julio
- Av. Guzmán Blanco
- Av. Arica
- Av. Venezuela
- Av. Germán Amezaga
- Av. Oscar R. Benavides (Colonial)
- Av. Guardia Chalaca

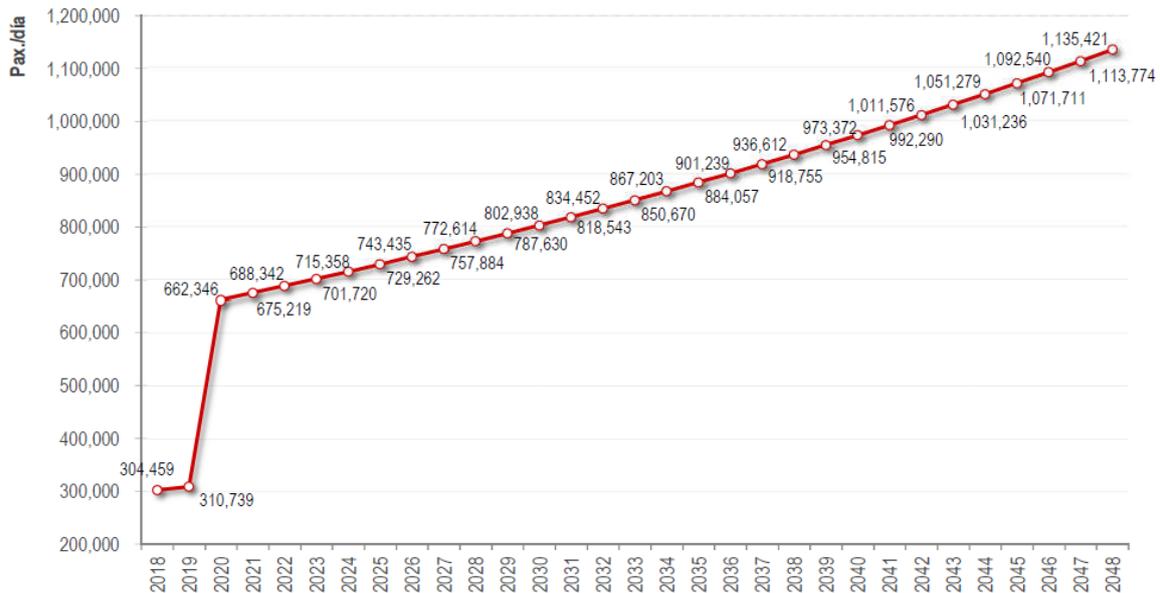


Figura 3.2: Demanda de Pasajeros/Día Proyectada

Fuente: (GODOS 2013: 11)

Tal como muestra la gráfica, el objetivo de este proyecto es satisfacer la demanda de pasajeros desde el 2018, ya que para los años posteriores habrá una gran necesidad de movilidad y transporte a lo largo de Lima que llegaría a la suma de 1'135,421 pasajeros por día para el 2048.

3.1. INVERSIÓN DEL PROYECTO

La inversión total del proyecto de inversión pública asciende a **US\$ 6, 516, 887,791.65**, la cual se puede representar resumida en la siguiente tabla:

Tabla 3.1: Inversión Total del Proyecto

Trabajos Preliminares	\$ 256,943,972.62
Manejo Ambiental	\$ 36,096,058.74
Infraestructura	\$ 2,586,766,648.86
Material Rodante	\$ 1,107,427,500.00
Otros Conceptos	\$ 1,033,446,784.83
IGV	\$ 903,722,573.71
Importes del Concedente	\$ 592,484,252.89
TOTAL	\$ 6,516,887,791.65

Fuente: (PROINVERSION 2013: Anexo 4)

3.2. DISEÑO DEL TRAZO

Para el diseño del trazo del proyecto se consideró una velocidad de diseño de 80 km/h. Se tendrá una pendiente máxima de 3.5%. El trazado de la línea considera radios superiores de 250m en vías principales y 90m en patios. Además, se dispone de una tercera vía para una zona de estacionamiento temporal.

3.2.1. Estaciones

A lo largo del proyecto se contará con 27 estaciones de pasajeros para el tramo de la Línea 2 y 8 estaciones para la Línea 4. Siendo un total de 35 estaciones de pasajeros.

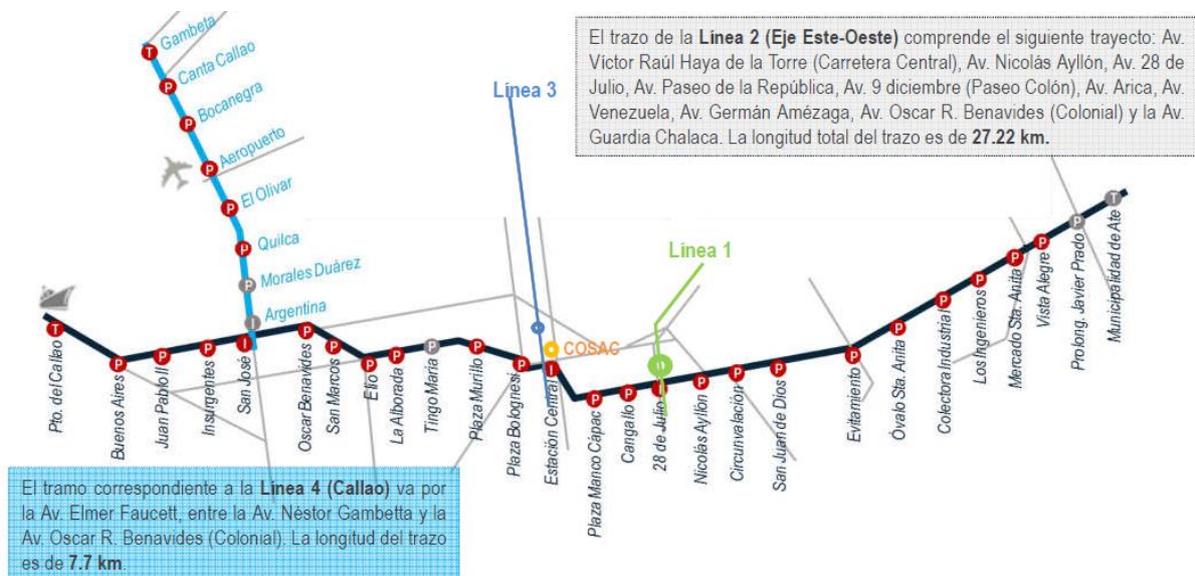


Figura 3.3: Estaciones de Pasajeros

Fuente:(GODOS 2014: 5)

Se utilizarán dos tipos de excavaciones según la infraestructura de cada estación. Por lo tanto se verá excavaciones tipo Cut&Cover y Caverna Tradicional.

3.2.2. Patios de Depósito y Talleres

Para la infraestructura de los patios de depósito y talleres, estos se ubicarán en las estaciones Bocanegra y Santa Anita. Los vehículos ferroviarios estarán sujetos a reparaciones y servicio de mantenimiento en dichos talleres.

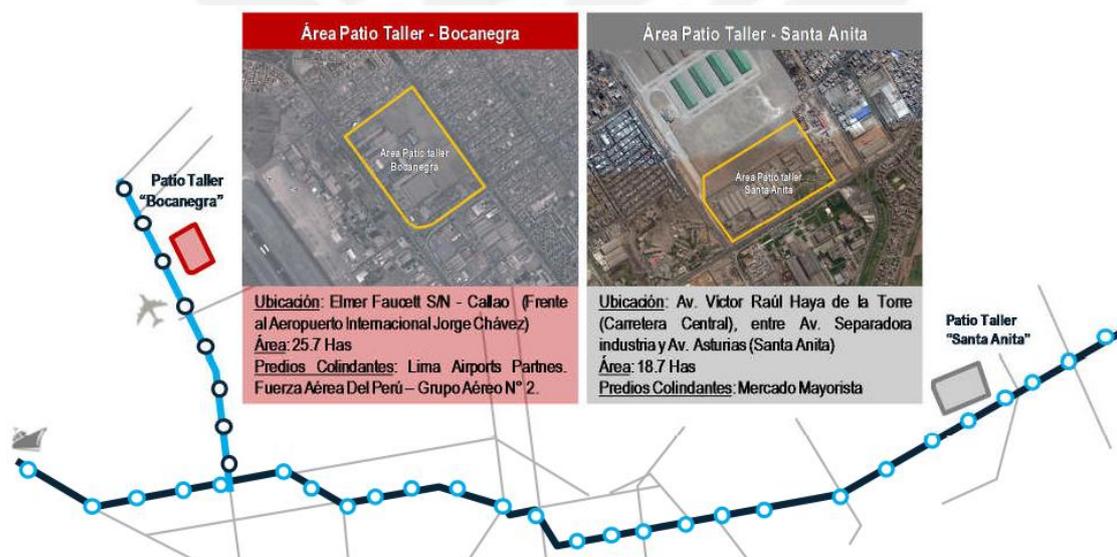


Figura 3.4: Patios de Depósito y Talleres

Fuente:(GODOS 2013: 20)

CAPÍTULO 4 ANTECEDENTES

Existen varias herramientas e información relevante con respecto al desarrollo de infraestructura subterránea y ferroviaria en el Perú que nos permite profundizar nuestro análisis y diseño del túnel de la Línea 2 del Metro de Lima.

En primer lugar, podemos contar al “Estudio de Preinversión a nivel de factibilidad de la Línea 2 y Tramo 4 de la Línea del Metro de Lima”. Este estudio realizado por Proinversión con Consultor Integral del Consorcio GeoData, SpA, Serconsult y la universidad ESAN, es un expediente que comprende todas las áreas y rubros de estudio para poder evaluar la necesidad del desarrollo del proyecto Línea 2 del Metro de Lima (Trussoni 2013: 5).

Este estudio se puede considerar como una fuente confiable necesaria para nuestro diseño, ya que entre sus categorías de estudio comprende los estudios de Mecánica de Suelos, Geología y Geotecnia, Topografía e Ingeniería Básica. Estos cuentan con la información y datos necesarios para poder evaluar las variables con las que debemos realizar el análisis del diseño. Por ejemplo tenemos el tipo de suelo, el cual es una variable muy importante ya que dependiendo de la calidad de este, el sostenimiento del túnel deberá ser más seguro y podrá soportar mayores esfuerzos en los casos de suelos blandos.

En concreto, según los estudios geotécnicos se tiene 3 tipos de suelos predominantes en el trazo del túnel. Estos cuentan con diversos parámetros geotécnicos representativos que son diferentes entre sí. Sin embargo, será necesario evaluar con detalle estos datos, ya que dichos valores son de carácter muy conservador, si es posible, se debe evaluar de acuerdo al tramo e identificar las zonas más críticas de dicho trazo (Proinversión 2013: Anexo 2).

En segundo lugar, como antecedentes al desarrollo de este proyecto ferroviario en el Perú, podemos mencionar al caso de la Línea 1 del Metro de Lima. Dicho proyecto abarcó el desarrollo del viaducto elevado desde Villa el Salvador hasta San Juan de Lurigancho. Se considera a este proyecto como antecedente ya que es el primer proyecto de ferrovías electromecánico para transporte público realizado en Lima, el cual cuenta con información relevante acerca del uso de trenes, y diseños del gálibo, los cuales se usarán para la construcción de las futuras líneas del Metro de Lima. Por otro lado, dado que este proyecto fue realizado por otro consorcio diferente al que ganó la licitación de la Línea 2, cuentan con información y diseños preliminares con un diferente enfoque en relación al diseño.

En tercer lugar, tenemos como antecedente al Proyecto Trasvase Olmos, el cual es considerado, ya que ha sido el proyecto más reciente hecho en Perú en el cual se haya utilizado las maquinas tuneladoras TBM (Tunnel Boring Machine).

Dicho hecho es muy importante ya que las características de dicho trazo del túnel y sus características geotécnicas son muy distintas a las del caso del Metro de Lima. Esto se debe ya que principalmente la TBM de dicho proyecto estuvo diseñada para excavaciones de roca, debido a la geología de su trazo. Además, dado a que la roca puede soportar y resistir esfuerzos mayores que los del suelo común, el sostenimiento debe ser diferente también.

A su vez el revestimiento que se usó para dicho túnel también debió ser diferente debido al uso que se le está dando, ya que su función era principalmente de trasvasar (transportar) agua a través del túnel trasandino de aproximadamente 17 km y por ende su revestimiento debe tener características impermeables que puedan evitar infiltraciones y pérdidas a diferencia del revestimiento que se utilizará en un proyecto vial.

Sin embargo, pese a todos los inconvenientes y diferencias mencionadas, estos antecedentes nos sirven como un comparativo importante, debido a que son escasos los proyectos de diseño de túneles no convencionales con el uso de las máquinas tuneladoras TBMs en el Perú.

Para poder realizar el dimensionamiento del proyecto del túnel será necesario diferenciar el tipo de sección con el cual se hará el diseño.

Según el anexo 2 del expediente del estudio de factibilidad se describen los siguientes tipos de secciones que se realizarán en el túnel de la línea 2:

4.1. SECCIÓN TIPO TBM

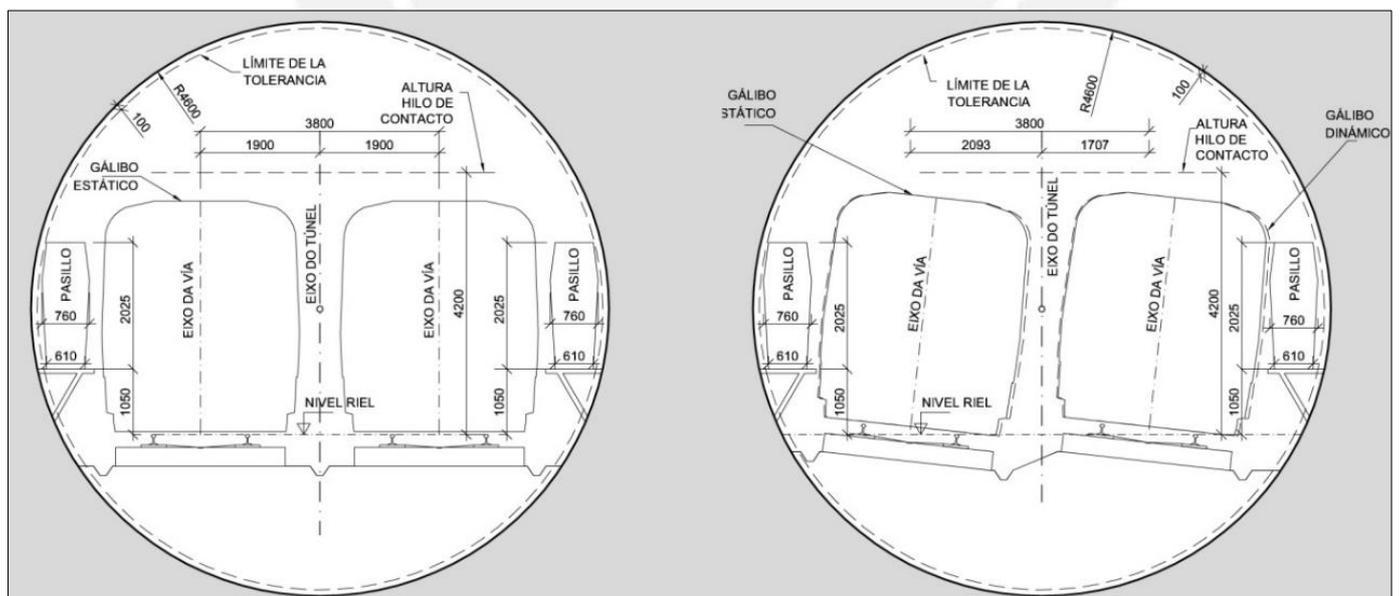


Figura 4.1: Sección Tipo TBM en vía Recta y vía Curva

Fuente: (PROINVERSION 2013)

4.2. SECCIÓN CAVERNA TRADICIONAL

La sección tipo caverna tradicional se realizará en zonas donde particularmente se pretende evitar condiciones incómodas en la superficie y por lo tanto en el estudio de factibilidad se designó que tales zonas sean en el Puerto del Callao de la Línea 2 y la Municipalidad de Ate de la Línea 2.

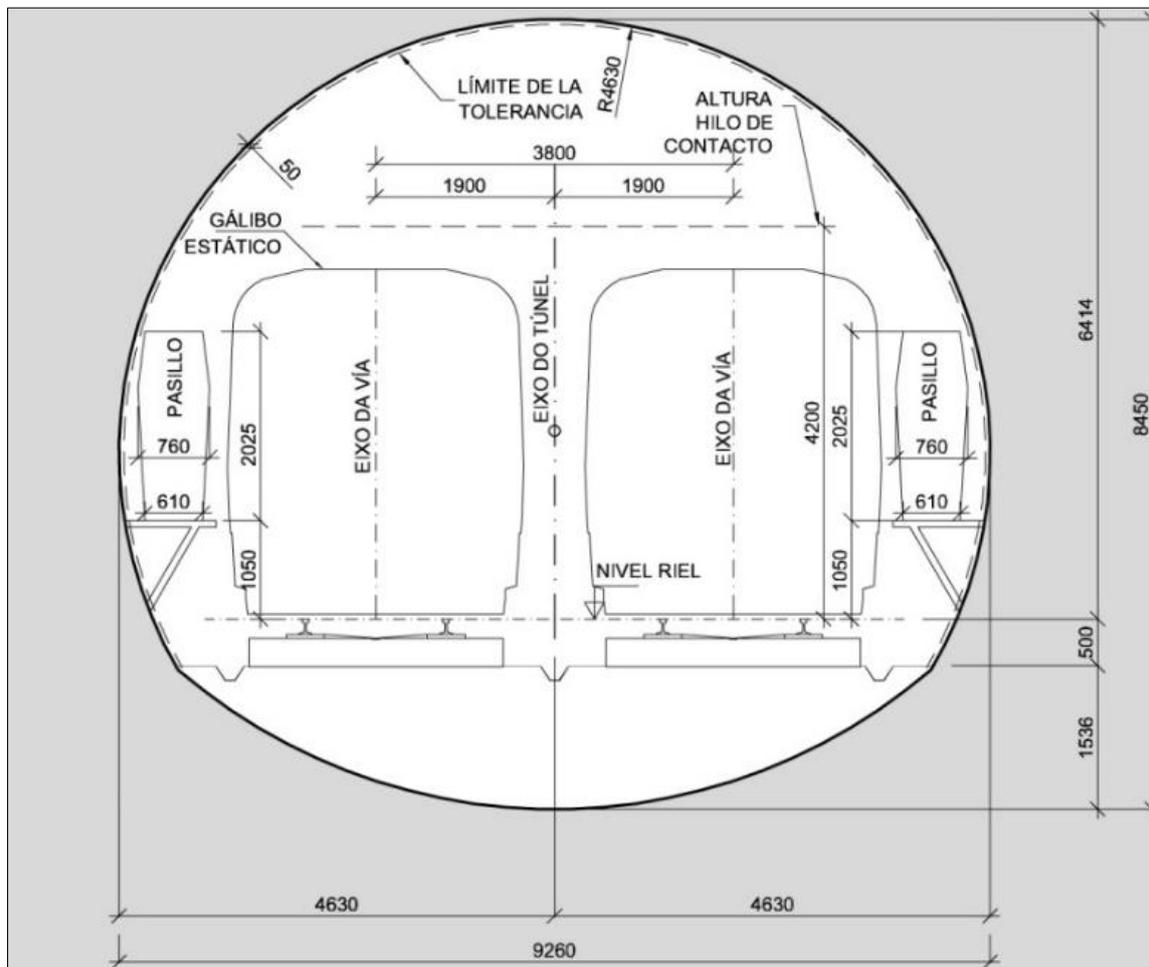


Figura 4.2: Sección Tipo Caverna Tradicional

Fuente: (PROINVERSION 2013)

4.3. SECCIÓN TIPO CUT&COVER

Las secciones de Tipo Cut&Cover se efectuarán en las zonas donde no es viable la excavación mecanizada por medio de tuneladoras tipo TBM. Es por eso que esta excavación se realizará tanto en los tramos terminales de la línea y en los tramos de presencia de tercera vías. Cut&Cover se refiere a la excavación por medio pantallas de concreto que sostendrán el suelo posterior a su vaciado.

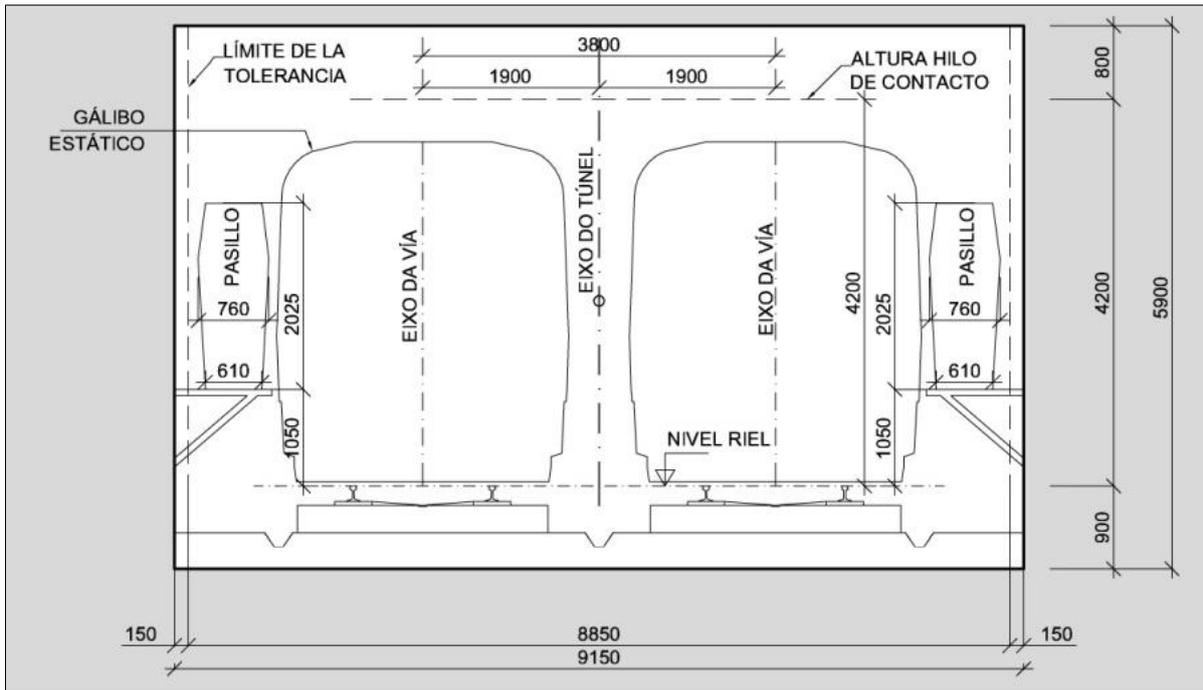


Figura 4.3: Sección Tipo Cut&Cover de las zonas de cola de maniobra y conexión de patios
 Fuente: (PROINVERSION 2013)

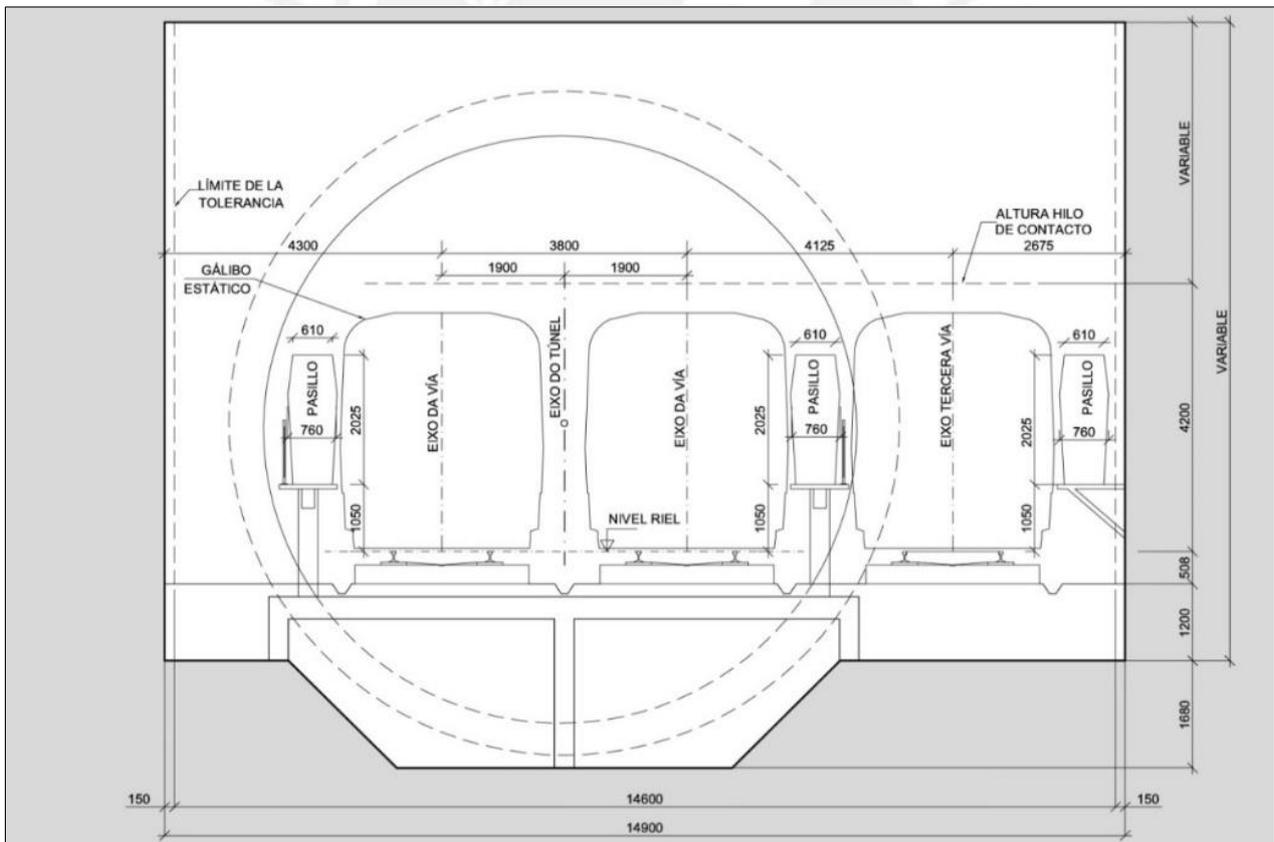


Figura 4.4: Sección Tipo Cut&Cover de las terceras vías
 Fuente: (PROINVERSION 2013)

Los lugares donde se usará este diseño son:

- Cola de Maniobra de Gambeta en la Línea 4
- Conexión del Patio Taller en Santa Anita Línea 2
- Conexión para el Patio de Bocanegra en Línea 4
- Todas las terceras vías de la Línea 2

4.4. TIPOLOGÍA GENERAL DE SECCION DEL TÚNEL

A continuación se representa la sección del túnel según su tipo de excavación, la siguiente figura ha delimitado los tramos de la Línea 2 en cuatro tipos: Excavación en TBM de color amarillo, excavación en caverna tradicional de color celeste en los extremos, excavación tipo Cut&Cover de color fucsia en las estaciones de pasajeros y finalmente excavación en trinchera de color rosado en los patios de maniobras.

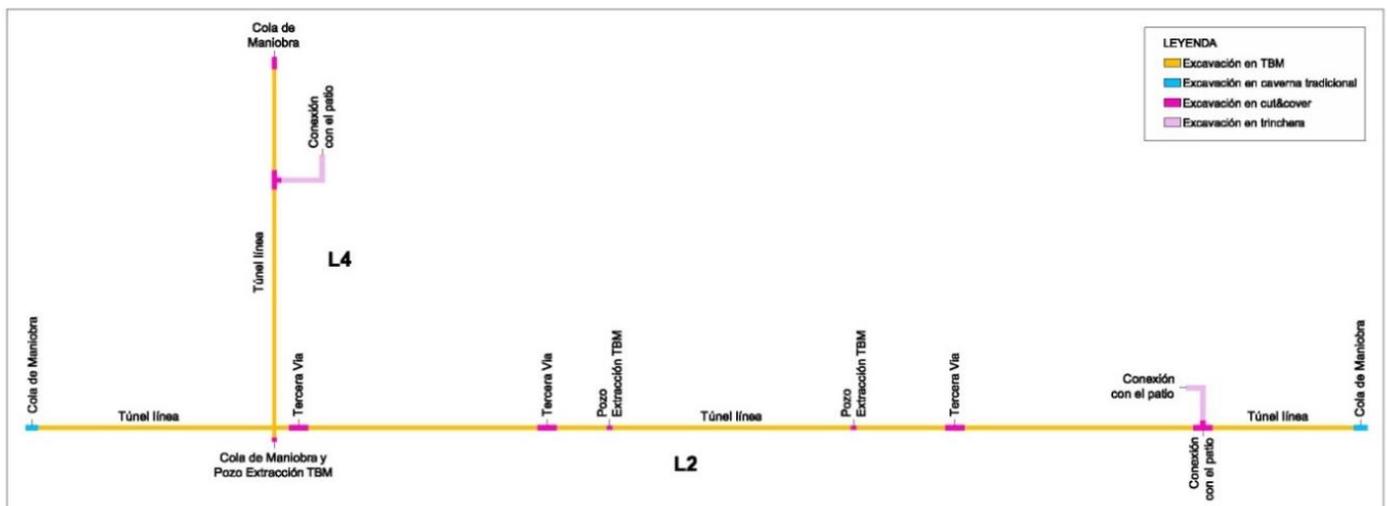


Figura 4.5: Diseño de Sección por tramos
Fuente: (PROINVERSION 2013)

4.5. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

En líneas generales existen 2 investigaciones ejecutadas por las empresas consultoras externas para la evaluación del perfil geotécnico y la evaluación del suelo:

1) Estudios Básicos de Ingeniería de para la Línea Este-Oeste del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima Callao (ATA 2011).

A continuación se muestra el resumen de los sondajes:

Tabla 4.1: Resumen de Estudios Básicos de Sondaje

TRAMO	Punto (Cantidad)	Vía	Distrito	Tipo de exploración	Estación N°
TRAMO I	C-1 al C-59 (70 pts)	Av. Guardia Chalaca, Av. Venezuela, Av. Arica, Plaza Bolognesi, Av. 28 de Julio	Callao, Bellavista, San Miguel, Cercado de Lima, Breña, La Victoria	Calicatas	N° 1 al 14
TRAMO II	C-60 al C-117 (64 pts)	Av. Nicolás Ayllón, Av. Carretera Central,	San Luis, Ate	Calicatas	N° 15 al 25

Fuente: Adaptado de (ATA: 2011a)

2) Estudios Básicos de Ingeniería para la línea Este-Oeste del Sistema Eléctrico de transporte masivo de Lima – Callao, en tres ejes, tramo 1, tramo 2 y tramo 03 (Vera y Moreno SA 2012).

Tabla 4.2: Estudios Básicos de Ingeniería

TRAMO	SONDAJES	PROFUNDIDAD (m)	UBICACIÓN
TRAMO I	P-01	50.10	Av. Grau
	P-02	50.15	Av. Grau-Pte. Iquitos
TRAMO II	P-03	50.00	Av. Oscar R. Benavides/Alt. U.N.M. San Marcos
	P-04	50.10	Av. Oscar R. Benavides. Alt.Cdra.33
	P-05	50.10	Av. Oscar R. Benavides. Alt. Cem. Baquijano
	P-06	50.10	Av. Oscar R. Benavides. Alt. Av. Faucett
TRAMO III	P-07	50.00	Av. Faucett C/Moralez Duarez
	P-08	50.00	Av. Elmer Faucett con Morales Duarez
	P-09	50.05	Av. Elmer Faucett – Alt. Calle B.
	P-10	50.00	Av. Elmer Faucett – Alt. Canta Callao

Fuente: (Vera y Moreno 2012)

CAPÍTULO 5 DISCUSIÓN DEL TRAZO ELEGIDO

De acuerdo a los resultados del análisis técnico – económico en la primera etapa de los estudios de pre inversión se definió la alternativa del trazo número cinco como la más viable.

En este trazo se consideran los siguientes ejes: Avenida Víctor Raúl Haya de la Torre (Carretera Central), Avenida Nicolás Ayllón, Av. 28 de Julio, Av. Arica, Av. Venezuela, Av. Germán Amézaga, Av. Oscar R. Benavides y Av. Guardia Chalaca.

Además, se incluye el tramo de acceso al Aeropuerto Jorge Chávez, que va por la Avenida Elmer Faucett entre la Avenida Oscar R. Benavides (Colonial) y la Avenida Néstor Gambeta. Este trazo considera la conexión con la Línea 1 de Metro de Lima, a través de la construcción de una nueva estación en la Av. 28 de Julio, así como la construcción de una nueva estación de trasbordo con el Metropolitano 1 en la misma avenida. Esta alternativa se considera que la conexión entre la línea 2 y el ramal al Aeropuerto de la futura línea 4 se construye mediante la configuración en “X”. De esta manera, la circulación de trenes en la línea 2 es independiente de la circulación de trenes en la línea 4. Los viajeros de la línea 2 que deseen trasladarse hacia el aeropuerto deben realizar un trasbordo a pie en la estación de cruce de ambas líneas. (UNOPS 2014: 88).

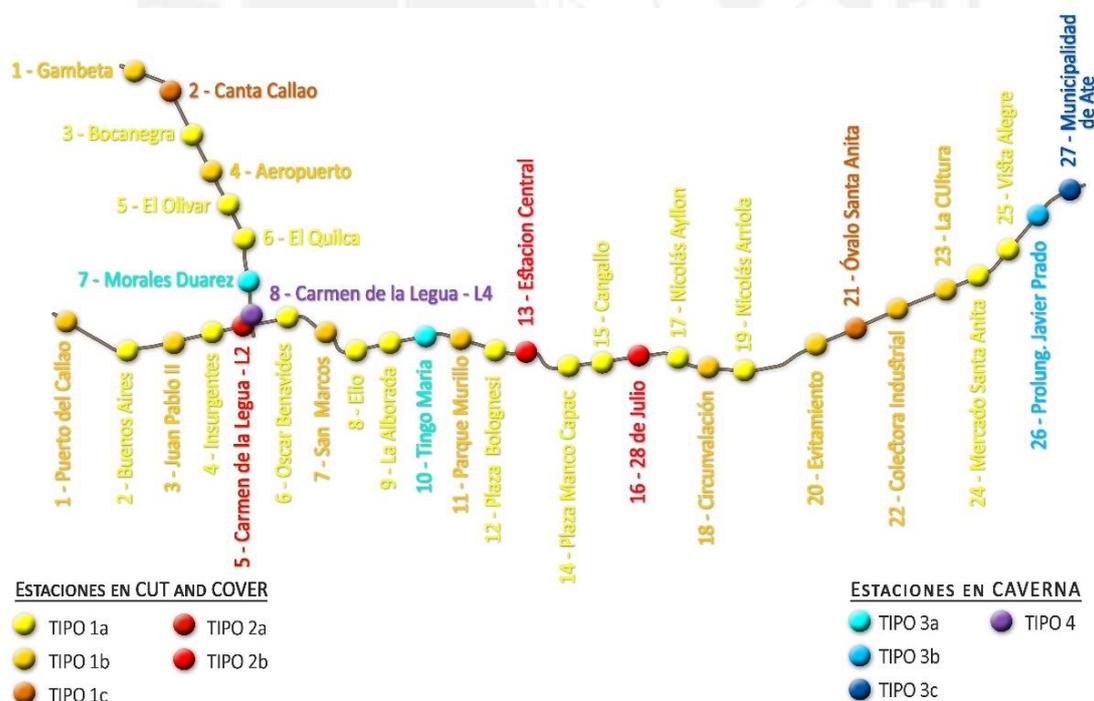


Figura 5.1: Trazo de la Línea 2 del Metro de Lima y Callao

Fuente: (PROINVERSIÓN 2013)

Los resultados de los estudios de mecánica de suelos señalan un perfil estratigráfico predominante de arenas limosas de 10% (SUCS: SC, SM) y de gravas mal graduadas de 90% (SUCS: GW, GP-GM y GP) en casi toda la longitud de los tramos (sobre todo en la zona este de la Línea 2). Sin embargo, existen zonas diferenciadas cercanas al Callao en donde predominan arcillas y limos con arenas de baja, media y alta plasticidad (tramos iniciales de la Línea 2 y Línea 4 en casi toda su totalidad).

Debido a esto se prefiere evaluar un tramo cercano a la zona Este de la Línea 2. Dicho tramo debe corresponder tanto los tres diseños abarcados de tipología de sección mencionadas (circular, caverna tradicional y tipo Cut&Cover).

“La jefa del Ositrán, Patricia Benavente, afirmó que el tramo que va desde el Mercado Santa Anita hasta la vía Evitamiento en Ate se ha denominado 1A” (RPP Noticias 2015). Por otro lado parte del tramo 1B comprende desde la Municipalidad de Ate hasta antes de la estación Mercado Santa Anita.

En la figura 5.2 podemos ver una ampliación de la parte este de la Línea 2, la cual está delimitada en 2 tramos distintos, los cuales según los avances de la obra están siendo excavados bajo la metodología NATM para el Tramo 1A y excavación por medio de TBM para el Tramo 1B.



Figura 5.2: Ampliación Este Línea 2 Tramos 1A y 1B basado en Infografía de Proinversión

Fuente: Propia

Para definir el trazo a diseñar elegiremos parte del tramo comprendido entre 1A, 1B y el Mercado Santa Anita (Cut&Cover Tipo 1a) de modo que el diseño del kilómetro del túnel comprenderá los tres tipos de secciones.

5.1. TRAZO TOPOGRÁFICO

El informe final del estudio de topografía y geodesia de ATA S.A. señala que para el trazo de la Línea 2 del metro de Lima se utilizó de control horizontal básico una red de puntos geodésicos partiendo del **Punto ERP-1** ubicado en la oficina del IGN (Instituto Geográfico Nacional), distrito de Surquillo, provincia y departamento Lima.

Tabla 5.1: Coordenadas Punto ERP-1 del IGN

DATUM HORIZONTAL	COORDENADAS GEOGRAFICAS		ALTURA ELIPSOIDAL
	LATITUD	LONGITUD	
WGS84	12°06'10.86883"S	77°01'00.99283"O	133.917
COORDENADAS UTM			ELEVACION GEOIDAL (EGM-96)
ZONA	NORTE	ESTE	
18 L	8,661,244.297	280,479.574	157.116

Fuente: (Paucar [ATA S.A.] 2011: 5)

La poligonal número uno realizada por el estudio topográfico describe los hitos y puntos TE y PA, los cuales conforman las distancias que definen el trazo, por el cual se realizará del diseño del túnel. (La tabla original y el plano de la poligonal uno se pueden visualizar en el anexo **A.1** del presente documento).

La siguiente figura presenta el circuito de nivelación por el cual los tramos 1A y 1B se encuentra ubicados. Los puntos PG, TE y PA representan los controles topográficos que delimitan la ruta de la Línea 2 del extremo inicial al final de estos tramos.

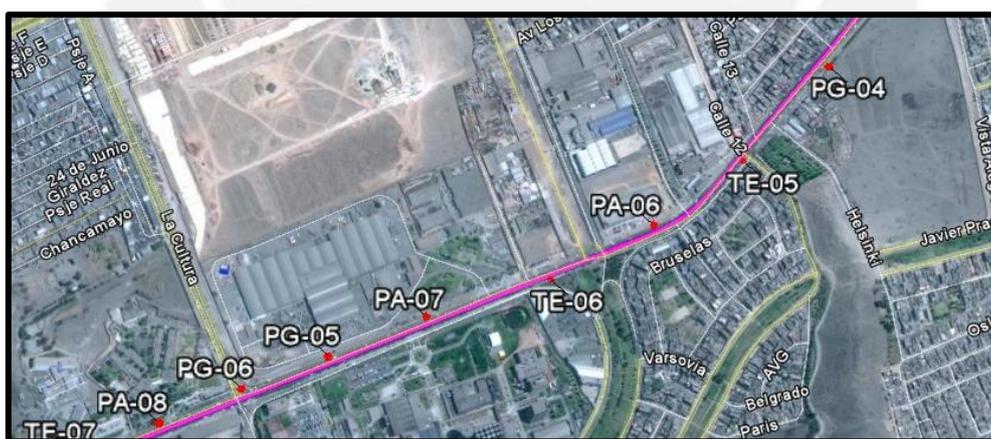


Figura 5.3: Circuito de Nivelación 2 Tramo II

Fuente: (Paucar [ATA S.A.] 2011: 30)

Los puntos y progresivas pueden verse en la siguiente tabla. Las progresivas corresponden a los puntos iniciales ubicados en la Carretera Central a la altura de la avenida La Cultura, 22 de Julio y Cesar Vallejo. Además, dentro de este trazo se ubican las estaciones La Cultura, Mercado Santa Anita y Vista Alegre.

La longitud de cada tramo corresponde un promedio de 240.12 metros y sumando cada tramo desde PG-05 a PG-04 se tiene un total de 1.2 kilómetros que corresponde a la longitud total del tramo se va a diseñar.

Tabla 5.2: Cuadro Resumen de BM's TE, PG, PA

PUNTOS	PROGRESIVA PUNTO INICIAL	COTA NIVELADA (m)	LONGITUD TRAMO (m)
PG-05 al PA-07	22+979.700	293.364	211.98
PA-07 al TE-06	23+191.680	297.11	259.81
TE-06 al PA-06	23+451.490	301.546	236.09
PA-06 al TE-05	23+687.580	304.938	229.02
TE-05 al PG-04	23+916.600	308.907	263.69
PG-04	24+180.290	313.171	0
TOTAL (m)			1200.59

Fuente: Adaptado de (Pauca [ATA S.A.] 2011: 34)

Para el caso de las estaciones ubicadas en este tramo, se presenta a continuación una tabla con los detalles y descripciones de las estaciones. Para el diseño, se tomarán las diferencias según el tipo de estación 1a y 1b, sin embargo solo será aplicable el diseño tipo 1a de la estación Mercado Santa Anita, ya que esta se encuentra dentro del tramo PG-05 al PG-04.

Tabla 5.3: Ubicaciones de Estaciones por Progresiva

ID	ESTACION	PROGRESIVA	DISTANCIA (m)	METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN	TIPO
23	La Cultura	22+753.95	805.89	CUT & COVER	TIPO 1b
24	Mercado Santa Anita	23+559.84	1014.99	CUT & COVER	TIPO 1a
25	Vista Alegre	24+574.83	1102.02	CUT & COVER	TIPO 1a

Fuente: Adaptado de (Proinversión 2013b: 12)

5.2. GEOTECNIA DEL TRAZO

5.2.1. Riesgos Potenciales

De acuerdo con las conclusiones de la geotecnia general del estudio de factibilidad, se debe identificar en primer lugar los peligros geológicos y geotécnicos potenciales, tales como:

- Condiciones heterogéneas al frente de excavación a lo largo del trazado, con variabilidad extrema de las formaciones presentes
- Presencia de bloques de roca con elevada resistencia mecánica
- Presencia de macizos rocosos con elevada resistencia mecánica
- Presencia de suelos muy abrasivos por causas mineralógicas y texturales
- Presencia de tramos con suelos finos que pueden provocar fenómenos de obstrucción o suelo adherente en la parte oeste de las líneas 2 y línea 4
- Presencia de alto nivel freático que pueda generar asentamientos de terreno en sectores con presencia superficial de arcillas y limos, así como licuefacción de estos
- Presencia de gases naturales o antropogénicos, contaminantes y explosivos
- Potencial existencia de pozos antiguos de bombeo en la grava de Lima, con impactos de erosión y meteorización de la grava
- Peligro sísmico y licuación

5.2.2. Sondeos Geotécnicos

Es necesario recordar que existen una gran variedad de ensayos que pueden emplearse para el registro de datos. La siguiente tabla resume los ensayos más comunes para la obtención de datos:

Tabla 5.4: Tipos de Ensayo

Ensayos de Laboratorio	Ensayos de Campo	Ensayos en Sondeos
Granulometría	Bombeo	SPT (Standard Penetration Test)
Límites de Atterberg	Esfuerzos in situ	
Contenido en carbonatos	Placa de Carga	Permeabilidad
Contenido en sulfatos	Corte Directo	Presiométrico
Contenido en materia orgánica	Carga Puntual	Dilatométrico
Mineralógico	Martillo Schmidt (Esclerómetro) Tilt Test	Geofísicos
Densidad, humedad, peso específico		Estudio de discontinuidades
Pinhole Test		
Lambe, presión de hinchamiento e hinchamiento libre		Tensiones Residuales
Compresión simple		
Triaxial		
Corte Directo		
Vane Test		

Adaptado de (Quiralte 1998: 92)

Las perforaciones y calicatas mencionadas en las siguientes tablas, detallan las características del suelo encontrado en el tramo a diseñarse.

En primer lugar, los resultados de las calicatas tienen un tipo de suelo predominante: Grava Mal Graduada, la cual en todo el tramo está compuesta en promedio de: grava 79.18%, arena 18.72% y finos 2.1%, y tiene una humedad promedio de 2.54%.

Tabla 5.5: Clasificación de Suelos Progresiva 22+775 a 24+542

Progr (km)	Calicata	Muestra	Prof.	Grava	Arena	Finos	Humedad	LL	LP	IP	SUCS	AASHTO
			(m)	(%)								
22+775	C-97	M-1	1.10 – 10.00	82.19	15.1	2.71	1.2	-	-	-	GP	A-1 a (0)
22+978	C-98	M-1	1.40 – 10.00	76.35	20.45	3.2	2.3	-	-	-	GP	A-1 a (0)
23+178	C-99	M-1	1.10 – 10.00	78.66	18.76	2.58	4.09	-	-	-	GP	A-1 a (0)
23+510	C-100	M-1	1.30 – 10.00	76.89	20.65	2.46	3.34	-	-	-	GP	A-1 a (0)
23+602	C-101	M-1	1.40 – 10.00	73.11	24.96	1.93	5.1	-	-	-	GP	A-1 a (0)
23+765	C-102	M-1	1.80 – 10.00	77.38	19.6	3.02	2	-	-	-	GP	A-1 a (0)
23+992	C-103	M-1	1.50 – 7.00	82.63	15.53	1.84	1.2	-	-	-	GP	A-1 a (0)
24+326	C-104	M-1	0.80 – 10.00	82.87	16.71	0.42	2.3	-	-	-	GP	A-1 a (0)
24+495	C-105	M-1	0.50 – 10.00	80.31	18.8	0.89	1.96	-	-	-	GP	A-1 a (0)
24+542	C-106	M-1	0.50 – 9.20	81.38	16.69	1.93	1.96	-	-	-	GP	A-1 a (0)

Fuente: (ATA 2011a: 23)

Tabla 5.6: Perforación con Diamantina

Progresiva (km)	Perforación N°	Ubicación	Empresa	Fecha de Inicio	Profundidad (m)
23+570	16	Frente al Mercado Santa Anita	LGR Drilling	26-08-2011	50

Fuente: (ATA 2011a: 13)

De las 18 perforaciones con diamantina realizadas en el trazo de la Línea 2, la perforación P-16 es la más pertinente debido a que está ubicada en el tramo que se va a diseñar. Esta perforación de 50 metros de profundidad presenta fundamentalmente grava arenosa GP con partículas redondeadas de tamaño variado y bolones en forma aislada hasta los 30 metros. Luego predomina un estrato de arena mal graduada SP de grano fino medianamente denso.

A diferencia de las perforaciones con diamantina contiguas al punto P-16. Las perforaciones P-15 (21+405) y P-17 (25+342) ubicadas presentan un solo estrato uniforme de grava mal graduada hasta llegar a una profundidad de 50 metros.

Por lo tanto en los extremos del trazo a diseñar se considerará estos dos tipos de perfiles estratigráficos.

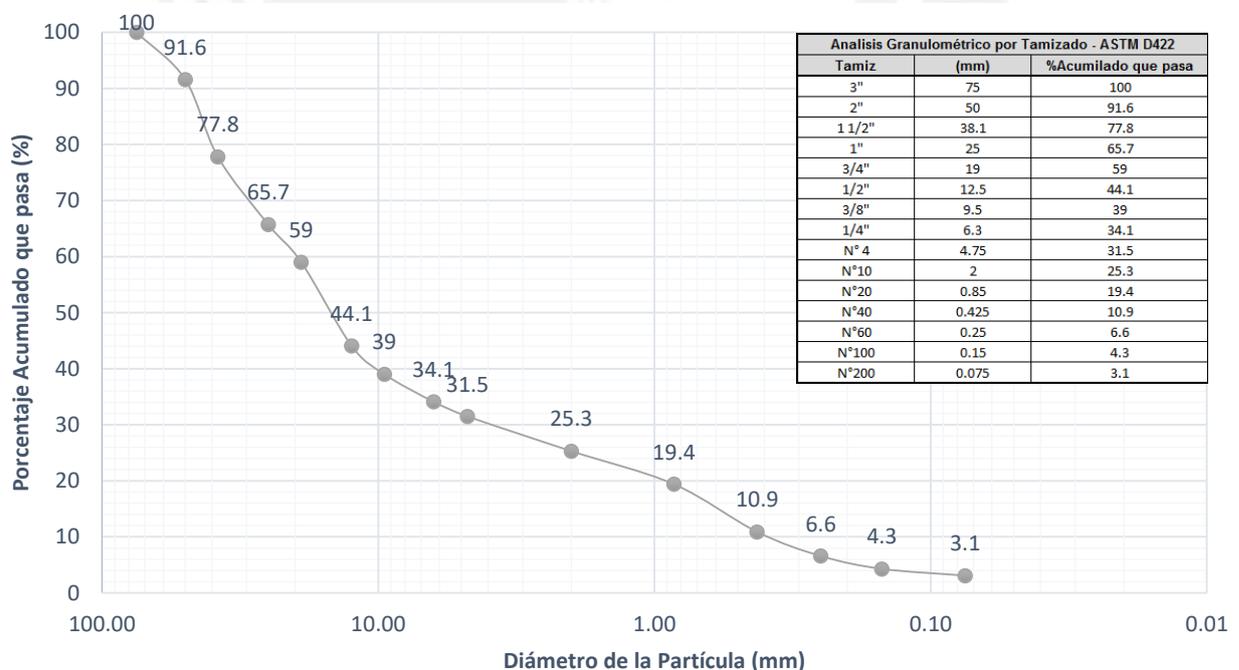
Tabla 5.7: Ensayo Carga Directa

Progresiva (km)	Ensayo	Ubicación	Prof (m)	Presión (kg/cm ²)	Asentamiento (mm)
23+550	PC-6	Av. Nicolás Aylón - Alt. Av. Separadora Industrial	2.7	6	1.18

Fuente: (ATA 2011a: 20)

La siguiente figura muestra el análisis granulométrico del punto PC-6, se puede apreciar que estos datos del ensayo muestran un gran porcentaje partículas mayores a 4.75 mm (Malla N°4) que pasan, con lo cual se denomina como GP.

Figura 5.4: Adaptado del Análisis Granulométrico PC-6



Fuente: (ATA 2011a: 100)

Del análisis granulométrico se puede obtener:

$D_{60} = 19.6 \text{ mm}$

$D_{10} = 0.41 \text{ mm}$

$C_u = 47.8$

Tabla 5.8: Adaptación del Registro de Perforación P-16 (OBCI S.R.L.)

Prof (m)	Tipo de Excavación	Descripción del Estrato	Muestra	Nombre Muestra	Observación	Clasif. SUCS	Simbolo
0.00 - 1.50	Perforación Percusión	Arcilla en estado firme, plástico de baja humedad, color beige, con gravillas redondeadas en forma aislada	Disturbada	M1	Depósitos Aluviales	CL	
1.50 - 30.50		Grava arenosa denso, no plástico, de baja humedad, color gris, con gravas redondeadas de tamaño variado, se observan bolones en forma aislada	Disturbada	M2		GP	
30.50 - 45.00		Arena de grano fino a medio, medianamente denso, de baja humedad, color gris, con gravas redondeadas en forma aislada	Disturbada	M3		SP	
45.00 - 47.00		Arena de grano fino a medio limosa, medianamente denso, de baja humedad, color gris, con gravas redondeadas en forma aislada	Disturbada	M4		SP-SM	
47.00 - 50.00		Arena de grano fino, medianamente denso, no plástico, seco, color gris, con gravas redondeadas en forma aislada	Disturbada	M5		SP	

Fuente: (ATA 2011a: 68 – 76)

Hay que resaltar una observación en el tipo de excavación que figura en el registro de la perforación de la P-16, ya que dicha tabla menciona una perforación tipo percusión en lugar de diamantina, lo cual es un error en el llenado de dicha ficha.

Como podemos ver en la siguiente figura y en los registros de la compañía LGR Drilling SAC, la cuál fue contratada para realizar dicho servicio de exploración, se puede indicar que el tipo de exploración usado fue de perforación con diamantina.



Figura 5.5: Perforación P-16

Fuente: (ATA 2011a: 120)

De las conclusiones de los estudios de suelos de ATA, se utilizarán los datos de las características de la grava encontrada para el tramo Este, sin embargo es necesario analizar y discutir los siguientes datos presentados en la tabla.

Tabla 5.9: Sectorización Geotécnica

Resultados Progresiva 20+950 a 26+950		
c (kg/cm ²)	Densidad (ton/m ³)	Phi Φ
0.15	2.2	34°

Fuente: (ATA 2011b: 17)

En primer lugar, el valor de la cohesión es un tema muy discutible, ya que estamos hablando de un trazo donde predomina el suelo granular y se ha demostrado con los sondeos respectivos la ausencia de bolsones suelos cohesivos encerrados dentro del trazo. No obstante es probable que exista una pequeña presencia de arcillas o limos encerrados en algún tramo de la grava, sin embargo para efectos de diseño se puede disminuir dicho valor a 0.05 (kg/cm²).

En segundo lugar, el ángulo de fricción interna Φ no corresponde a un valor cercano al valor de la densidad obtenida, dado esto, el valor de Φ resulta muy conservador para el diseño y por lo tanto se realizará una estimación más adecuada de este valor.

Para realizar este cálculo se empleará el uso del ábaco de US NAVFAC-DM7 que relaciona el ángulo de fricción con la densidad seca, densidad relativa y tipo de suelo.

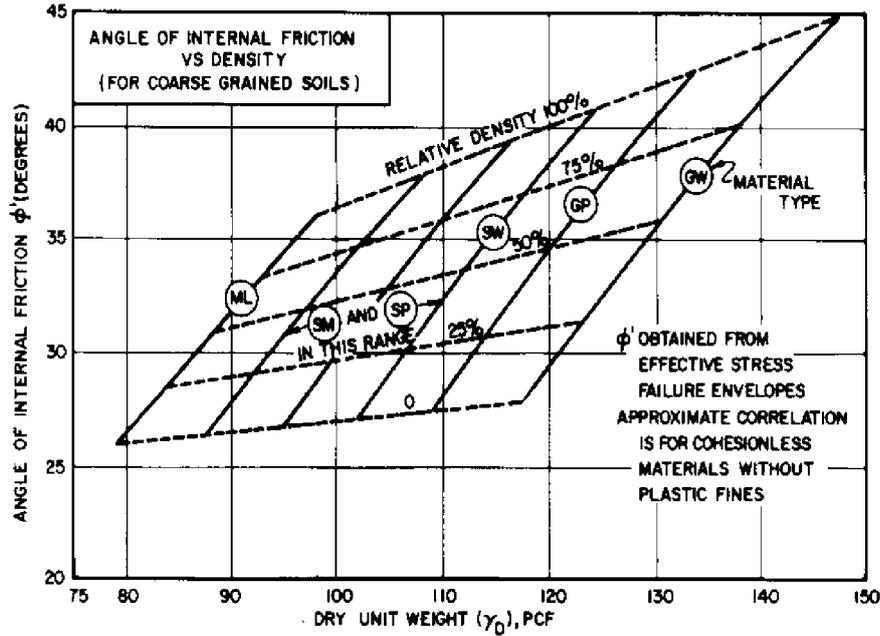


Figura 5.6: Ábaco del Ángulo de Fricción vs. Densidad Seca del
Fuente: (NAVFAC-DM7 1986: 149)

Por consiguiente si tomamos las propiedades índice iniciales de 2.2 gr/cm^3 y el $\omega\%$ promedio de 2.54% podemos determinar:

Dado que:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} \quad \text{Ecuación 5.1: Peso Específico del Suelo (Whitlow 1998: 56)}$$

Tenemos:

$$\gamma_d = \frac{2.2}{1 + \frac{2.54}{100}} = 2.15$$

Relacionando con el ábaco del NAVFAC-DM7 tenemos una $D_r = 93.75\%$ y reemplazando en la tabla del NAVFAC tenemos:

$$\phi = 41.7^\circ \quad \gamma_d = 2.12$$

Corroborando con el ábaco obtenemos $D_r = 95\%$ y haciendo una segunda iteración:

$$\phi = 41.9^\circ \quad \gamma_d = 2.13$$

Por lo tanto $\gamma = 2.18 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$ y $\Phi = 42^\circ$

Finalmente los parámetros de GP para el tramo a diseñar serán:

Tabla 5.10: Resultados del Tramo a diseñar

Resultados Progresiva 22+979 a 24+180		
c (kg/cm ²)	Densidad (ton/m ³)	Phi Φ
0.05	2.18	42°

Fuente: Propia

5.2.3. Ensayos de Refracción Sísmica

El estudio de suelos comprende los ensayos de refracción sísmica realizados a lo largo de toda la línea 2. La siguiente tabla muestra un resumen de los datos obtenidos en el tramo a diseñar. Son un total de 18 Líneas Sísmicas (Ensayos de Refracción Sísmica) recogidas del estudio completo de las 145 Líneas Sísmicas del Eje de la Línea 2 Tramo 2, los cuales son importantes para evaluar las características de los estratos de nuestro perfil del tramo.

Tabla 5.11: Resumen de Ensayos de Refracción Sísmica

N° Líneas Sísmicas	Vía	Progresiva (km)	Cota TN (msnm)	N° Estrato	Espesor (m)	Velocidad P (m/s)	Compacidad
20	Av. Carretera Central	22+935 a 24+200	292.616 a 313.518	1	Desde 1.50 a 13.50	Desde 215 hasta 456	Suelto
				2	Desde 3.45 a 21.55	Desde 667 hasta 1042	Medianamente Suelta a Poco Compacto
				3	>20	Desde 866 hasta 2173	Poco Compacto

Fuente: Adaptado de (ATA 2011b: 38 – 40)

Un primer punto importante dentro de los ensayos de refracción sísmica es analizar los espesores y velocidades de ondas P y ondas S para poder interpretar las longitudes del estrato uniforme de grava mal graduada (GP) en los extremos del tramo, así como las longitudes estimadas de los bolsones de arena mal graduada (SP), esto es realizable bajo la técnica de Sísmica de Refracción.

En segundo lugar bajo el método de MASW, se pueden estimar las constantes elásticas del suelo, bajo un nivel de confiabilidad aceptable para la estimación de los módulos necesarios para el diseño de la sección. Para poder obtener los resultados, es necesario conocer las ecuaciones que relacionan las Velocidades de Ondas Sísmicas con los Módulos de Elasticidad (Young), Poisson y Corte (Rigidez).

Para generar estas ondas P y S (longitudinales y de corte), el ensayo consistió en dejar caer un martillo de 50 kg. sujetado por un trípode a una altura de 5 metros (ondas P) y para el ensayo de ondas S se golpea lateralmente el martillo de 50 kg. contra un bloque de madera sujeto contra el suelo (DEZA 2011: 114).

El golpe genera una perturbación o señal que se propaga y puede medirse a través de geófonos. Esta elección de fuente de energía depende de la intensidad y de la penetración a la que se espera llegar y se puede mejorar la relación señal/ruido y obtención de datos de alta frecuencia y mayor profundidad mediante la repetición de ensayos (stack vertical). “El rango de frecuencias es muy importante porque definirá el poder separador (resolución vertical y horizontal) entre diferentes capas” (Merchán e Higuera 2001: 48).

Para calcular los módulos se tomarán en cuenta las siguientes ecuaciones:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad \text{Ecuación 5.2: Relación Cociente de Velocidades con Módulo de Poisson (Bowles 1982: 422)}$$

Donde:

V_p : Velocidad de Ondas P V_s : Velocidad de Ondas S ν : Módulo de Poisson

$$E = 2\rho V_s^2(1 + \nu)$$

Ecuación 5.3: Relación Velocidad de Ondas de Corte con Módulo de Young (Jimenez, De Justo y Serrano 1981: 1063)

E: Módulo de Elasticidad (Young) G: Módulo de Corte

ρ : Densidad del Suelo (Se utilizará el obtenido por la sectorización geotécnica)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Ecuación 5.4: Relación Módulo de Young y Corte (Bowles 1982: 422)}$$

Bajo estas ecuaciones podemos estimar los siguientes valores de los módulos. Es importante mencionar que en el caso del estudio de Geofísica de ATA, se utilizó el método de MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) para estimar las velocidades de las ondas S en las líneas sísmicas L-99 y L-104. Sin embargo, dicho análisis y estimación de resultados no reflejan valores congruentes con el tipo de suelo encontrado en sus perforaciones. Por lo tanto ha sido necesario reinterpretar los datos obtenidos y vuelto ha realizar las operaciones correspondientes utilizando las ecuaciones descritas en este apartado para estimar nuestro módulos:

Tabla 5.12: Cálculo de Módulos Elásticos basado en las Velocidades de las líneas sísmicas

Línea Sísmica	Estrato	Velocidad Ondas P (m/s)	Velocidad Ondas S (m/s)	Vp/Vs	$\sqrt{(2(1-\nu)/(1-2\nu))}$	Módulo de Poisson	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	Módulo de Corte (kg/cm ²)
L-99	1	309	152	2.03	2.03	0.34	136.22	50.83
	2	1592	400	3.98	3.98	0.47	1032.27	352.00
L-104	1	329	100	3.29	3.29	0.45	63.76	22.00
	2	1042	220	4.74	4.73	0.48	314.46	106.48
	3	1838	660	2.78	2.78	0.43	2733.13	958.32

Fuente: Basado en (ATA 2011b: 47-48)

Se debe tomar en cuenta que este análisis lo realizó la empresa ATA considerando una densidad del suelo de 2 gr/cm³, sin embargo para fines de este proyecto se utilizó el dato de la densidad real obtenida de 2.18 gr/cm³.

Además, cabe señalar que los espesores de los estratos obtenidos en ambas líneas sísmicas no necesariamente indican un cambio significativo en la calidad del suelo, es decir si la velocidad de las ondas indica una diferencia en estos ensayos, esto debe ir acompañado de un perfil geotécnico que pueda indicar y justificar efectivamente diferencia y cambios de estratos en el suelo.

Por lo tanto, si analizamos la línea L-99 ubicada en la progresiva 23+360 de la Carretera Central a 299.9 msnm según los datos del ensayo, tenemos dos estratos de espesor: primer estrato de 4.40 a 6.45 m y el segundo estrato es mayor de 20 m.

Y si visualizamos la diferencia de velocidades en la tabla anterior podemos interpretar con seguridad que se trata de una capa de arcilla inicial en la superficie, seguido de un estrato de grava que continúa hasta el final de la excavación.

Luego para el caso de la línea L-104 ubicada en la progresiva 23+751 de la Carretera Central a 307.174 msnm, tenemos 3 estratos de espesores: 4.00 a 5.60 m, 4.00 a 12.90 m y el tercer estrato mayor a 20 m. Las velocidades S son 100, 220 y 660 respectivamente y por lo tanto se puede interpretar la existencia de 3 estratos diferentes, sin embargo para ubicarlos es necesario apoyarnos en la perforación P-16, realizada en la progresiva 23+570, la cual nos indica la existencia de una cama de arena mal graduada a 30 metros de profundidad. Por lo tanto, estos 3 estratos corresponden en el siguiente orden: la arcilla superficial, la grava mal graduada y el bolsón de arena.



Figura 5.7: Ensayo de Refracción Sísmica L-92
Fuente: (ATA 2011b: 130)

5.2.4. Resumen Parámetros Generales a Utilizar

La siguiente tabla resume los datos referentes al tipo de suelo obtenidos y que serán utilizados para el diseño de los tramos. Los datos obtenidos de la arena y arcilla pueden visualizarse en el capítulo 6

Tabla 5.13: Datos Geotécnicos Generales por tipo de Estrato

Tipo de Suelo		γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	ν	K_0
CL	Arcilla Limosa	15.009	34.335	18.1	62.54	0.449	0.56
SP	Arena Mal Graduada	18.884	1	39.16	308.48	0.477	0.5
GP	Grava Mal Graduada	21.386	4.905	42	2681.2	0.426	0.5

Fuente: (Propia)

5.2.5. Confiabilidad de los Valores Obtenidos

Es necesario comparar y verificar que los datos obtenidos de los módulos de elasticidad se ajusten a los valores reales, dado que dichos valores están sujetos a una interpretación del tipo de suelo analizado, el cual en nuestro caso no es homogéneo como está evidenciado en los registros de perforación con diamantina.

La siguiente gráfica representa las velocidades V_s según el tipo de material ensayado bajo el método de refracción sísmica.

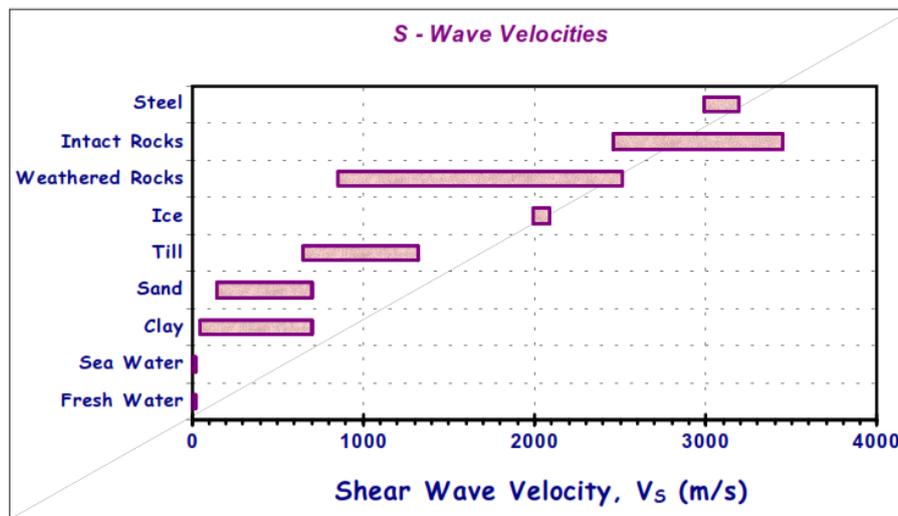


Figura 5.8: Valores de V_s bajo ensayo de refracción sísmica según tipo de material

Fuente: (NHI-FHWA 2002: 5-24)

Podemos ver que para el caso de la arcilla y las arenas los valores obtenidos corresponden al rango de dichos materiales, por lo tanto se puede afirmar que estos datos son confiables y podrán ser utilizados para el análisis y diseño de las estructuras del túnel. Sin embargo este rango es muy amplio y por lo tanto los resultados pueden ser muy variables dependiendo del suelo estudiado. Hay varios factores que dependen de la interpretación y buena práctica que correspondientes a los diversos ensayos geofísicos existentes.

En el acápite de las recomendaciones de este proyecto se discutirá el uso de este tipo de ensayos frente a una muestra de un ensayo triaxial para la obtención de datos.

CAPÍTULO 6 ACTIVIDADES Y RECURSOS

Para la fase de diseño se debe tomar en cuenta las normas y manuales con los cuales se dispondrá a trabajar:

- Norma Peruana: “Reglamento Nacional de Edificaciones”
- Norma Peruana: “Reglamento Nacional del Sistema Eléctrico de Transporte de Pasajeros en Vías Férreas que formen parte del Sistema Ferroviario Nacional”
- Manual de Diseño de Puentes
- Manual de Construcciones Metálicas AISC 360-2011
- Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera FHWA NHI 10-034

Por otro lado cabe mencionar los parámetros básicos para el diseño del túnel según la memoria descriptiva del estudio de factibilidad:

Tabla 6.1: Características Básicas del Diseño de Túnel

INFORMACION BASICA DISEÑO LINEAS 2 Y 4		
DESCRIPCION	VALOR	
Velocidad	80	km/h
Ancho Trocha	1435	mm
Ancho entrevía recta	3.8	m
Ancho entrevía curva	4.0	m
Pendiente máx. túnel	3.5	%
Pendiente máx. estaciones	0.3	%
Pendiente máx. vías estacionamiento	0.15	%
Radio mínimo curvas horizontal	250	m
Sobre elevación en curvas	16	mm
Radio mínimo vertical	3000	m
Pendiente promedio terreno	1.3	%
Cota más baja riel	-16.5	msnm
Cota más alta riel	323.50	msnm
Profundidad promedio riel	21	m
Cobertura mínima túnel	10	m
Distancia máxima entre estaciones (eje-eje)	1900	m
Distancia mínima entre estaciones (eje-eje)	705	m

Fuente: (TRUSSONI 2013c: 34)

6.1. DISCUSIÓN DE LOS TIPOS DE SECCIÓN ELEGIDOS

Las longitudes totales de cada sección del túnel se pueden ver en la siguiente tabla. Cada sección está detallada tanto por progresiva como por punto topográfico. Estos diseños de sección están configurados desde el punto más próximo (PG-05) hasta el final del circuito de nivelación ya mencionado en nuestro análisis del trazo.

Es importante mencionar que se presentarán dos escenarios de sección de estratos: El primero considerando sólo grava mal graduada (GP) hasta la progresiva 23+570 (Perforación P16). Por lo tanto la sección NATM tendrá un único perfil de diseño.

A partir de la progresiva 23+570 se presenta el segundo escenario: El perfil ahora también aparece una cama de arena mal graduada SP (el estrato SP-SM) a partir de los 30.5 metros de profundidad y por lo tanto parte la sección Cut&Cover tendrá dos perfiles diferentes.

Tabla 6.2: Longitudes por Secciones

	Tramo NATM	Tramo Cut&Cover	Tramo TBM
Longitud (m)	471.79	236.09	492.71
Progresiva (km)	22+979.7 a 23+451.49	23+451.49 a 23+687.58	23+687.58 a 24+180.29
Punto Topográfico	PG-05 al PA-06	PA-06 al TE-05	TE-05 al PG-04
Escenario	1	1 y 2	2

Fuente: Propia

6.2. DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE LA SECCIÓN TIPO TBM

En el caso de la excavación con tuneladoras tipo TBM, se debe tener en cuenta que la tipología de la TBM será del escudo (utilizadas especialmente para suelos y rocas blandas) ya que a diferencia de las TBM tipo topo/martillo, los escudos concentran su fuerza de avance ejercida directamente en el sostenimiento, debido a que la excavación del suelo no permite ejercer fuerzas tangenciales a la circunferencia de la excavación.

Por lo tanto tendremos en primer lugar que definir dos variables según el tipo de suelo (suelos blandos y rígidos). En segundo lugar, tenemos dos variables con respecto al sostenimiento y revestimiento del diseño estructural y geotécnico, ya que podemos optar por instalar dovelas de concreto prefabricado en la sección de 9.2 metros de diámetro o de utilizar concreto proyectado (shotcrete) con estructuras metálicas.

6.2.1. Elección de la Tipología de la Tuneladora

La TBM elegida debe aprovechar todas las características del trazo elegido, de forma que se aproveche al máximo la excavación por medio de este equipo. En primer lugar, la tipología de la TBM deberá ser tipo **escudo**, ya que la excavación del túnel será en suelo.

La siguiente tabla muestra todas las condiciones y parámetros de cada tipo de escudo:

Tabla 6.3: Características de los Escudos

Tipo de Máquina	Condiciones de Utilización	Parámetros Geotécnicos que Intervienen
Escudo Abierto	Trazado por encima del N.F. o material impermeable Frente Inestable No existe limitación drástica de asentos	Presión del N.F. ; K; Granulometría Cu, E, K ₀ , v, γ, θ
EPBs	No existe limitación por condicionantes geotécnicos	Posición del N.F. ; K; Granulometría, Cu
Hidroescudos	Trabajan siempre a presión % que pasa por # 200 < 20	Posición del N.F. ; K; Granulometría, Cu
Mixtos	Combinación de las correspondientes a EPBs y a hidroescudos	Posición del N.F. ; K; Granulometría, Cu

Fuente: (Rodríguez, Torres y Peral 2002: 94)

Se puede decir que los dos tipos de escudos más convenientes son el **EPB** (escudo de presión de tierras) y el **Hidroescudo**, debido a las pocas limitaciones que presentan estas frente a los terrenos y porque precisan de las mismas características geotécnicas.

6.2.1.1. Diferencias entre Escudos EPB y Hidroescudos

En la siguiente figura se puede apreciar los campos de aplicación para los terrenos según la tipología de las tuneladoras. Por un lado los métodos con escudos EPB están diseñados para terrenos cohesivos, mientras que en el caso de los hidroescudos están diseñados para suelos gruesos que contengan bolos “Si el contenido en finos, medido como porcentaje que pasa por el tamiz 200 (0.074 mm), supera el 20% la solución se hace inaceptable económicamente por la dificultad de separar aquellos de la bentonita”. (Rodríguez et al. 2002: pp. 96).

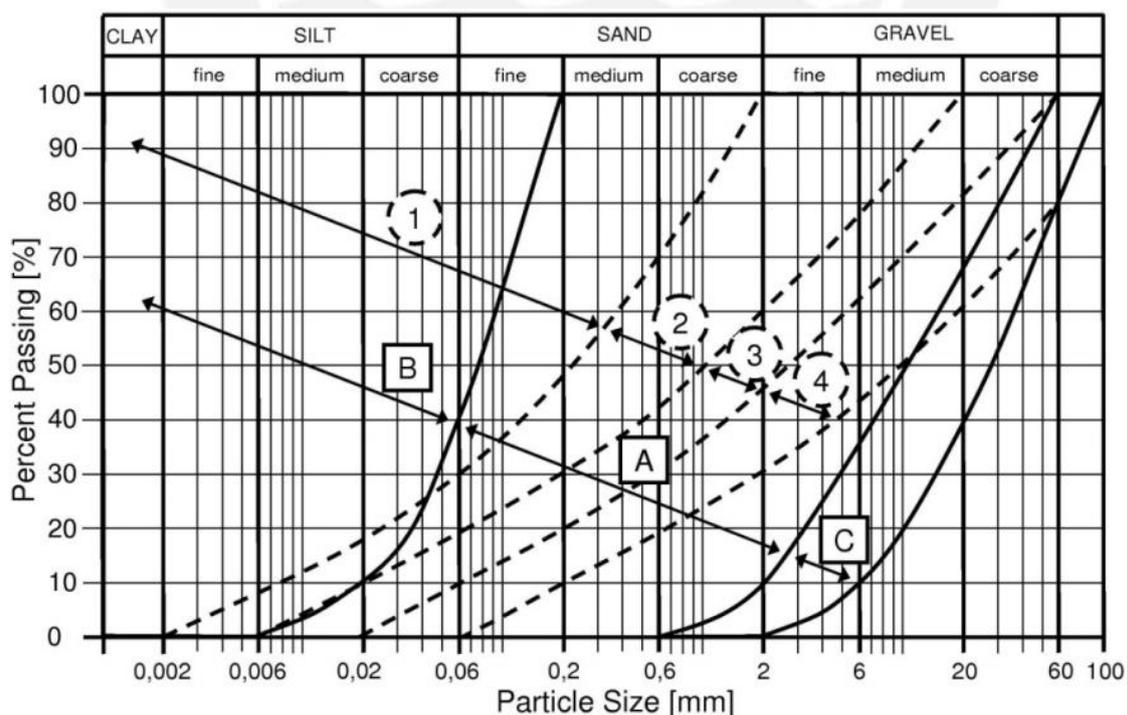


Figura 6.1: Campos de Aplicación de los Hidroescudos y EPBs

Fuente: (Thewes 2009: 58)

Tabla 6.4: Leyenda de Campos de Aplicación

EPB	1 Agua para consistencia, Espuma para adherencia y viscosidad
	2 Espuma
	3 Espuma + Polímeros, Presión de Agua < 2 bar
	4 Espuma + Polímeros + Finos, Sin presión de Agua
Hidroescudo	A Aplicación Estándar + Separación
	B Medidas contra taponamiento obstrucción, Alta Separación
	C Dificultad de sostenimiento: Suspensión + Fillers

Fuente: (Thewes 2009: 58)

Si comparamos los datos de nuestro tramo a diseñar con el rango de suelos admisibles para cada tipo de escudo, podemos determinar que la opción más recomendable para el diseño del tramo de la progresiva 23+559 (Estación Mercado Santa Anita) a la progresiva 24+180 (PG-04) es el uso de una **TBM Tipo Hidroescudo**. Debido a que la presencia de gravas redondeadas y bolonería afectan directamente en el rendimiento de la excavación con el uso de una EPB, si se optaría por esta otra alternativa.

6.2.1.2. Parámetros Geométricos de la Tuneladora

6.2.1.2.1. Diámetro del Escudo

Los parámetros básicos indican un diámetro interior de 9.2 metros y un diámetro exterior de 10.2 metros, el cual considera el espesor de 0.5 metros de las dovelas de revestimiento (45 cm de dovela y 5 cm de grout impermeabilizante).

6.2.1.2.2. Longitud Total

Un parámetro importante que debemos considerar en la tuneladora es el caso de un **escudo rígido** o **escudo articulado**, lo cual influye en la longitud total que debe tener la tuneladora y por lo tanto se debe especificar para evitar los conflictos que se pueden presentar en el trazo durante la excavación.

Por un lado un escudo rígido, para diámetros menores que seis metros, debe presentar una longitud mayor que el 80% de su diámetro. De ser menor, se pueden presentar problemas en la estabilidad de la excavación, sin embargo de ser mayor pueden haber problemas de guiado en curvas de radios muy pequeños (Mendaña 1998: 223)

Debido a este problema, se debe considerar la recomendación de Mendaña de implementar un **escudo articulado** con secciones variables, considerando la cabeza una longitud de 6.63 metros (65% del diámetro del escudo), y luego secciones variables de 1 a 1.1 veces el diámetro.

6.2.1.2.3. Cabeza de Corte

La cabeza de corte se puede definir a partir de tres esquemas típicos que se presentan en un hidroescudo. Dichos mecanismos se pueden visualizar en la siguiente figura.

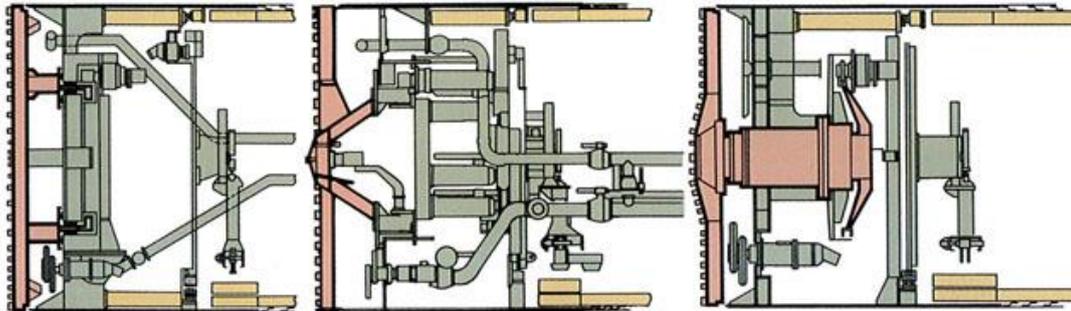


Figura 6.2: Tipos de Cabeza de Corte

Fuente: (Xu 2011: Tunnelling)

Se puede apreciar que existen tres tipos de cabeza de corte representados respectivamente como: sistema de soporte de corte intermedio, sistema de soporte cónico en el centro y sistema de soporte por medio de un eje central. Tales mecanismos varían dependiendo del modelo y procedencia de la máquina. Sin embargo, su elección no influye en el diseño del túnel y solo es un factor representativo en términos económicos y de rendimiento.

6.2.1.2.4. Gatos Hidráulicos y Erector de Dovelas

Los dos siguientes elementos importantes que debe presentarse en el hidroescudo son los gatos hidráulicos y el erector de dovelas. Los gatos hidráulicos cumplen dos funciones: en primer lugar, permiten el avance del escudo en dirección de ejecución del túnel y en segundo lugar, permiten la estabilización del escudo al maniobrar de forma diferenciada el empuje en cada dovela.

Esto quiere decir que los gatos permiten un avance diferenciado dependiendo de la pendiente y radio de giro requerido en el trazo de la línea. Sin embargo, esta secuencia de avance debe estar controlada según el tipo de dovela a instalarse ya que estas también deben variar en su geometría.

Por otro lado el erector de dovelas instalado en el hidroescudo permitirá la maniobra e instalación de dichas dovelas. Este elemento funciona mediante pistones de succión hidráulicos lo suficientemente fuertes para levantar los elementos de concreto.

6.2.1.3. Planta de Lodos Bentoníticos

Dadas las condiciones de la excavación será necesario ubicar una planta de lodos bentoníticos que sea capaz de satisfacer las necesidades de la excavación y mezcla de lodos. Es necesario conocer en primer lugar el sistema de regulación de lodos por el cual se debe procesar la bentonita.

Para tales casos se debe tomar en cuenta los siguientes puntos del esquema mostrado:

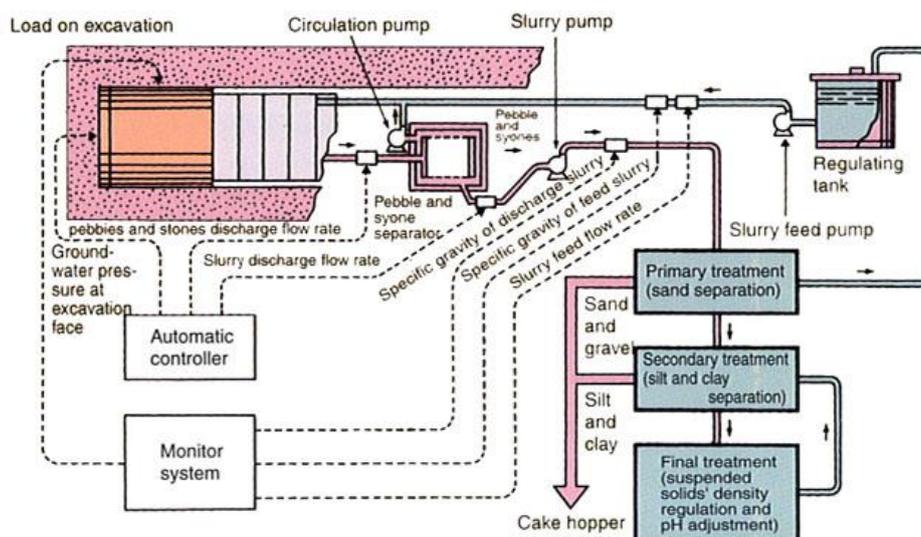


Figura 6.3: Sistema de Circulación de Lodos Bentoníticos

Fuente: (Xu 2011: Tunnelling)

6.2.2. Diseño Preliminar de la Sección Circular

En primer lugar, es necesario definir el perfil topográfico de la sección, el cual presenta 2 pendientes diferentes y un punto de inflexión con una longitud de curva de 80 metros.

Un factor del que depende la estabilidad del terreno es la permeabilidad, ya que el sostenimiento variará tanto en los casos de suelo drenado o no drenado. Dado que los resultados de las calicatas y perforaciones nos detallan una grava mal graduada con un bajo porcentaje de humedad, podemos decir que nuestras condiciones de suelo se acomodan al caso de terreno drenado sin cohesión.

En la mayoría de los casos “la presión de sostenimiento efectiva que se necesita para prevenir el colapso de un túnel en suelos secos sin cohesión es muy pequeña, sin tener cuenta si se trata de un modelo de túnel circular bidimensional o de frente de excavación tridimensional” (MAIR 2002: 138)

El diseño se realizará mediante el programa PLAXIS 3D Tunnel 1.2 con el cual se parte desde la progresiva 23+687.58 hasta 24+180.29 considerando una primera sección estratigráfica como la de la perforación P-16 (CL, GP y SP) y luego otra sección de (CL y GP). Debido a que no es posible determinar con exactitud la longitud del estrato de arena mal graduada, se considerará hasta la mitad de la longitud del tramo de la sección circular.

Luego para la otra mitad de sección el perfil estratigráfico corresponde a una sección pequeña de CL seguido de un estrato uniforme de GP.

Para la toma de datos de los parámetros de estos materiales, se va a adoptar el modelo de Morh-Coulomb, de manera que se puede idealizar el caso de los suelos como componentes elásticos en el diseño. Para el caso de la arcilla, basta con añadir los parámetros geotécnicos básicos, debido a que sólo se le considera como una capa superficial de 0 a 1.50 metros de profundidad (la cual no debería influir en el diseño).

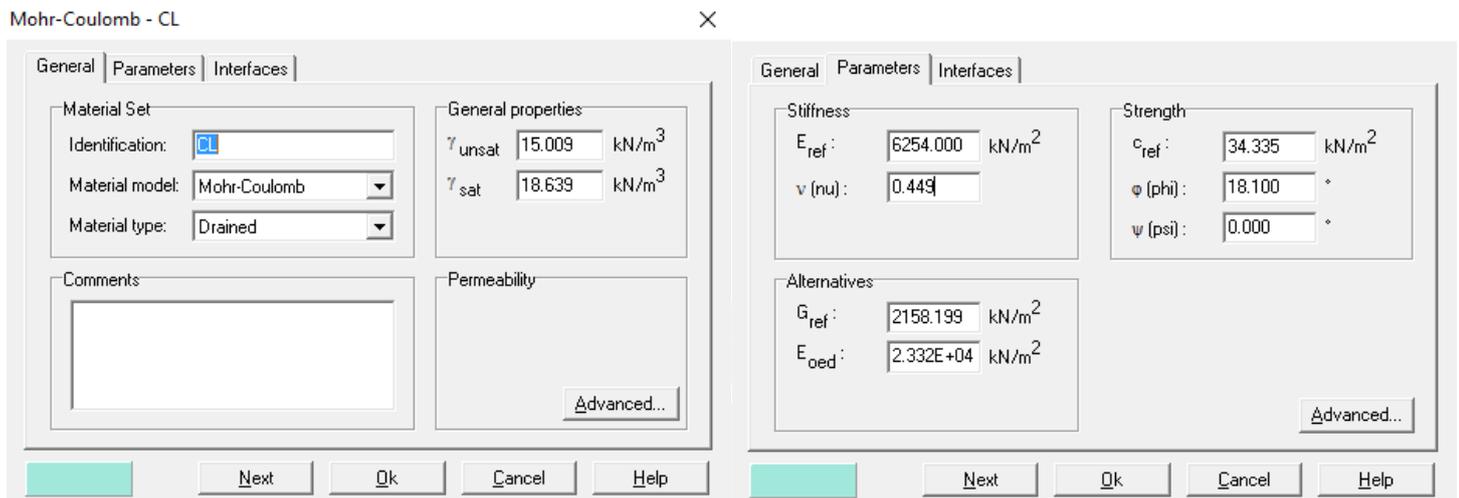


Figura 6.4: Propiedades Generales de CL en PLAXIS 3D

Los datos ingresados en la siguiente tabla provienen de los ensayos triaxiales y de consolidación de la muestra M-3 (profundidad de 4.40 a 9.00 m) de la calicata C-77, la cual se asemeja a los valores obtenidos del suelo CL en la P-16 y C-84. Las unidades están convertidas en kiloNewtons (kN) con las que el programa maneja la información.

Para la toma de datos de la arena mal graduada, se parte de los datos provenientes de las calicatas C-19 y C-84, cuyas características se asemejan a las de la arena mal graduada de la cama inferior de la progresiva 23+570. Nuevamente las condiciones de los módulos de elasticidad, Poisson y corte son adoptados de los ensayos de refracción sísmica.

Por otro lado para el criterio de la densidad y ángulo de fricción de la arena, se calculará utilizando el ábaco y ecuaciones del NAVFAC-DM7:

Partiendo de $\gamma = 1.95 \text{ gr/cm}^3$ y $\omega = 4.58\%$:

$$\gamma_d = \frac{1.95}{1 + \frac{4.58}{100}} = 1.864$$

Reemplazando en el ábaco se obtiene una $D_r = 100\%$ en este caso y por lo tanto los valores de ϕ y γ_d son:

$$\phi = 39.16^\circ \quad \gamma_d = 1.841$$

Por lo tanto $\gamma = 1.925 \text{ gr/cm}^3$ y $\phi = 39^\circ$

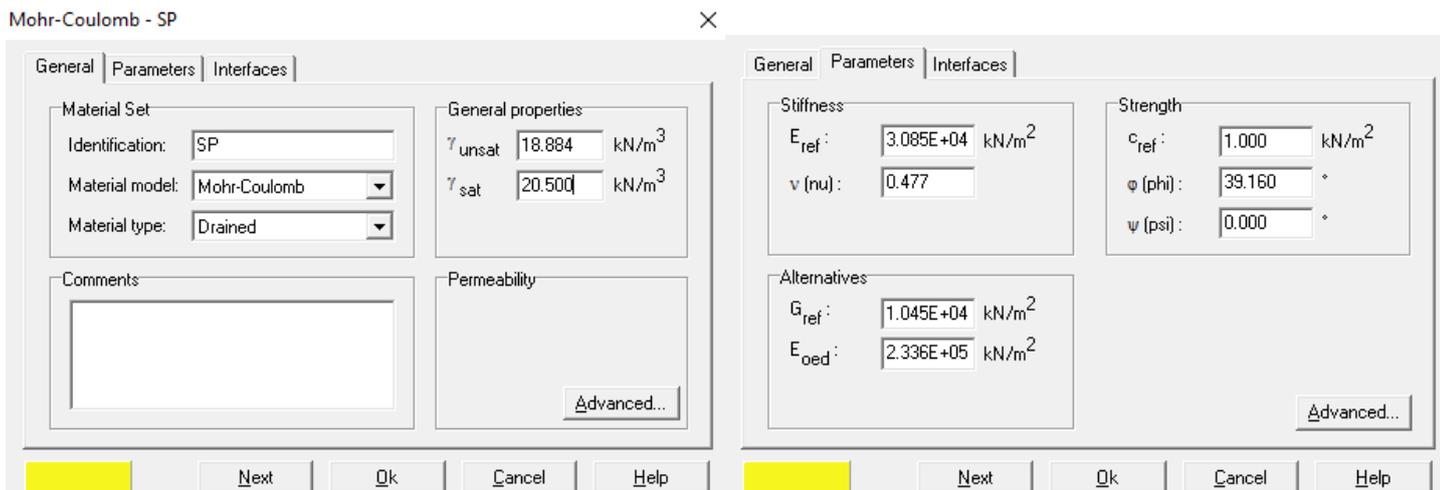


Figura 6.5: Propiedades Generales de SP en PLAXIS 3D

Finalmente para los datos de la grava mal graduada GP, corresponden las calicatas y perforaciones descritas dentro del trazo a diseñar. Un dato importante que se debe mencionar es la permeabilidad del suelo, ya que estos datos se determinaron en campo bajo el ensayo de permeabilidad Lefranc. Sin embargo, resulta insuficiente obtener estos datos, ya que se realizaron fuera del tramo a diseñar.

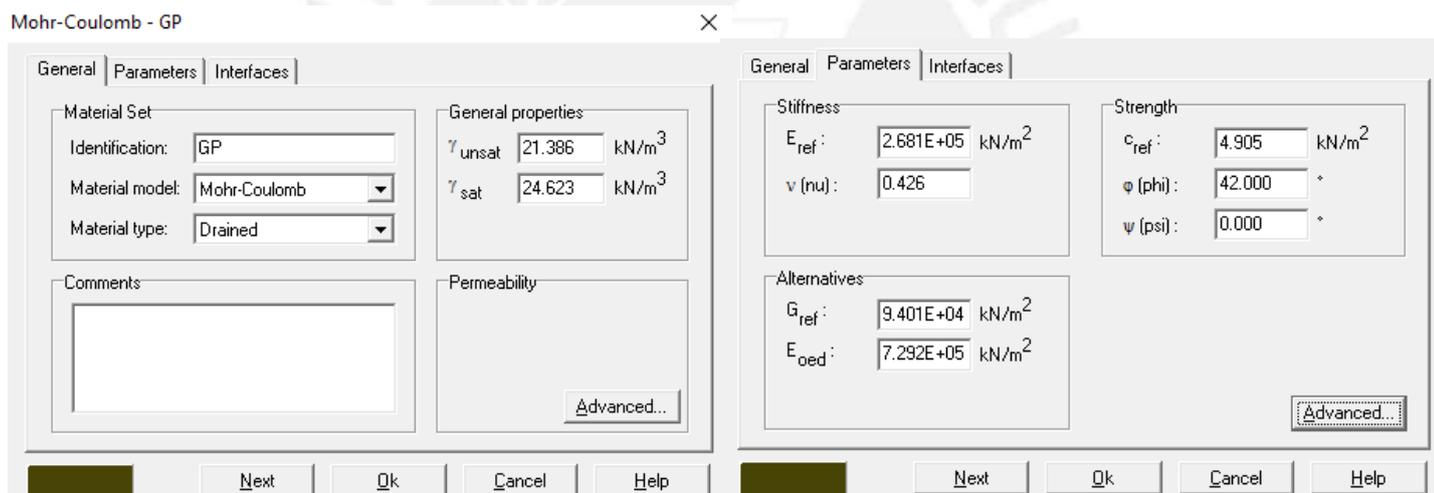


Figura 6.6: Propiedades Generales de GP en Plaxis

A continuación se ingresan los datos de la sección de TBM. Para realizar esto, es necesario especificar el primer contorno bidimensional del perfil geotécnico, el cual será de un ancho de 80 metros y tendrá una profundidad de 50 metros. Luego de seleccionar el espesor y material de cada estrato, se procede a definir la sección circular (excavación TBM).

Para considerar un diámetro real, se debe tomar en cuenta el radio efectivo, por el cual se permita el gálibo de la vía del metro así como el ancho efectivo de la dovela. Siendo este valor:

$$R_e + e_D = 4.6 + 0.5 = 5.1 \text{ m}$$

Considerando un túnel circular y simétrico se puede simplificar el diseño de la sección del túnel como se visualiza en la siguiente figura. Cabe mencionar el criterio de cada sección de

arco, las cuales son 4 arcos simétricos de 35°, 70°, 60° y 15° grados. (En el siguiente acápite se explicará con más detalle los ángulos y longitudes de cada sección que representan las 4 dovelas que se montarán como sostenimiento/revestimiento del túnel).

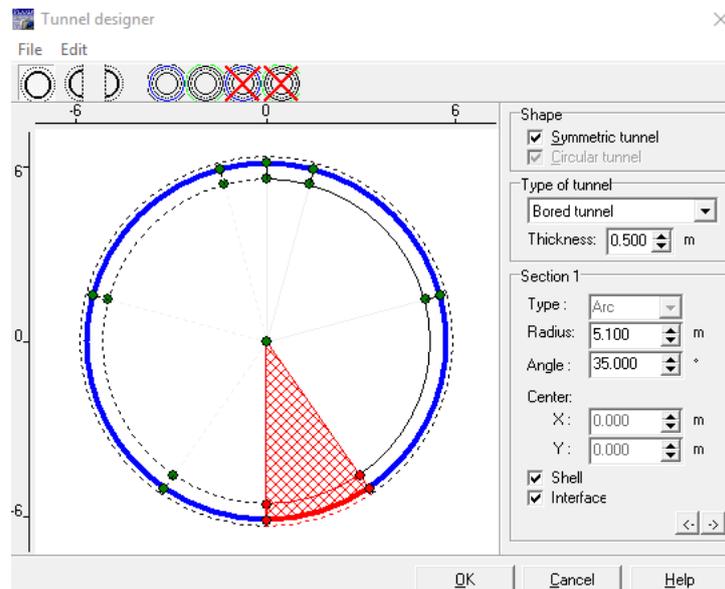


Figura 6.7: Diseño de Sección Simétrica del Túnel Circular

Luego se especifica a qué profundidad inicial se ubica la sección del túnel, la cual es de 27.53 metros entre el estrato de grava y la cama de arena según el perfil topográfico de la sección del túnel. Este se ubicará a 40 metros en el eje X para aprovechar todo el contorno de las secciones estratigráficas.

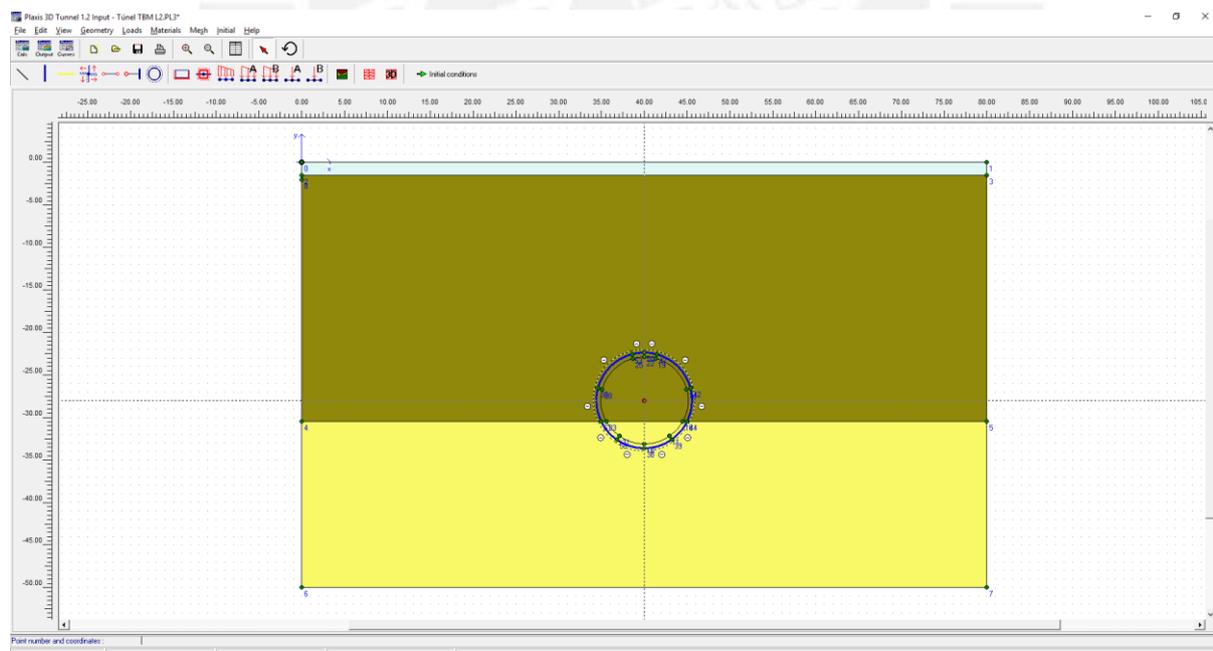


Figura 6.8: Perfil Bidimensional 1 de la Sección Circular

Para las condiciones de la estructura de concreto, se debe dar los valores y condiciones de entrada de la estructura. Por lo tanto, inicialmente se toma el espesor ya mencionado de 0.5

metros de la sección circular y con este se evaluarán las condiciones de la membrana de concreto en el análisis de sección circular.

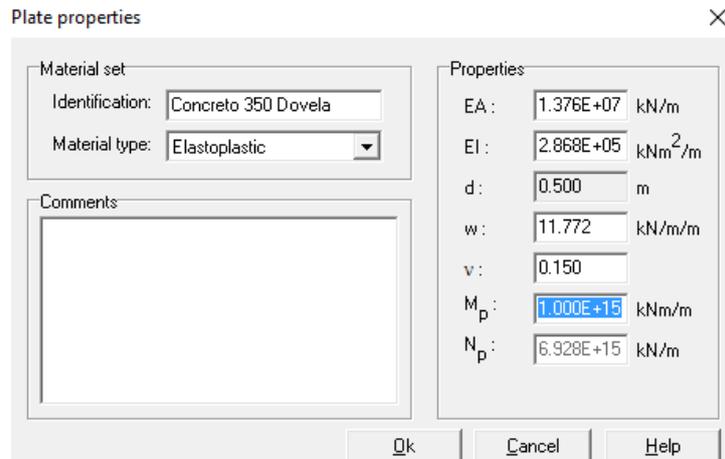


Figura 6.9: Propiedades del Concreto f_c 350 kg/cm^2

A continuación se procede a colocar los apoyos en el contorno del perfil, de modo que se pueda generar la malla respectiva en dos dimensiones. Se toma en cuenta que se considera apoyos simples en los extremos de modo de simplificación del programa.

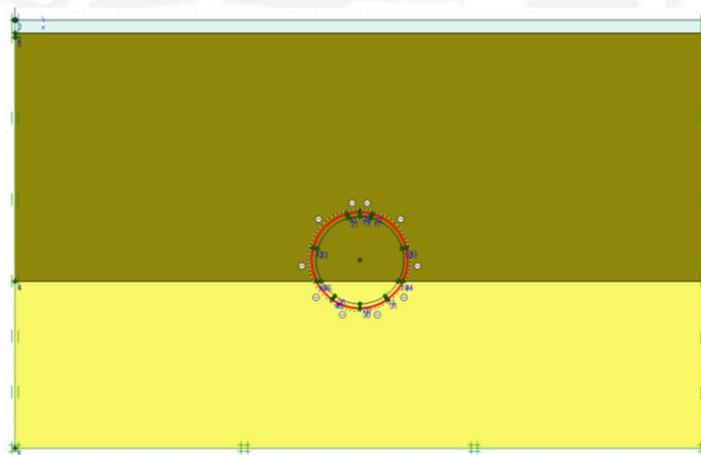


Figura 6.10: Apoyos en el contorno del perfil

La malla bidimensional creada corresponde a una distribución triangular fina del perfil y contorno diseñado.

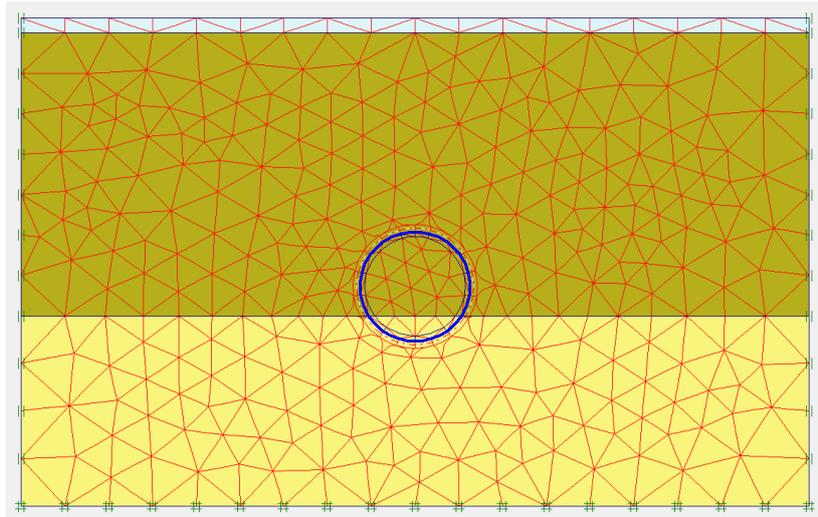


Figura 6.11: Malla bidimensional

Para fines de la eficiencia en el cálculo del diseño, se cortará la sección por la mitad y se procederá a definir la malla 3D en tramos de 100 metros aproximadamente por limitaciones del programa de elementos finitos. (Plaxis 3D Tunnel está basado en 32 bits y no puede procesar datos mayores a 2.0 Gb de RAM).

El último paso para ingresar los datos de entrada es generar la malla tridimensional en base a diferentes planos topográficos. Debido a que en el primer tramo de la sección circular (3 estratos) tenemos 2 pendientes uniformes y una curva de 80 metros de largo, se debe ser cuidadoso en el diseño de este tramo.

Tabla 6.5: Profundidad y Pendientes del Tramo Sección Circular

Sección Circular 3 Estratos			Sección 2 Estratos		
Progresiva	m %	Profundidad	Profundidad	m %	Profundidad
23+688	0.3	27.529	23+934	2.71	25.395
23+799	0.3	27.196	24+057	2.71	22.062
23+804	0.68	27.162	24+180	2.71	18.728
23+809	0.68	27.129			
23+814	0.68	27.095			
23+819	0.68	27.061			
23+824	0.68	27.027			
23+829	0.68	26.993			
23+834	0.68	26.959			
23+839	0.68	26.926			
23+844	0.68	26.892			
23+849	0.68	26.858			
23+854	0.68	26.824			
23+859	0.68	26.790			
23+864	0.68	26.756			
23+869	0.68	26.723			
23+874	0.68	26.689			
23+879	0.68	26.655			
23+884	0.68	26.621			
23+889	0.68	26.587			
23+890	2.71	26.587			
23+934	2.71	25.395			

Fuente: Propia

6.2.2.1. Tramo Circular 1 (Progresiva 23+688 a 23+799)

Este subtramo corresponde al primer tramo de sección circular el cual tendrá una longitud de 111 metros y una pendiente constante de 0.3% (0.172°). La profundidad inicial es de 27.529 metros medidos desde la superficie. Es importante mencionar que el cálculo debe contemplar que la superficie real promedio del riel del túnel sea 21 metros como está propuesto en los parámetros iniciales y por lo tanto se debe considerar un radio de 4.18 metros que proviene del coseno del ángulo medio de la dovela de contrabóveda (35 grados) por el radio interior. La sección corresponde a un perfil de 3 estratos ya mencionados (CL, GP y SP).

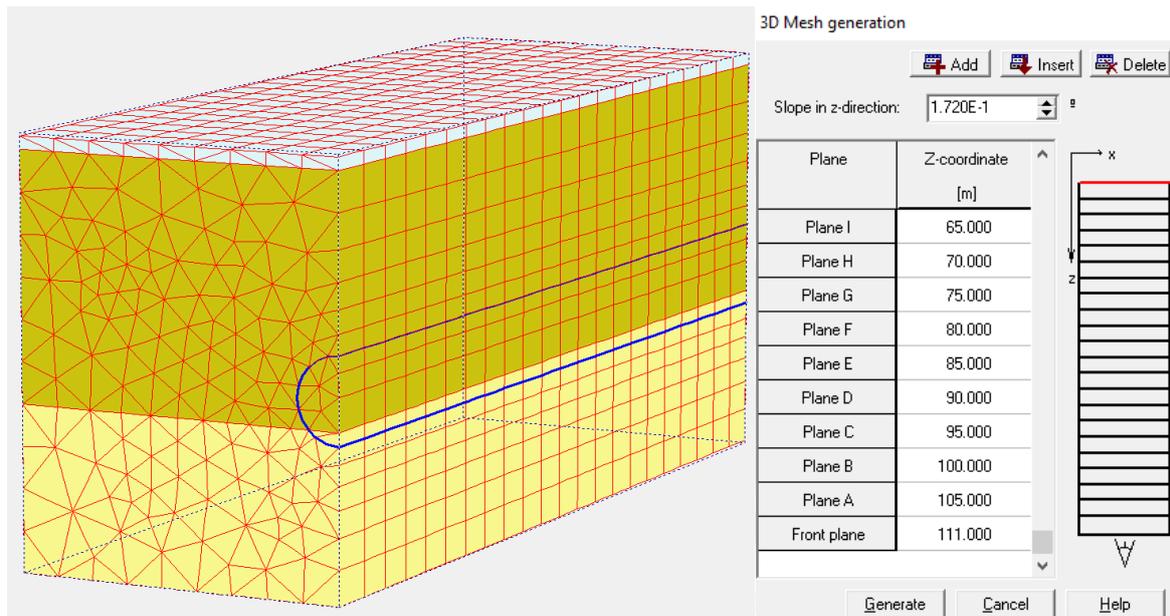


Figura 6.12: Generación de Malla Sección del Tramo 1 Circular

Luego de definir los planos tridimensionales, se define los esfuerzos efectivos iniciales, los cuales se pueden apreciar en la siguiente figura. El punto más bajo generado es de -585.35 kPa a 50 metros de profundidad.

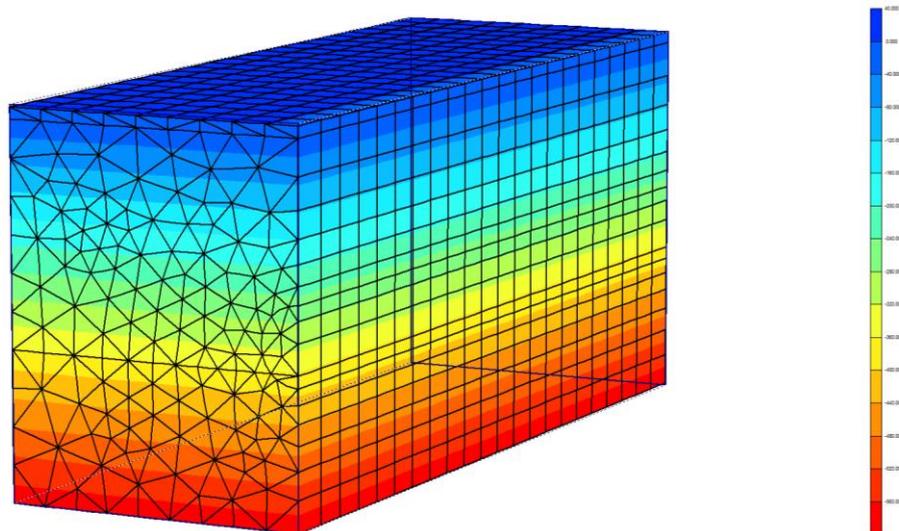


Figura 6.13: Esfuerzos Efectivos Tramo 1 Circular

A continuación se define las fases del proceso de construcción del túnel. Para esto es necesario conocer la secuencia de excavación con la tuneladora tipo hidroescudo. El programa debe reflejar todas las fases constructivas analizando tanto los desplazamientos como los esfuerzos ejercidos en las dovelas y la tuneladora.

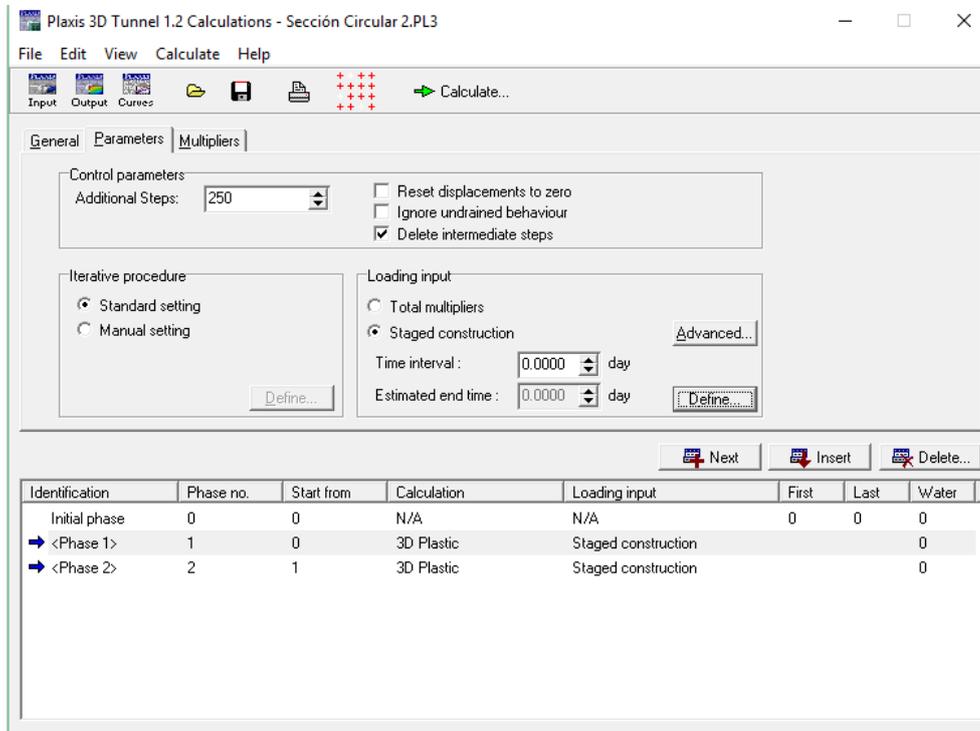


Figura 6.14: Calculo de la Sección Circular 1

En esta primera fase se define la excavación de los primeros cinco metros con el escudo de la tuneladora soportando los esfuerzos del terreno.

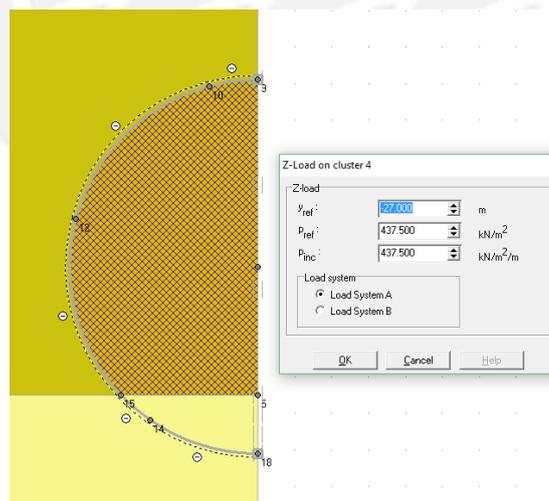


Figura 6.15: Ingreso de Presión de Lodos

Para la fase dos definimos los siguientes cinco metros de avance.

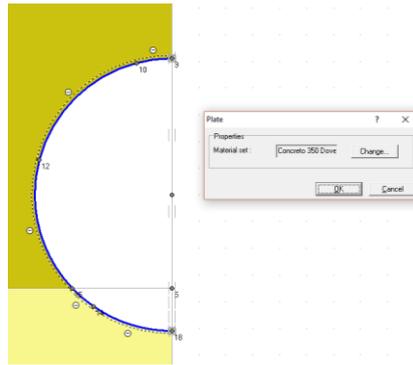


Figura 6.16: Excavación y Revestimiento de Dovelas

Finalmente se eligen los puntos de análisis en los ejes horizontales y verticales de la sección tanto para los esfuerzos como para los desplazamientos.

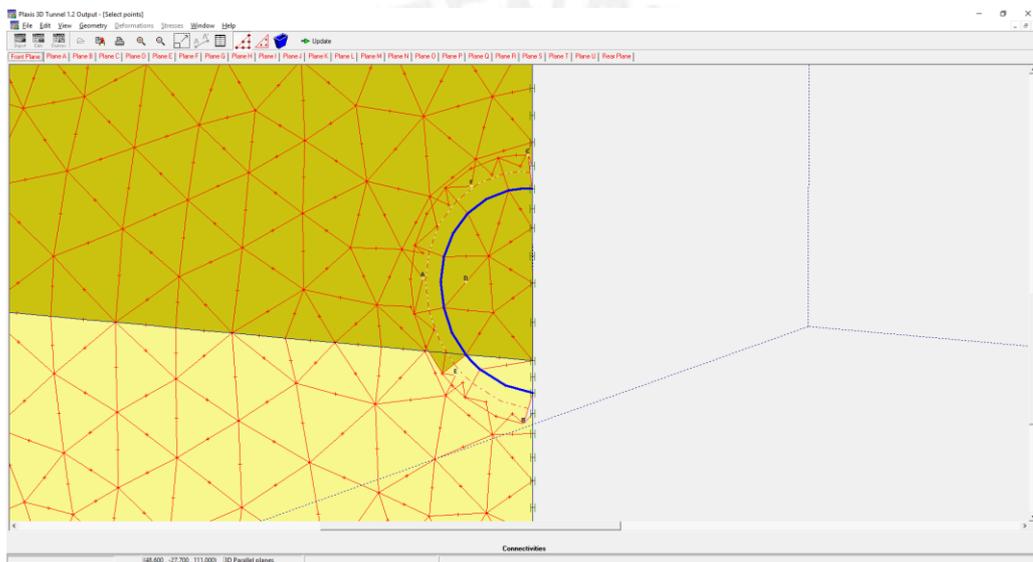


Figura 6.17: Definición de los Puntos de Deformación

Total multipliers at the end of previous loading step		Calculation progress	
Σ -Mdisp:	1.000	Σ -Mstage:	0.121
Σ -MloadA:	1.000	Σ -Marea:	1.000
Σ -MloadB:	1.000	Force-X:	0.000
Σ -Mweight:	1.000	Force-Y:	0.000
Σ -Msf:	1.000	Force-Z:	0.000
		Stiffness:	-0.008
		Time:	0.000

Iteration process of current step		
Current step:	7	Max. steps:
Iteration:	2	Max. iterations:
Global error:	0.027	Tolerance:

Plastic points in current step		
Plastic stress points:	48	Inaccurate:
Plastic interface points:	0	Inaccurate:
Tension points:	5	Cap/Hard points:

Element	6336
Decomposition:	100 %
Calc. time:	206 s

Calculating stresses ...

Figura 6.18: Cálculo de la Sección Circular 1

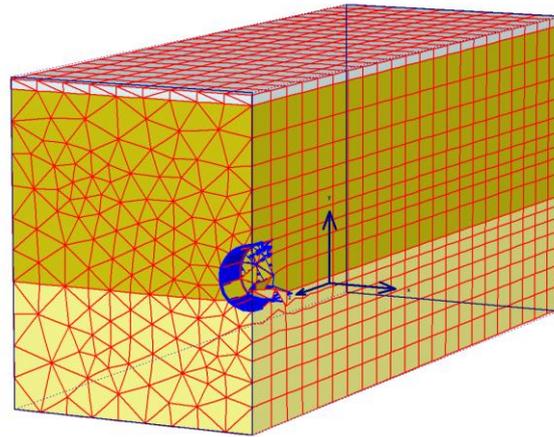


Figura 6.19: Fase 1 Excavación con TBM en los primeros cinco metros

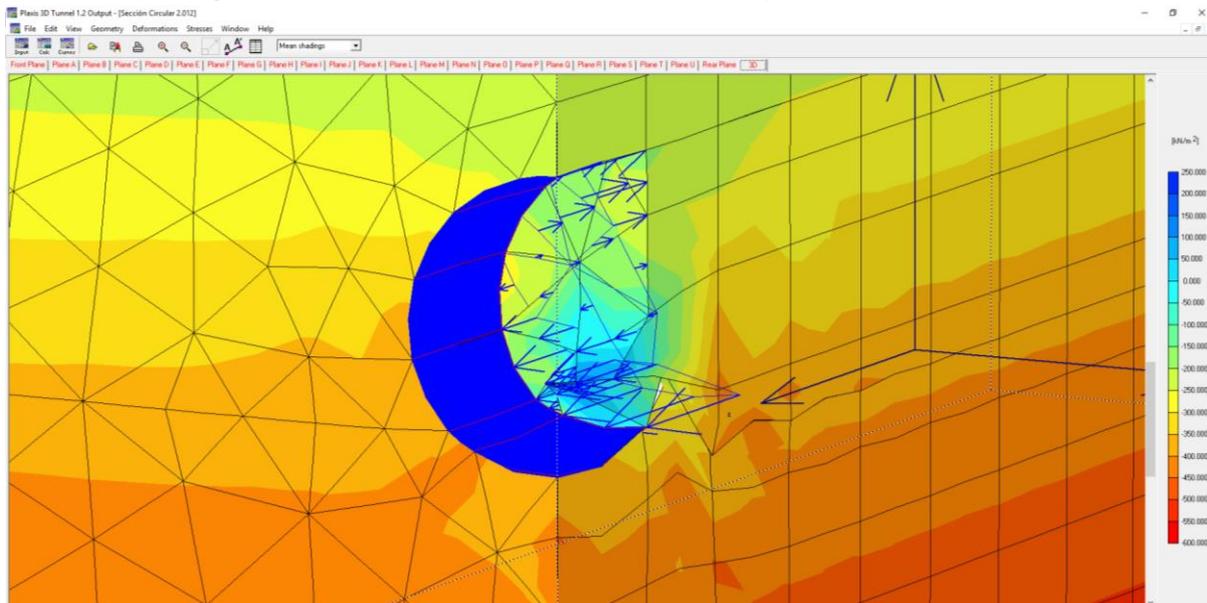


Figura 6.20: Esfuerzos Máximos en Fase 1

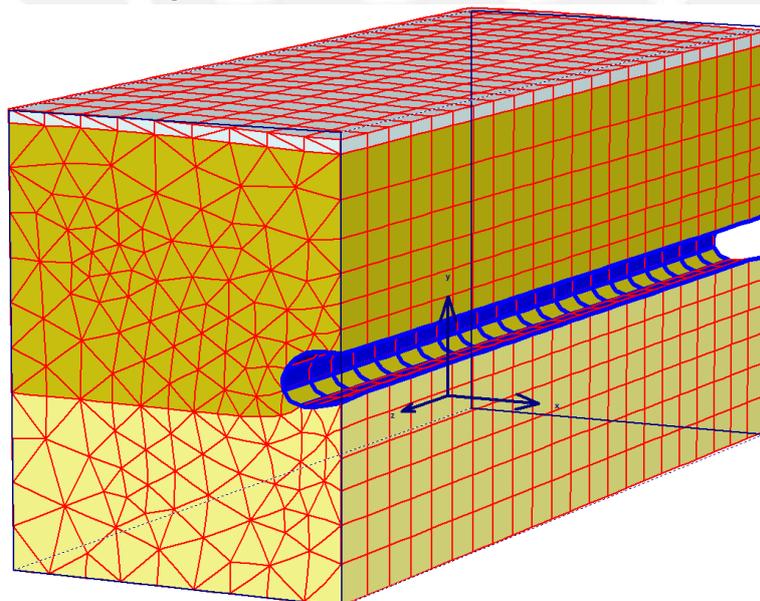


Figura 6.21: Deformaciones Máximas Tramo 1 Completo

6.2.2.2. Tramo Circular 2 (Progresiva 23+799 a 23+889)

Pertenece a un trazo de 95 metros con una pendiente de 0.68% (0.388°) a partir de una profundidad de 27.196 metros. La pendiente más pronunciada consigue una profundidad final del tramo de 26.587 metros, por lo tanto es necesario verificar si el túnel escapa completamente del estrato de la arena mal graduada para esta sección.

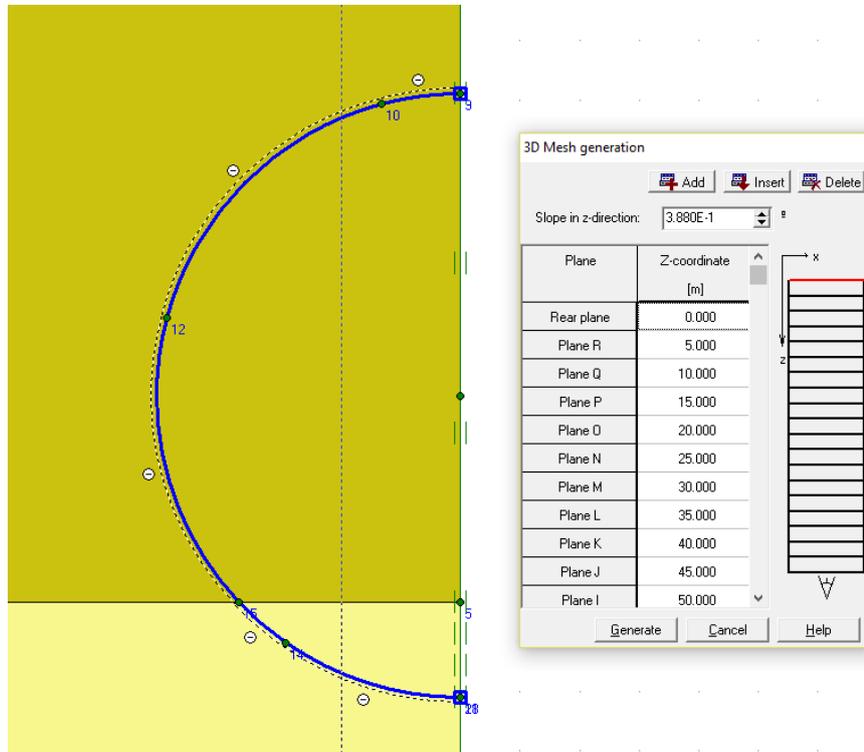


Figura 6.22: Planos de Malla 3D Sección Circular 2

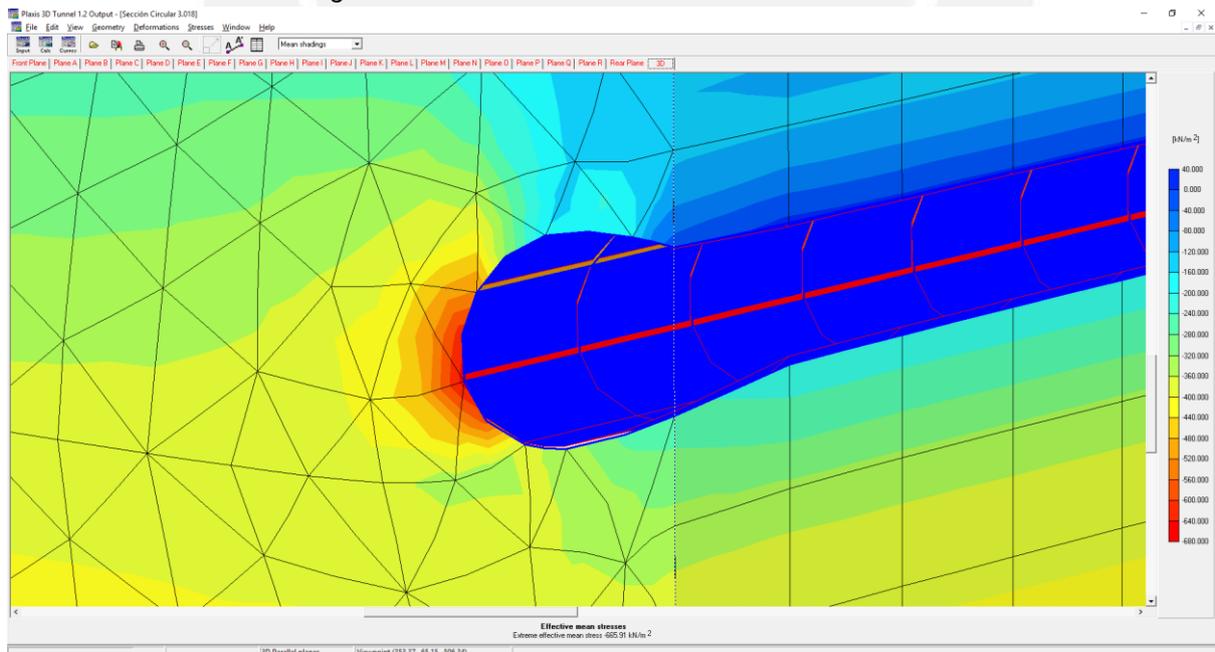


Figura 6.23: Esfuerzos Efectivos Sección Circular 2

6.2.2.3. Tramo Circular 3 (Progresiva 23+890 a 23+934)

Este último tramo en donde se presentan 3 estratos para la sección circular tiene una longitud de 45 metros y presenta una pendiente de 2.71% (1.552°) a partir de una profundidad de 26.587 metros.

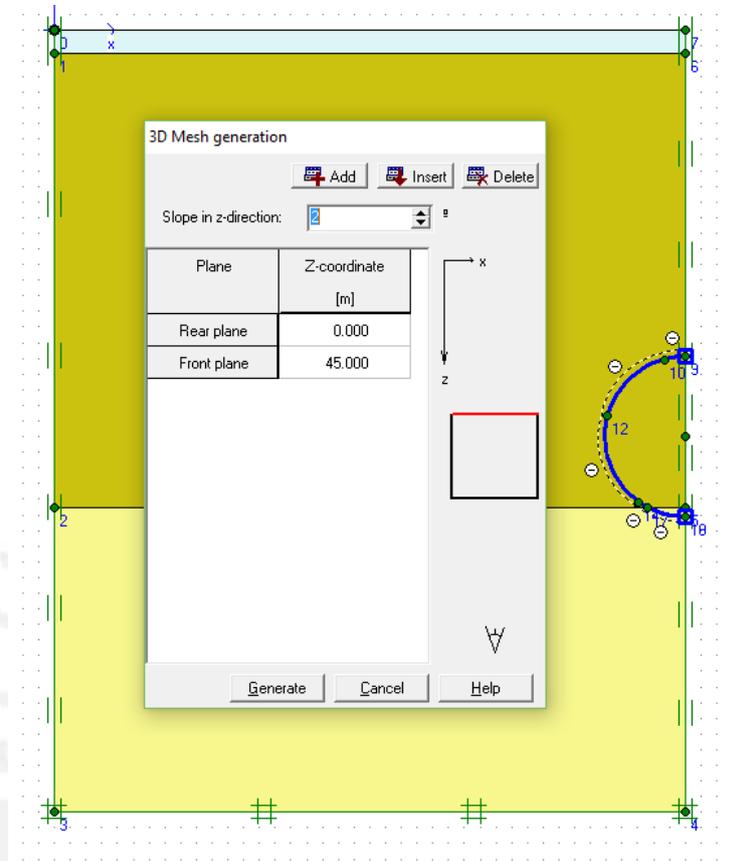


Figura 6.24: Malla 3D Sección Circular 3

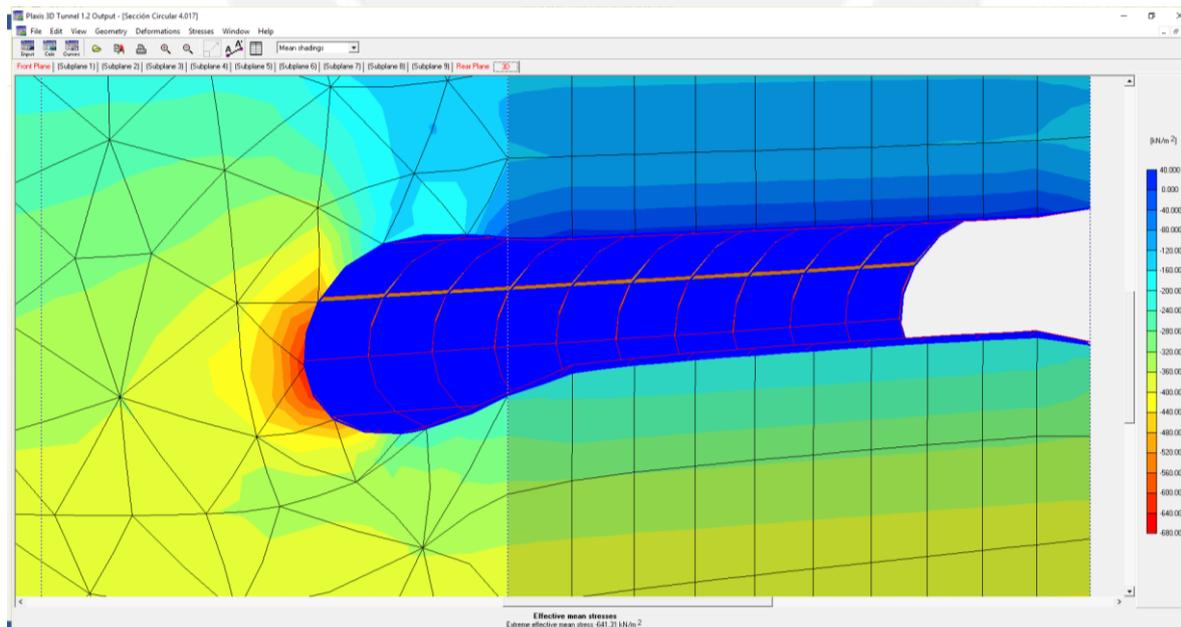


Figura 6.25: Esfuerzos Efectivos Sección Circular 3

6.2.2.4. Tramo Circular 4 (Progresiva 23+934 a 24+180)

La sección que contempla sólo 2 estratos tiene una longitud de 246 metros. Debido a esta longitud, la malla 3D deberá ser más gruesa para fines de analizar los cálculos y mejorar el rendimiento del programa.

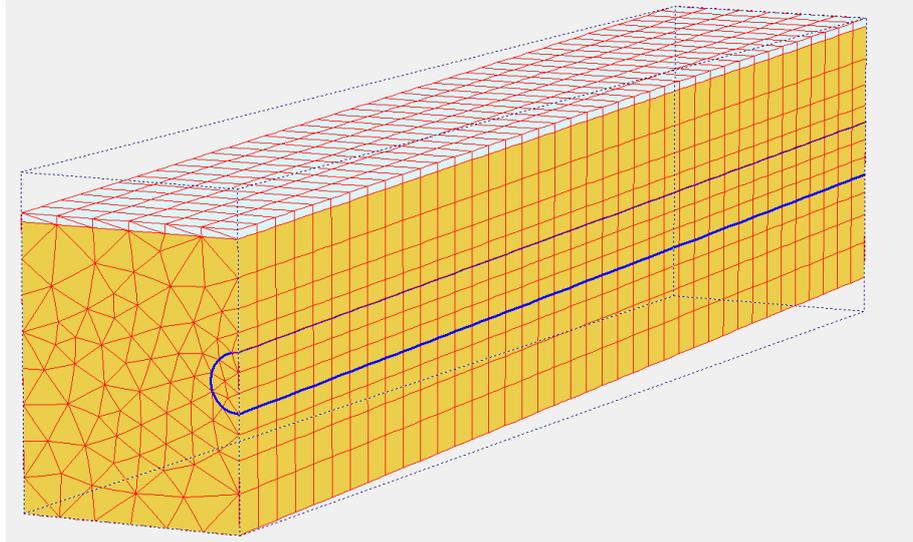


Figura 6.26: Deformaciones Máximas del Tramo 4

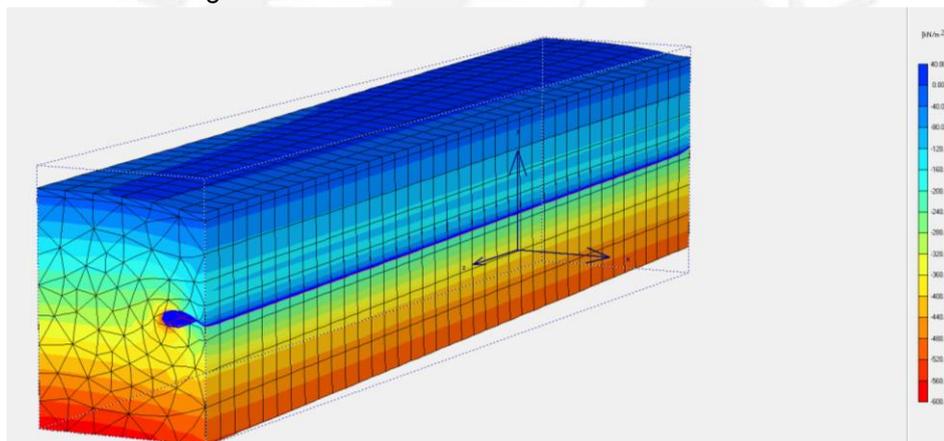


Figura 6.27: Esfuerzos Efectivos Tramo Circular 4

6.2.3. Dimensionamiento de Dovelas de Concreto Prefabricado

Para el diseño del sostenimiento se tiene previsto el uso de dovelas, las cuales se dimensionarán según su posición con respecto a la sección circular. Estos elementos de concreto armado se atornillan entre sí, creando un anillo. Se debe tomar en consideración la diferencia de la conicidad del anillo para que pueda adoptar las líneas de curva vertical y horizontal a lo largo del túnel.

La estructura de las dovelas acopladas forma un anillo rígido de concreto, el cual cumple tanto para el sostenimiento y revestimiento del túnel. Este tipo de estructura debe diseñarse para admitir cargas de presión del terreno, hidrostática (en caso de presentar nivel freático), peso propio, sobrecargas y reacciones del subsuelo.

Además, deben considerarse las siguientes cargas especiales: Efectos de movimientos sísmicos, efectos de asentamiento o subsidencia del terreno, momentos de resistencia de juntas entre dovelas y fuerzas de empuje de los gatos hidráulicos del escudo (Gómez 2003: 189).

Para el diseño de las dovelas se puede utilizar un diseño por resistencia evaluando la flexión ejercida por los esfuerzos obtenidos en el análisis de los tramos del PLAXIS. Para realizar lo mencionado es necesario definir las secciones de las dovelas.

Las dovelas se acoplan formando un anillo de sostenimiento, el cual consistirá de 8 dovelas rectangulares prefabricadas de concreto armado. La dovela en solera (de contrabóveda) tendrá un arco interno de 3.212 metros y un arco externo de 3.56 metros (radio de 5.1 m y ángulo de 40°). Se les denominarán dovelas tipo A1, luego para las dovelas de los hastiales se les denominarán B1, B3 y B5 para las dovelas del hastial derecho y B2, B4 y B6 las del hastial izquierdo.

Las dovelas tipo B poseen un ángulo de 50° y tienen un arco interno de 4.014 metros y externo de 4.45 metros. Finalmente la dovela en clave C tiene 20° , 1.606 metros de arco interno y 1.78 metros de arco externo.

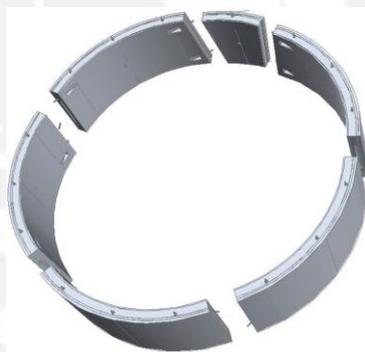


Figura 6.28: Anillo Armado de Dovelas

Fuente: (HERNÁNDEZ 2014: 90)

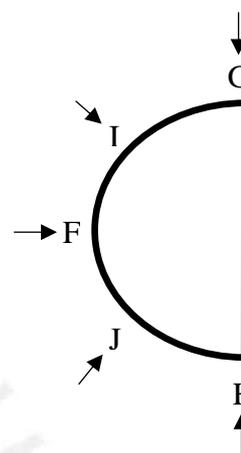
Los pesos respectivos de las dovelas A, B y C son de: 6.095, 7.618 y 3.047 toneladas respectivamente y el peso total es de 54.85 toneladas del anillo completo de concreto.

A continuación tenemos representados los análisis de esfuerzos y desplazamientos máximos de los 4 tramos de sección circular que se presentan en la siguiente tabla (análisis completo en el **anexo A.2.5** Estos datos corresponden a un resumen de los valores obtenidos de cada tramo de la sección circular, una vez evaluada las fases finales (colocando todo el revestimiento final en cada sección).

Es necesario tomar los valores máximos de los puntos I, G y H como referencia para las cargas de los empujes que ejercen el suelo sobre las dovelas, de tal forma que se debe cumplir el siguiente esquema y distribución de cargas:

Tabla 6.6: Resultados Deformaciones y Esfuerzos Sección Circular

	MAX	MIN	PROMEDIO
	(mm)		
Deformación Máxima	26.49	18.17	22.93
Desplazamiento Total Extremo	26.49	18.17	22.76
Desplazamiento Máximo Ux	10.95	9.66	10.33
Desplazamiento Máximo Uy	26.49	18.14	22.75
Desplazamiento Máximo Uz	4.16	0.00	1.22
	(Tn/m ²)		
Esfuerzo Efectivo Promedio	67.88	-66.80	31.78
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	67.88	-65.88	27.17
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	109.07	-102.96	53.01
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	50.81	-49.81	22.89
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	19.74	5.88	16.01
Esfuerzo Máximo σ_{yz}	-0.63	-0.98	-0.81
Esfuerzo Máximo σ_{zx}	-0.26	-1.03	-0.54
	(Tn/m ²)		
Esfuerzos Punto F	70.85	-32.42	38.40
Esfuerzos Punto I	12.46	-44.85	-8.70
Esfuerzos Punto J	31.14	-46.89	-1.38
	(Tn/m ²)		
Esfuerzo Punto G	69.71	48.04	61.94
Esfuerzo Punto H	81.58	-69.36	38.09



Fuente: Propia

Previamente a designar los esfuerzos que se ejercen en toda la sección del anillo y dovelas de revestimiento, es necesario definir primordialmente las cargas vivas, las cuales en este caso son la sobrecarga ejercida por el metro en la excavación y automóviles en la superficie según los parámetros de la Norma de Cargas E.020 y el Manual de Diseño de Puentes, las cuales son generadas por los camiones que circulan en la superficie (Carretera Central) y corresponden a los siguientes valores de fuerzas puntuales:

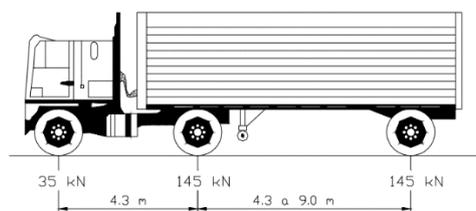


Figura 6.29: Cargas Puntuales de un Camión

Fuente: (MTC 2016: 58)

Este valor se puede tomar como una carga puntual de 325 kN o 24.4 kN/m en el eje longitudinal. Sin embargo, para considerar la carga viva transversal se debe tomar un valor de 71 kN (14.55/2 ton) por eje (MTC 2016: 60), en este caso la carretera de 4 carriles consideraremos 4 camiones. De esta forma distribuiremos la carga a un valor de 14.2 kN/m en 20 metros de superficie.

Las combinaciones a utilizarse por la Norma E.060 para peso y empuje de suelos son las siguientes. Este detalle de las combinaciones de carga se desarrolla en el anexo **A.3.2**:

- 1.4 CM + 1.7CV + 1.7CE
- 1.4CM + 1.7CV

A su vez la AASHTO considera la siguiente combinación de cargas:

- 1.25CM + 1.75CV

El diseño del sostenimiento/revestimiento está redactado con mayor profundidad en el anexo **A.4** de este documento. El desarrollo del diseño incluye un análisis bidimensional de la sección más crítica y conforme a estos resultados se procede a obtener los diagramas resultantes de fuerzas y momentos. Luego el proceso del dimensionamiento de las dovelas y detalles de las conexiones y los planos finales también han sido desarrollados en los anexos.

6.2.4. Detallado del Sostenimiento/Revestimiento

En el caso del revestimiento podemos determinar la estructura final que compone el armado de la estructura circular final. Para esto se revestirá con una capa de 5 cm de grout que complete la sección circular de 50 cm. Además, los detalles de las conexiones y juntas forman parte del anexo **A.4.5** y **A.4.6**.

6.2.4.1. Comprobación de la Seguridad ante el Empuje de los Gatos Hidráulicos

La siguiente fórmula representa el empuje ejercido por los gatos hidráulicos sobre las dovelas, el cual se debe comprobar con la fuerza admisible longitudinal de cada dovela:

$$T = 1000kN/gato$$

Ecuación 6.1: Empuje ejercido por un gato hidráulico (Gómez 2003: 224)

6.3. DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE LA SECCIÓN TIPO CAVERNA

El análisis de los esfuerzos de la sección tipo caverna se realizará en dos etapas:

La primera etapa corresponderá a un análisis preliminar de la sección desarrollada en Plaxis 3D con el fin de analizar una sección preliminar del túnel.

La segunda etapa del análisis de la sección se realizará con más detalle en el programa de elementos finitos bidimensionales Plaxis 2D. Está comprende un reporte más detallado de lo que comprende el diseño de tanto el sostenimiento primario como el diseño del revestimiento final mediante el método de excavación NATM/SEM ya definido. Dicho análisis está desarrollado en el anexo **A.6**, **A.7** y **A.8** de este documento.

Para el diseño de la sección tipo caverna de la primera etapa de análisis, la sección del túnel considerará la base a partir de la superficie del riel del túnel (de esta forma ingresar la forma en el programa se hace de una manera más simplificada). La base considera una superficie horizontal de 4.023 metros por debajo de 2.52 metros del centro del arco del túnel. La esquina posee un ángulo de 58° y los arcos tienen un radio interno de 4.63 metros.

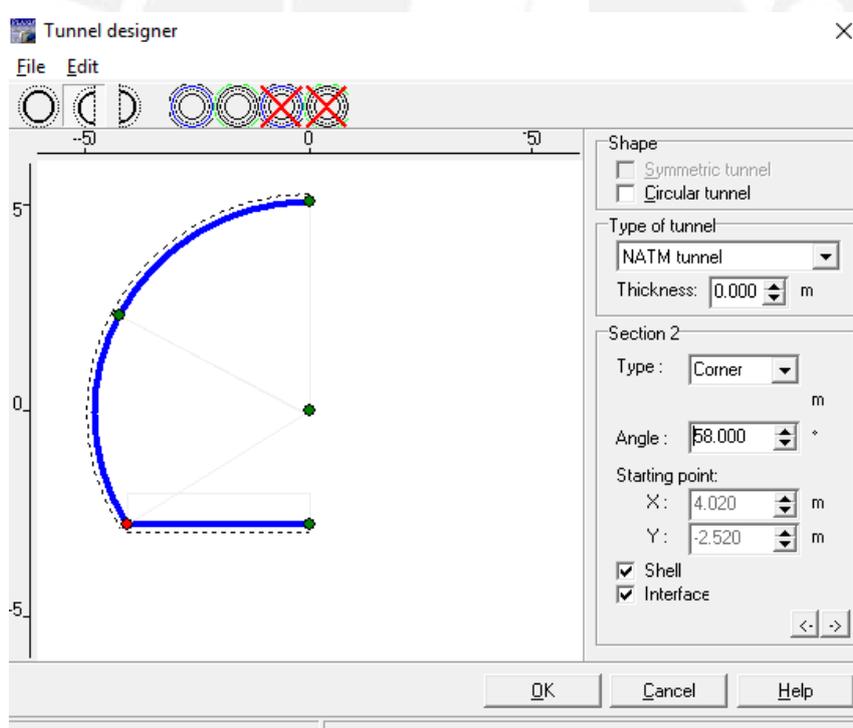


Figura 6.30: Diseño de la Sección en Caverna

Se ha elegido que el diseño tridimensional se realizará en 3 etapas de construcción, dividiendo las secciones del túnel en diferentes secciones de excavación, tal como se aprecian en la siguiente figura.

6.3.1. Condiciones del Diseño bajo el Nuevo Método Austriaco Modificado (NATM)

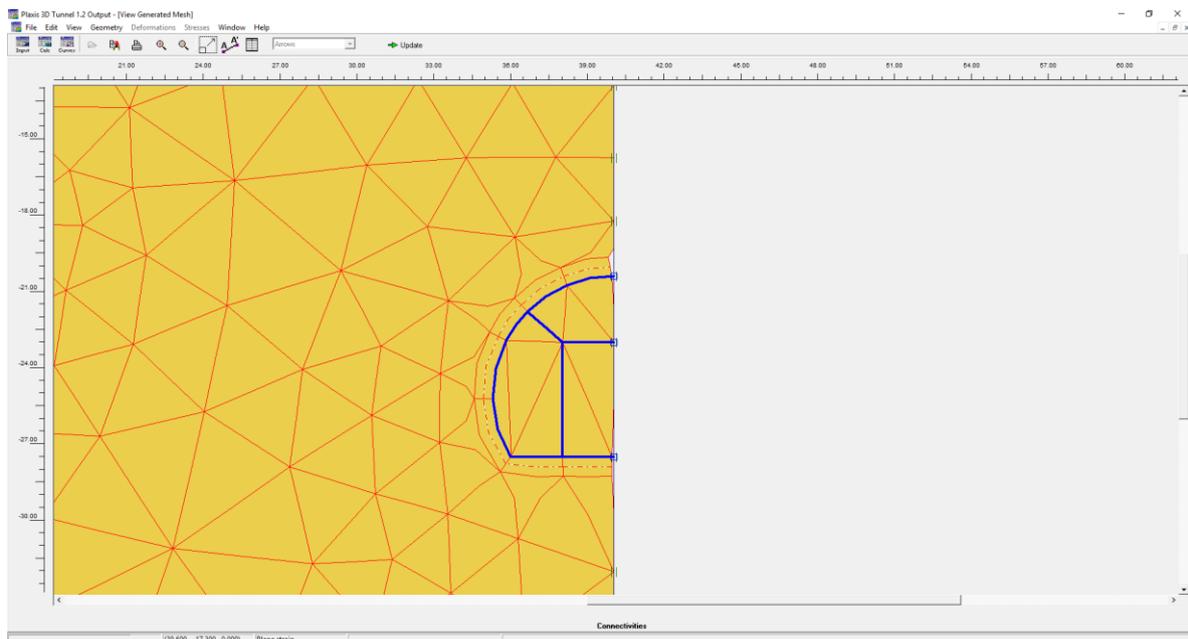


Figura 6.31: Malla Bidimensional de Sección en Caverna

6.3.2. Diseño Preliminar de la Sección Tipo Caverna

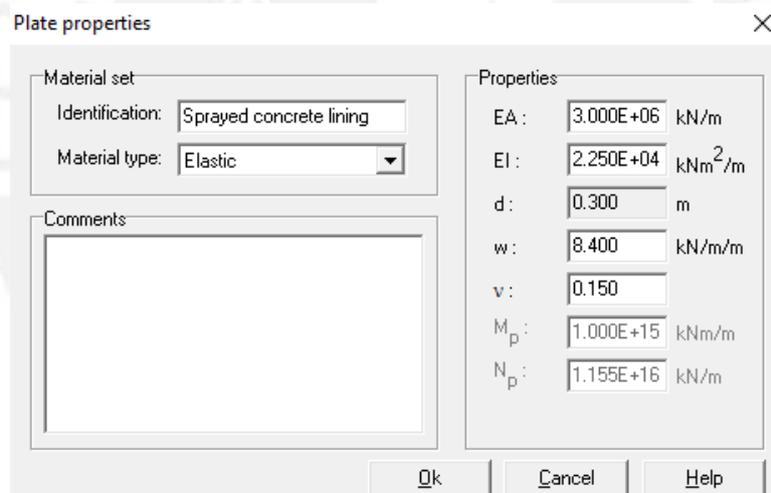


Figura 6.32: Características del Concreto Proyectado

La siguiente tabla representa las diferentes subdivisiones de cada tramo de sección en caverna, la separación de colores representa la separación del análisis en tres tramos tridimensionales de avance.

Tabla 6.7: Profundidad y Pendientes del Tramo Sección Caverna

Sección 2 Estratos		
Progresiva	p %	Profundidad
22+979.7	3.02	24.580
23+255	3.02	16.266
23+260	-2.08	16.370
23+265	-2.08	16.474
23+270	-2.08	16.578
23+275	-2.08	16.682
23+280	-2.08	16.787
23+285	-2.08	16.891
23+290	-2.08	16.995
23+295	-2.08	17.099
23+300	-2.08	17.203
23+305	-2.08	17.307
23+310	-2.08	17.411
23+315	-2.08	17.515
23+320	-2.08	17.619
23+325	-2.08	17.724
23+330	-2.08	17.828
23+335	-2.08	17.932
23+340	-2.08	18.036
23+345	-2.08	18.140
23+350	0.30	18.140
23+451.49	0.30	17.836

Fuente: Propia

6.3.2.1. Tramo Caverna 1 (Progresiva 22+979 a 23+255)

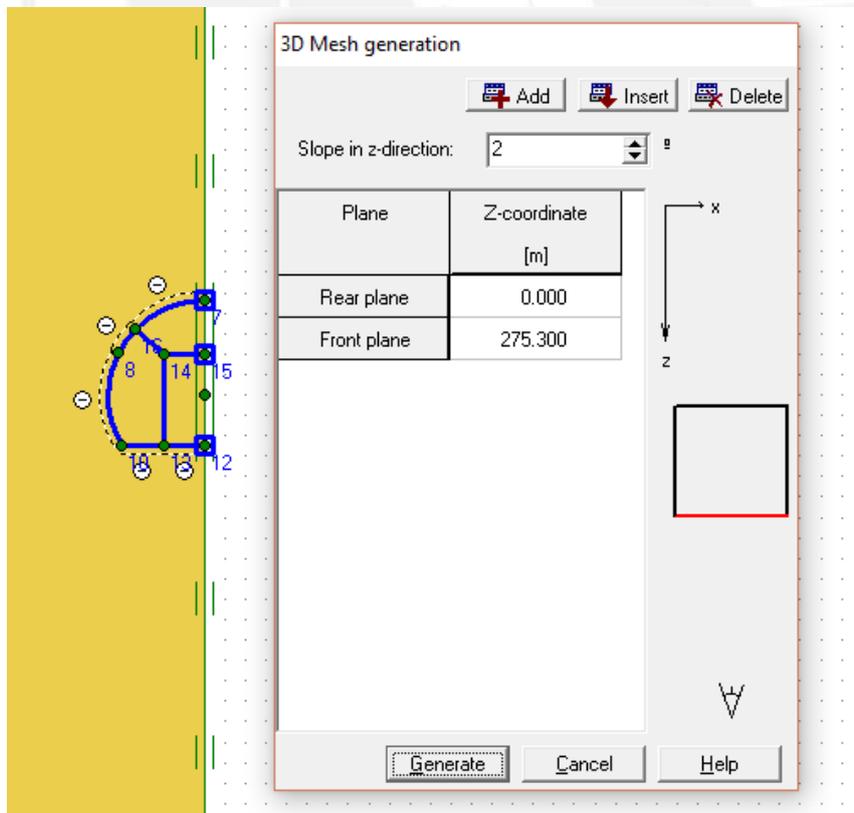


Figura 6.33: Malla 3D Sección en Caverna 1

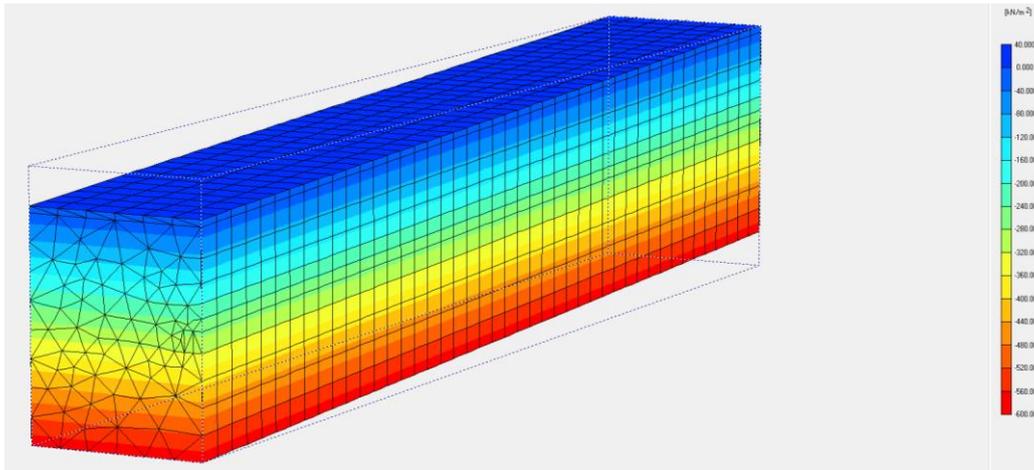


Figura 6.34: Generación de Esfuerzos Iniciales Sección en Caverna 1

6.3.2.2. Tramo Caverna 2 (Progresiva 23+255 a 23+345)

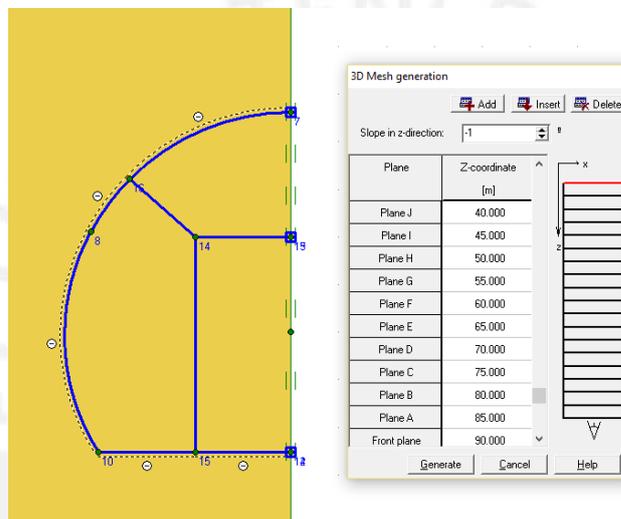


Figura 6.35: Malla 3D Sección en Caverna 2

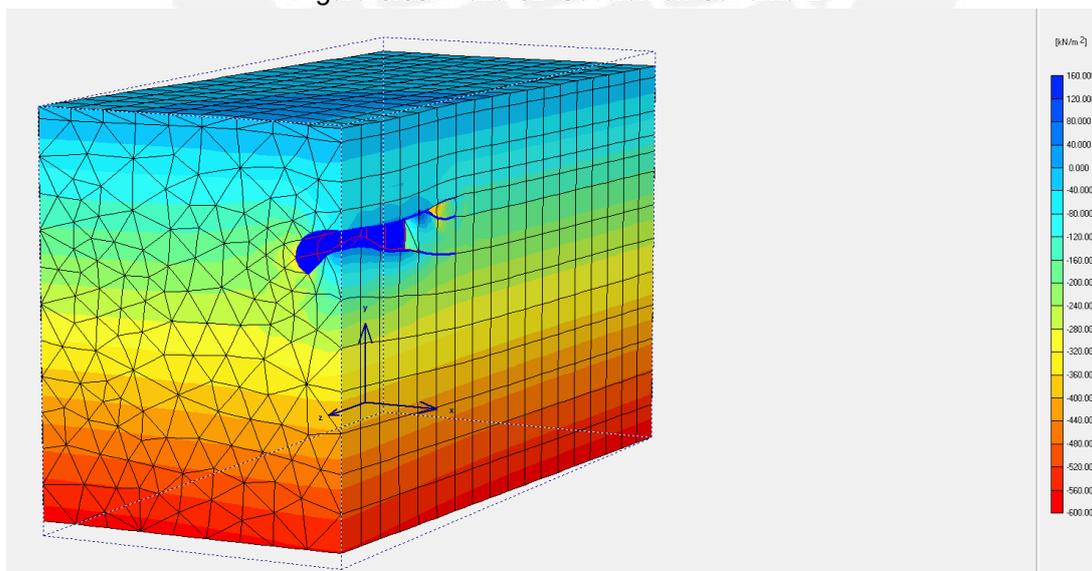


Figura 6.36: Esfuerzos Efectivos en Sección en Caverna 2

6.3.2.3. Tramo Caverna 3 (Progresiva 23+345 a 23+451)

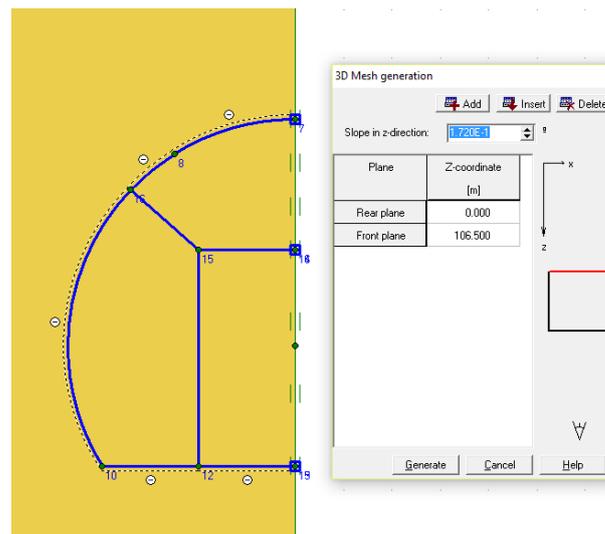


Figura 6.37: Malla 3D Sección en Caverna 3

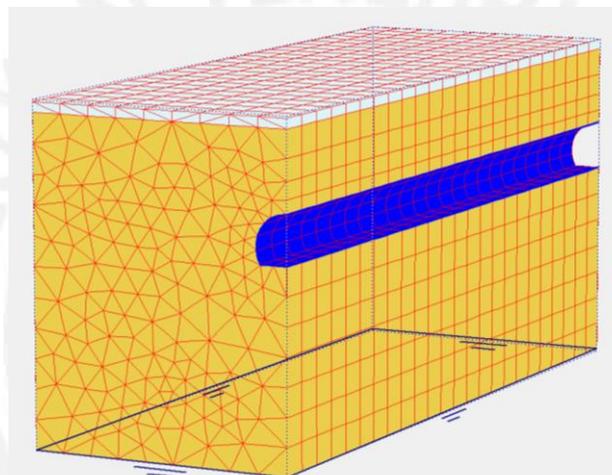


Figura 6.38: Esquema 3D Sección en Caverna 3

6.3.3. Diseño del Sostenimiento Primario

El diseño del sostenimiento primario debe cumplir con los requisitos de la norma E.090 de Estructuras de Acero y el Manual del AISC 360-2011.

La **segunda etapa del análisis** de la sección caverna permite determinar un espesor de 20 cm para el diseño de la este sostenimiento. Tal diseño, detalles y planos se profundiza en el anexo **A.7** de este documento.

6.3.4. Diseño del Revestimiento Definitivo

El revestimiento analizado cumple con las combinaciones de cargas y las exigencias del diseño de concreto armado de la norma peruana E.060. Al igual que el sostenimiento primario, su desarrollo se encuentra en el anexo **A.8**.

6.4. DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE LA SECCIÓN TIPO CUT&COVER

A continuación se presentará el análisis de **primer orden** de la sección tipo Cut&Cover para la estación de pasajeros. Consecuentemente será necesario completar el diseño con un análisis bidimensional de **segundo orden**. Este análisis de esfuerzos y deformación se puede apreciar con mayor detalle a partir del anexo **A.12**.

6.4.1. Condiciones de la Ejecución del Túnel en Cielo Abierto

En primer lugar, es necesario conocer todas las tipologías de estaciones de pasajeros que existirán a lo largo de la Línea 2.

En nuestro caso, la estación “Mercado Santa Anita” es de Tipo 1A con las siguientes características:

- Dimensiones funcionales internas 151,00m x 17,80m
- Flujo de pasajeros de baja demanda

A continuación mencionaremos las progresivas, pendientes y profundidades en las cuales se basará el diseño de sección rectangular:

Tabla 6.8: Tabla de Secciones Rectangulares

Sección Rectangular 3 Estratos		
Progresiva	p %	Profundidad
23+451	0.3	17.836
23+569	0.3	21.790
23+687	0.3	25.395

Fuente: Propia

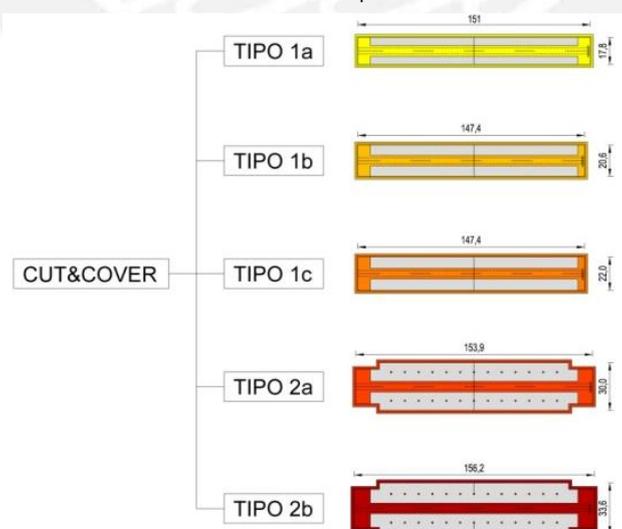


Figura 6.39: Esquema de Tipologías de Estación
Fuente: (TRUSSONI 2013c: 70)

Cabe notar en este tramo que pese a que la profundidad varía, la pendiente del túnel no cambia, debido a que se ubica la estación de pasajeros.

6.4.1.1. Diseño y Anclaje de los Muros Pantalla

Figura 6.40: Propiedades del Muro Pantalla

Para los anclajes de los muros el programa admite estos elementos como “NodeToNode Anchors” para el torón de anclaje en sí y “Geogrid” para el bulbo de grout generado.

Figura 6.41: Propiedades del Anclaje

Figura 6.42: Propiedades del Bulbo de Grout

6.4.1.2. Diseño de la Contrabóveda y Bóveda

En este caso, las características del concreto en base a su resistencia serán las mismas que en los muros pantalla.

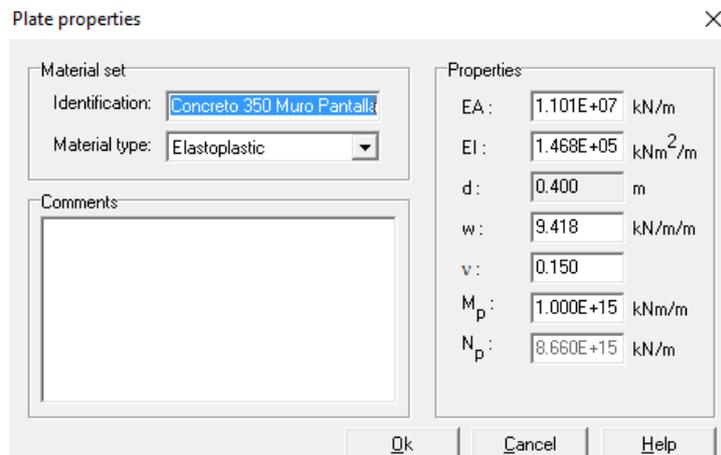


Figura 6.43: Propiedades de la Bóveda y Contrabóveda

6.4.1.3. Tramo Cut&Cover 1 (Progresiva 23+451 a 23+569)

Este primer tramo posee una longitud de 118 metros con una pendiente de 0.3% (0.172°). El siguiente esquema describe las dimensiones bidimensionales en las cuales se diseñará este tramo.

En primer lugar, contaremos con una separación de 8.9 metros (mitad de la sección de la estación de pasajeros 1A), la cual tendrá una profundidad de 20.79 metros en el primer plano.

Luego se considerará dos muros pantalla de 7.44 metros de altura y un último muro de 5.9 metros

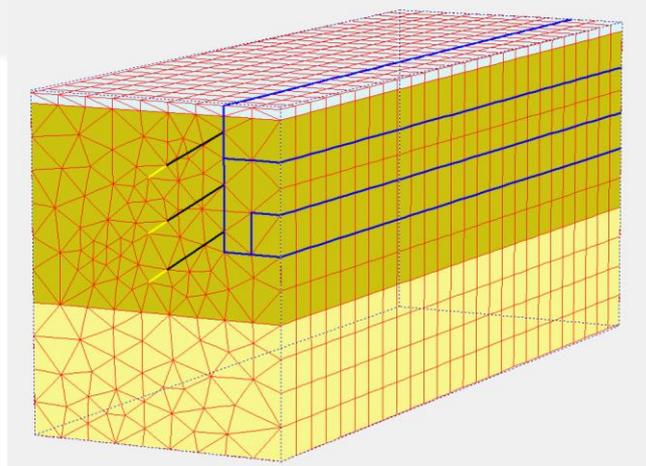


Figura 6.44: Malla 3D Tramo Cut&Cover 1

Se debe tomar en cuenta la excavación en cielo abierto debe realizarse en cuatro fases según corresponde la etapa de excavación. En la *fase uno* se excavará hasta llegar a una profundidad de ocho metros aproximadamente y se realiza el primer anclaje del muro pantalla.

Luego para la *fase dos* se excava hasta el nivel de profundidad de la estación y se instalan los anclajes respectivos. Para la *fase tres* se encofra una losa de nivel intermedio y se rellena

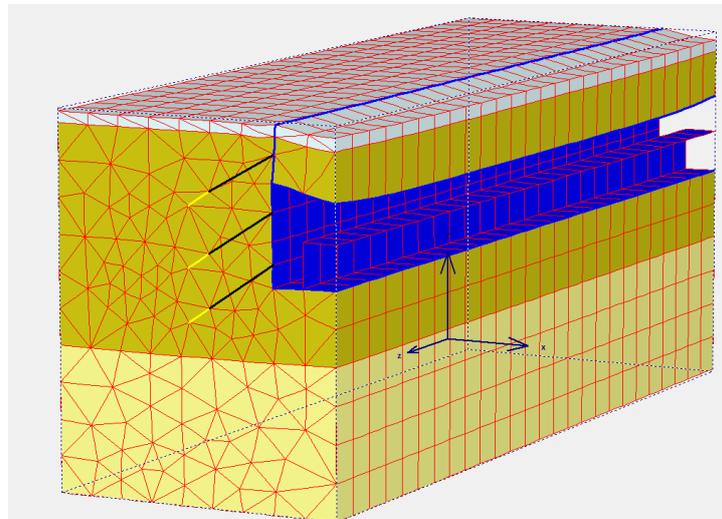


Figura 6.45: Esquema de Fase 3 del Tramo Cut&Cover 1

Cabe mencionar que en esta etapa también corresponde analizar el tramo cerrado de la sección rectangular que hace conexión entre las otras secciones. Se especificará un detalle de las conexiones entre sección circular y tipo caverna.

6.4.1.4. Tramo Cut&Cover 2 (Progresiva 23+569 a 23+687)

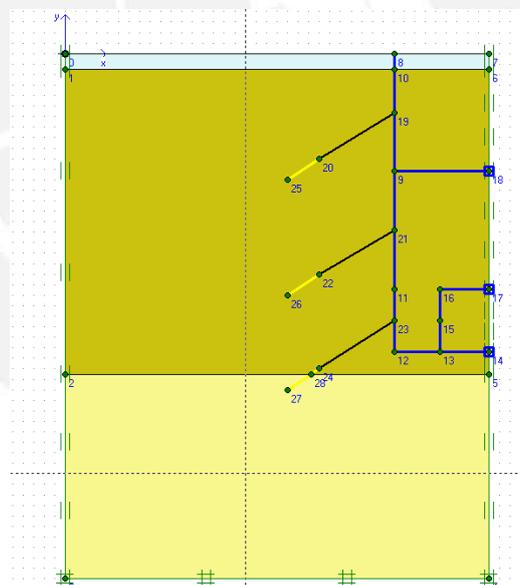


Figura 6.46: Esquema Bidimensional Cut&Cover 2

6.4.2. Detallado del Muro Pantalla

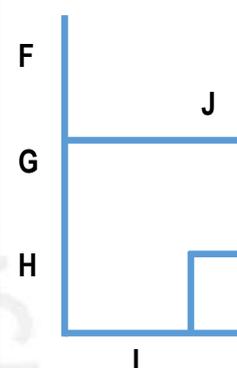
Para dimensionar los bastones del muro pantalla se puede diseñar el refuerzo de estos por flexión y corte, ya que se puede contar con las fuerzas y momentos últimos. A su vez se puede diseñar la losa maciza que separa el primer nivel de excavación de la estación de pasajeros.

No obstante dicho análisis y detallado no abarcará en los alcances de esta tesis, debido a que solo se realizará el análisis específico de la sección rectangular del tramo Cut&Cover en el análisis de **segundo orden** en el anexo **A.13**.

Los valores de los esfuerzos en los puntos del muro se pueden ver en la siguiente tabla resumen. Con estos datos se puede obtener los diagramas de fuerzas y momentos del muro pantalla.

Tabla 6.9: Resultados Esfuerzos y Deformaciones Tramo Cut&Cover

	MAX	MIN	PROMEDIO
	(mm)		
Deformación Máxima	301.57	301.57	301.57
Desplazamiento Total Extremo	301.57	301.57	301.57
Desplazamiento Máximo Ux	92.58	92.58	92.58
Desplazamiento Máximo Uy	301.57	301.57	301.57
Desplazamiento Máximo Uz	2.80	2.80	2.80
	(Tn/m ²)		
Esfuerzo Efectivo Promedio	57.73	57.73	57.73
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	53.56	53.56	53.56
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	100.99	100.99	100.99
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	41.57	41.57	41.57
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	21.35	21.35	21.35
Esfuerzo Máximo σ_{yz}	3.50	3.50	3.50
Esfuerzo Máximo σ_{zx}	7.30	7.30	7.30
	(Tn/m ²)		
Esfuerzos Punto F	0.00	0.00	0.00
Esfuerzos Punto I	60.75	60.75	60.75
Esfuerzos Punto J	29.14	29.14	29.14
	(Tn/m ²)		
Esfuerzo Punto G	33.51	33.51	33.51
Esfuerzo Punto H	116.21	116.21	116.21



Fuente: Propia

6.5. ANÁLISIS Y GESTIÓN DE RIESGOS

En el caso del diseño de nuestro túnel es necesario abarcar las actividades de gestión de riesgos necesarias para desarrollar el túnel a lo largo de todo el proyecto de forma segura, mitigando todos los riesgos posibles. A continuación mencionaremos los riesgos potenciales de cada tramo a diseñar.

6.5.1. Riesgos del Tramo Circular

Existen diversos riesgos que se pueden presentar al utilizar una tuneladora tipo escudo para la excavación mencionados por Peláez:

Existe un riesgo de atrapamiento y enganche del escudo si el terreno excavado se deforma excesivamente. También se puede presentar problemas por hundimiento de la máquina en terrenos blandos.

Además, es posible que se presenten desviaciones en terrenos heterogéneos que compliquen el trazo llegando a tener que demoler el sostenimiento/revestimiento en algunos casos. Finalmente el uso de presión en el frente implica el uso de cámaras de descompresión para el personal que realice el mantenimiento en la cabeza de la máquina (2005: 394-395).

6.5.1.1. Estabilidad de Excavación

La estabilidad del hidroescudo es un factor que depende de la presión de lodos (Δp), la concentración de bentonita, la resistencia asociada al lodo (σ_f) y del tamaño de grano del suelo (d_{10}) y por lo tanto existe un riesgo de desestabilización durante la excavación, si no se toma en cuenta el factor de seguridad de estos parámetros. La siguiente figura muestra el Factor de Seguridad para un túnel de 10 m de diámetro.

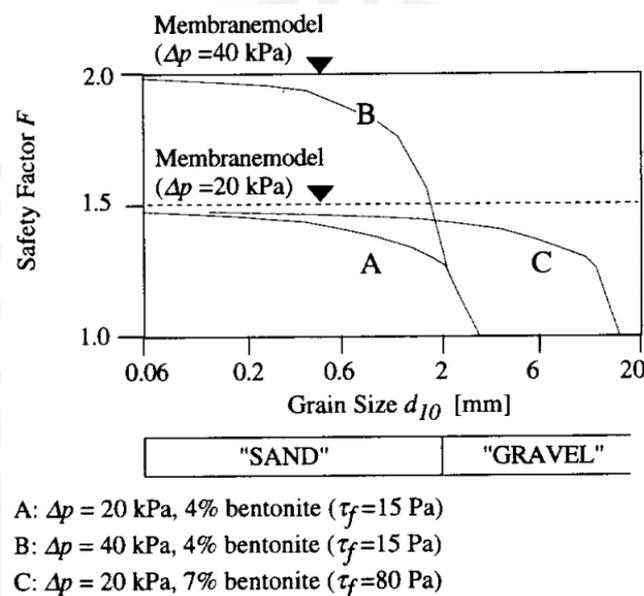


Figura 6.47: Factor de Seguridad ante inestabilidad del frente de excavación para un escudo bentonítico tomado de Anagnostou y Kovari 1996
 Fuente: (MAIR 2002: 139)

Para determinar la presión interna de estabilización podemos utilizar la ecuación de empuje nominal máximo se iguala a la presión de lodos bentoníticos necesarios tanto para el avance de la excavación circular, como para la estabilización del terreno donde:

$$F = 100 \times K_h \times S = 100 \times 8.75 \times \frac{\pi \times 9.2^2}{4} = 208.8 \text{ KN}$$

$$\sigma_T = \frac{208.8}{\frac{\pi \times 9.2^2}{8}} = 437.5 \text{ KN/m}^2$$

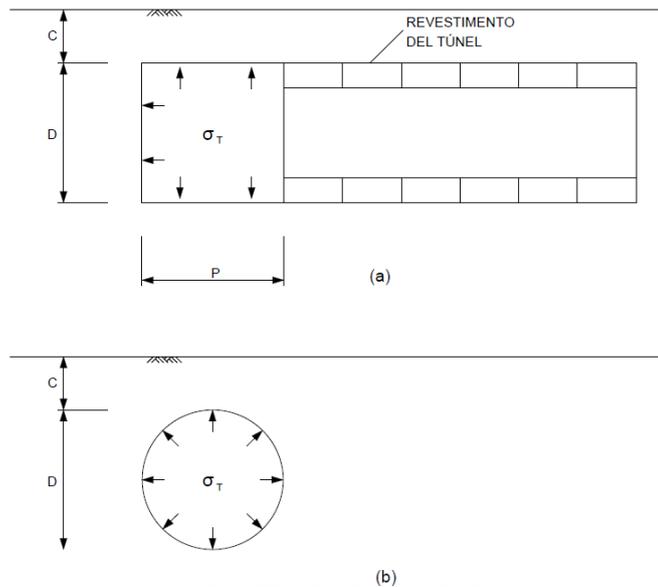


Figura 6.48: Presiones de Estabilidad Interna Sección Circular
Fuente: Propia

Podemos determinar el factor de seguridad utilizando la siguiente formula:

$$FS = \frac{\sigma_{Nominal}}{\sigma_{Necesario\ para\ el\ Equilibrio}}$$

Ecuación 6.2: Factor de Seguridad de Estabilización (PLAXIS 2001c:11)

Mediante el programa PLAXIS es posible determinar $\sigma_{Necesario\ para\ el\ Equilibrio}$ analizando la fase de falla, en la cual la presión de lodos circular se disminuya al valor de cero y colapse la estructura.

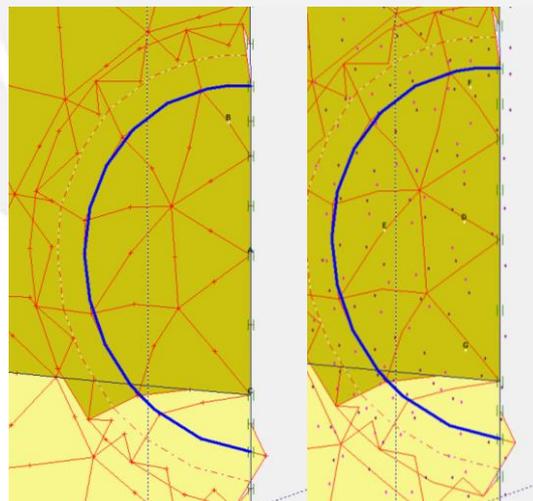


Figura 6.49: Definición de los Puntos de Deformación y Esfuerzo del Tramo 1 Circular
Para realizar dicho análisis, es necesario distribuir el esfuerzo nominal de la presión de lodos y eventualmente disminuir este valor a cero hasta que el cálculo de la fase de excavación nos dé un mensaje de colapso del túnel en el programa. De esta forma podemos calcular el esfuerzo necesario para la estabilidad del suelo.

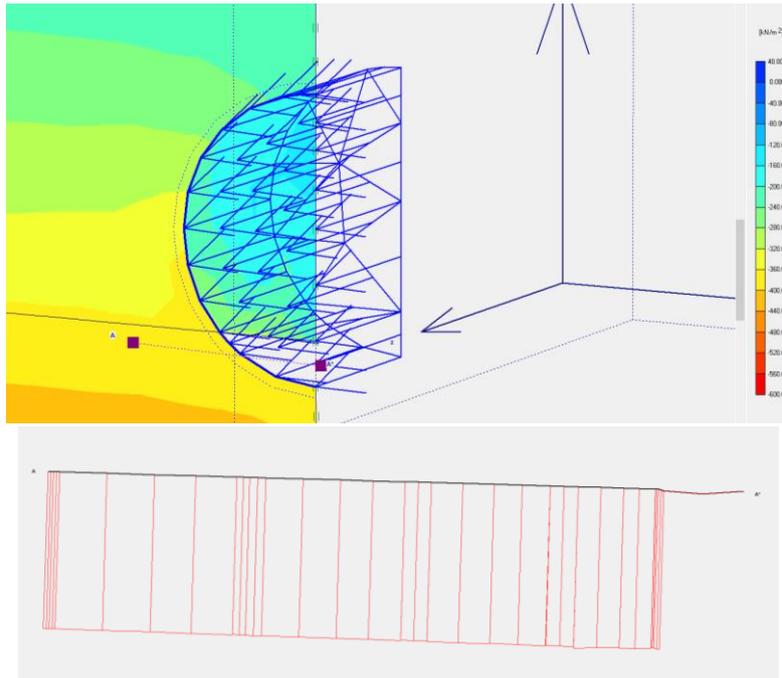


Figura 6.50: Esfuerzos en el Eje ZZ Tramo Circular

Por lo tanto:

$$FS = \frac{437.5}{245.28} = 1.78$$

6.5.1.2. Asentamiento Superficial

$$S_v = S_{max} \cdot e^{\left(\frac{-y^2}{2 \cdot i^2}\right)} \quad V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{max} \quad i = K \cdot z_0$$

Ecuación 6.3: Ecuaciones de Asentamiento Superficial (MAIR 2002: 142)

Donde K = 0.25 para Gravas y Arenas y Z₀ la profundidad del túnel

6.5.1.3. Dovelas Prefabricadas

Existen distintos riesgos que se deben mencionar tanto para la manipulación y uso de las dovelas prefabricadas.

En primer lugar, existen riesgos de caídas y golpes que puedan comprometer la seguridad del personal que manipula el erector de dovelas en el hidroescudo (debe integrarse un sistema de aviso de maniobra de dovela e impedir el paso).

En segundo lugar, pueden presentarse riesgo de caídas por colocación de tornillos e inyección del trasdós (debe añadirse plataformas con líneas de vida para asegurar la seguridad del personal). En tercer lugar, debe asegurarse el inyectado total del trasdós para asegurar un correcto funcionamiento del anillo de revestimiento (Peláez 2005: 403).

6.5.2. Riesgos del Tramo en Caverna

6.5.2.1. Riesgos de uso del Concreto Proyectado

En este caso es importante mencionar el uso de aditivos que no sean agresivos y supongan un riesgo a la salud para el personal de sostenimiento del túnel.

En lugares como Francia, Suiza, Hong Kong, Singapur y Austria, no es posible emplear aceleradores de fragua de aluminatos cáusticos y silicatos sódicos cáusticos industriales debido a los riesgos que comportan para la salud del personal. Por otro lado la exposición al polvo y al rebote puede suponer riesgos en los operarios tales como quemaduras en la piel y riesgo de pérdida de visión. Según las normas austriacas se debe considerar una concentración de polvo admisible menores de 15 mg/m³ de polvo total (< 6mg/m³ para polvo fino y < 4 mg/m³ para polvo silíceo). Además, es recomendable disminuir esta exposición al polvo utilizando sistemas por vía húmeda con la ayuda de maquinaria (Melbye, Aldrian y Dimmoc 2001: 262 -263).

6.5.3. Riesgos del Tramo Cut&Cover

6.5.3.1. Riesgos del uso del Concreto Armado

Uno de los riesgos más importantes es el de rotura del encofrado de los muros pantalla o del encofrado de la galería o bóveda en caso de que se supere las presiones de cálculo previstas. Como solución es necesario estimar el empuje exacto del concreto fresco y evitar las sujeciones deficientes de las piezas de encofrado. Otros riesgos posibles ocurren por una mal proceso constructivo ocasionado por un vaciado de concreto deficiente (existencia de cangrejas, deformación de la estructura, desencofrado prematuro, etc.). (Peláez 2005: 403-404).

6.5.3.2. Riesgos por Flexión en Estampidores y Bóveda

Los estampidores son las losas macizas que se colocan como soporte luego de la excavación y cumplen la función de sostener el terreno de relleno, sin embargo la principal falla que ocurre en estos elementos es debido a la flexión positiva que ejerce el suelo durante las etapas de la excavación.

En el análisis realizado en los anexos **A.12** se realiza el análisis respectivo del diseño de la bóveda, dado que se indica que este es uno de los puntos de mayor concentración de esfuerzos. Bajo esta respuesta el diseño implica colocar una placa intermedia que pueda soportar dicha flexión.

6.6. COMPARACIÓN DE VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN LOS DISEÑOS

Dentro de las ventajas del diseño del túnel de sección circular, podemos mencionar la facilidad y simplicidad del análisis de la sección, pues la sección no supone una forma tan compleja y permite que el cálculo de la malla tridimensional del análisis de elementos finitos no presente discontinuidades en la membrana/placa al momento de obtener los esfuerzos del terreno (la geometría no presenta secciones agudas que dificulten la generación de la malla en el programa Plaxis).

Además, la facilidad del diseño de dovelas, el cual abarca tanto sostenimiento como revestimiento supone una eficiencia al momento de identificar las etapas de construcción del túnel, ya que a diferencia de la construcción del túnel por sección tipo caverna o metodología Cut&Cover, simplificar el sostenimiento y revestimiento a una sola etapa es claramente más ventajoso.

Asimismo la excavación circular del túnel mediante el uso de hidroescudos permite un mayor rendimiento frente a otros métodos de excavación (siempre y cuando el diseño de la tipología de la tuneladora tome en cuenta las características del terreno a excavar y aproveche el uso de la tecnología específica para cada terreno).

Por otro lado la sección tipo caverna presenta una primera dificultad en cuanto el diseño, ya que se debe seleccionar las etapas de construcción de cada fase (que constituye básicamente en cuatro etapas de excavación. Por lo tanto la excavación tiene un rendimiento menor comparado con la sección realizada con la tuneladora.

A su vez la constitución del sostenimiento y revestimiento de la sección por separado implica que las etapas de construcción son menos eficaces a diferencia de la instalación de dovelas de sostenimiento/revestimiento en la sección circular.

En el caso de la sección por método Cut&Cover también tenemos una desventaja en el rendimiento de excavación, ya que al realizar la excavación a cielo abierto añade los problemas ocasionados por las interferencias de tránsito y transporte superficial. Además, la eliminación del terreno excavado con uso de maquinaria está localizado superficialmente.

Cabe mencionar que el ancho de la sección de la estación es mucho mayor que en las secciones tipo caverna y circular (17.8 metros de ancho de excavación en la estación de pasajeros Tipo 1A), lo que significa más volumen de terreno a excavar por metro lineal de avance.

7.1. CONCLUSIONES

- 1) El diseño de sección circular resulta el más seguro para la construcción de un túnel. Al analizar la sección frente a los otros dos, obtenemos deformaciones y esfuerzos menores.
 - La ventaja del alto rendimiento de excavación y revestimiento de esta sección favorece a optar por este diseño en la planificación de un proyecto de túnel ferroviario. No obstante, para aprovechar esta ventaja será necesario conocer las tipologías de tuneladoras y sus mecanismos de funcionamiento a gran detalle según el tipo de suelo para las que están diseñadas. Además, contar con la disponibilidad y elaboración de dichas tuneladoras es un factor económico importante que resulta desfavorable.
 - La facilidad para diseñar un túnel circular frente a otros tipos de diseño yace en que necesita menos pasos para diseñarse. En términos estructurales, no se precisa de otros conocimientos adicionales al diseño de dovelas prefabricadas en concreto armado y análisis estructural. Ello es una ventaja frente a los métodos NATM y Cut&Cover, pues estos necesitan de otros tipos de materiales como lo son las estructuras metálicas, anclajes, etc. que requieren de un análisis y diseño más tedioso y complicado que el de estructuras de concreto armado.
 - Con respecto a la elaboración de las dovelas prefabricadas, se debe mantener un proceso organizado para configurar la posición de las mismas, ya que la configuración de sus dimensiones prismáticas de cada una puede ser confuso y alterar el rendimiento.
- 2) Las condiciones del terreno del proyecto Metro de Lima indican claramente la necesidad de una tuneladora tipo escudo, ya que predomina la grava en un 90% del trazo de la Línea 2. Sin embargo, resulta discutible considerar en un primer caso una tipología tipo Hidroescudo frente a una EPB (escudo de presión de tierras), opción elegida por la Sociedad Concesionaria Metro de Lima Línea 2 ya que el terreno del trazo no es completamente homogéneo y se pueden presentar discontinuidades e interferencias que compliquen la excavación.
 - Un punto importante es el desgaste que puede presentarse en las herramientas de la cabeza de corte. Por ejemplo, los cortadores de disco y la machacadora que presentan un hidroescudo frente a la grava y bolonería del suelo excavado. Sin embargo, la cabeza de corte también incide en este tipo de desgaste para las tuneladoras tipo EPB.

- El uso de espumas en lugar de bentonita es un punto clave al momento de considerar un hidroescudo frente a una EPB, ya que para que se realice una mezcla capaz de ser recogida por el tornillo sinfín de las EPBs se debe condicionar este tipo de máquinas a EPBs Mixtas que sean capaces de retirar el material excavado de manera eficiente. Sin embargo, condicionar estas máquinas requiere un costo adicional frente a los mecanismos clásicos de tuneladoras tipo hidroescudo o EPBs. Tal opción convendría frente a una topografía heterogénea.
 - La experiencia de uso y modo de operación de la mano de obra del contratista elegido en el proyecto influirá claramente en la elección del tipo de tuneladora. Por esta razón la Sociedad Concesionaria del Metro de Lima tiene una ventaja debido a su experiencia en EPBs en Madrid, opción por la cual optaron.
- 3) El diseño tipo caverna por el método NATM/SEM presenta una ventaja económica frente a los otros dos métodos debido a dos puntos:
- El bajo ratio de material excavado frente a la sección Cut&Cover presenta un ahorro significativo en el movimiento de tierras y eliminación de material.
 - La mano de obra y maquinaria utilizadas para la excavación es significativamente más bajo que usar una tuneladora, lo cual dado la magnitud completa del túnel de la Línea 2 es un tema discutible en la decisión de que porcentaje excavado debe ser elegido para ser excavado mediante este método.
- 4) Tanto la sección tipo Caverna como la Cut&Cover deben ser excavadas en diferentes etapas, lo cual consecuentemente afecta el rendimiento de construcción de dichos túneles. Por lo tanto este factor debe tomarse en cuenta con respecto a la planificación a la que debe someterse el diseño.
- En el caso de la sección tipo caverna por el método NATM/SEM análisis exhaustivo de cada una de las etapas de excavación del sostenimiento primario. En este caso las limitaciones del plaxis 2D nos obliga a determinar el diseño por el método β . A su vez para el revestimiento final esto representa una etapa adicional a la construcción, lo cual es una desventaja en el rendimiento bajo este método.

- Por otro lado, la sección tipo Cut&Cover presenta este bajo rendimiento de construcción con una mayor incidencia, debido a las interferencias superficiales. Sin embargo, este tipo de método resulta indiscutiblemente la metodología de excavación más fácil frente a los dos otros métodos, dado que la mano de obra y la maquinaria utilizadas no requieren de una capacitación especializada y las estructuras que se han diseñado son simples y se asemejan a las estructuras presentes en un proyecto de edificación común en el ámbito peruano.

7.2. RECOMENDACIONES

- 1) Luego de establecer las características significativas de cada tipo de sección y métodos de excavación, resulta imperativo evaluar la estrategia más adecuada para parcializar los sectores definidos por la geotecnia completa del túnel de la Línea 2.

Por ejemplo, dado que el diseño circular es el más eficiente para el tipo de gravas y arenas encontradas, se puede elegir este método de excavación en casi todo el tramo del túnel. Por otro lado, la excavación por el método NATM/SEM puede desarrollarse en secciones o tramos que corresponden a otro tipo de geotecnia, es decir el caso para suelos cohesivos que tiene mayor incidencia en la zona más cercana a la costa de la Línea 2. No obstante debe evaluarse y diseñarse bajo condiciones y características diferentes a las usadas en esta tesis. Finalmente, las secciones Cut&Cover permanecen únicamente para el diseño de las estaciones de pasajeros debido al bajo rendimiento que presentan.

- 2) Con respecto a la toma de muestras para evaluar las características del suelo a excavar, es necesario profundizar en los análisis geotécnicos, ya que los resultados resultan escasos para el desarrollo del proyecto. (Sólo existen tres tramos dentro del alcance analizado de 1.2 Km con perforaciones a una profundidad de 50 metros). El sondeo de muestras de terreno acompañado con ensayos geofísicos resulta una opción muy económica para obtener los datos del trazo de un túnel, sin embargo este tipo de ensayos muestra una gran variabilidad al momento de calcular los resultados que maneja el programa Plaxis (E, G y v) frente a los datos que se obtienen bajo ensayos triaxiales. Es necesario profundizar investigación en la toma de muestras subterráneas inalteradas para poder obtener resultados e información más precisa.

- 3) La imposibilidad de obtener muestras inalteradas a gran profundidad inhabilita la opción de ensayos triaxiales y por lo tanto los ensayos de refracción sísmica junto con otro tipo de ensayos geofísicos no destructivos se pueden obtener dichos datos siempre y cuando vaya de la mano de una buena práctica y correcta interpretación de datos. No obstante la cantidad de muestras que se obtuvo a partir del Estudio de Factibilidad del Metro de Lima Línea 2 ha sido insuficiente para poder interpretar el perfil geotécnico del suelo al 100% dentro del alcance de 1.2 Km. Para poder obtenerse buenos resultados el estado debería exigir que se profundice las investigaciones geotécnicas y se dé una mayor importancia al momento de realizar los Estudios de Mecánica de Suelos.
- 4) La combinación de las cargas para el diseño de este tipo de estructuras no está contemplada en las normas peruanas. Por lo tanto, las exigencias del diseño de estas estructuras, lleva, en la mayoría de los casos, a valores excesivos. Por ejemplo, la necesidad de amplificar las cargas del suelo por un factor de 1.7 resulta un parámetro muy conservador, lo cual son temas que son necesarios evaluarse y discutir a futuro para el desarrollo de este tipo de estructuras en el ámbito peruano.
- 5) El uso de programas de elementos finitos tiene limitaciones que se debe tomar en cuenta como cierta incertidumbre dentro del análisis de los tramos, y por lo tanto el avance de la tecnología de estos programas informáticos de análisis geotécnicos permite una mayor confianza al obtener los resultados. Además, supone una inversión muy conveniente para el diseñador encargado de realizar proyectos subterráneos. En el caso del programa Plaxis 2D, resulta una herramienta lo suficientemente potente para analizar estas estructuras y a su vez presenta una interfaz bastante amigable para su aprendizaje. Sin embargo, presenta estas limitaciones en sus versiones anteriores como son por ejemplo la falta de un análisis sísmico adecuado para conocer las respuestas de las estructuras diseñadas.
- 6) Es posible profundizar en temas estructurales especializados para el diseño de concreto reforzado con fibra, CRF, de las estructuras subterráneas. Esta tecnología en muchos casos permite una mejor respuesta frente al comportamiento de la tracción del concreto y en consecuencia mejora la resistencia, lo cual lo hace más competente el diseño.

FUENTES BIBLIOGRÁFICAS

AATE

2016 *Planificación de la Red*. Consulta: 16 de Mayo del 2016

<http://www.aate.gob.pe/mantenimiento/planificacion-de-la-red/>

AISC

2011 *Steel Construction Manual 14th Edition*. Chicago.

ALONSO PÉREZ DE ÁGREGA, Eduardo

s/f "Interacción Túnel Sostenimiento". Material del curso, *Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña. Consulta: 7 de Setiembre de 2016

<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6215/02.pdf?sequence=3&isAllowed=y>

ALVARÉZ, Julio

2006 "*Parametrización del Gálibo de Material Ferroviario*". Tesis de Doctorado en Ingeniería Mecánica, Leganés, Universidad Carlos III de Madrid, Departamento de Ingeniería Mecánica (Tesis de doctorado en ingeniería mecánica, explica de un modo simplificado el diseño de un gálibo para poder entender y comprender las dimensiones básicas de carriles ferroviarios)

ASOCIACIÓN SOGELER – CAL Y MAYOR - CESEL S.A.

1998 "Estudio Complementario de la Red del Metro de Lima. Informe Final" [Actualización del Informe Final al 2010]. Lima, Perú

(Actualización del informe del estudio complementario de la red del Metro de Lima, en este se expone todos los estudios de demanda, líneas de deseo y la necesidad de transporte para la ciudad de Lima a largo plazo y propone un sistema de 5 líneas de tren eléctrico por los diferentes distritos de Lima)

ASESORES TÉCNICOS ASOCIADOS (ATA S.A.)

2011a "Estudio de Geología, Mecánica de Suelos y Geotecnia. Estudios Básicos de Ingeniería para la Línea Este-Oeste del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao Tramo II. Volumen III. Tomo I. Estudio de Suelos, Canteras y Botaderos". Lima

ASESORES TÉCNICOS ASOCIADOS (ATA S.A.)

2011b "Estudio de Geología, Mecánica de Suelos y Geotecnia. Estudios Básicos de Ingeniería para la Línea Este-Oeste del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao Tramo II. Volumen III. Tomo II. Estudio Geológico, Geotécnico del Área del Proyecto". Lima

BARQUEROS, Isidro

2009 "Los Túneles en Madrid: Métodos Clásicos". Ecomovilidad.net. Consulta: 12 de Mayo de 2016

<https://ecomovilidad.net/madrid/tuneles-madrid-metodos-clasicos/>

BOWLES, Joseph E.

1982 "Propiedades Geofísicas de los Suelos". Bogotá: McGraw-Hill

CENTRAL SUBWAY PROJECT FINAL (SEIS/SEIR)

2008 "Final Supplemental Environmental Impact Statement/Environmental Impact Report Chapter 6". Sentencia: Septiembre 2008. Consulta: Consulta: 21 de Abril de 2016.

http://centralsubwaysf.com/sites/default/files/pdfs/EIS_EIR/FSEIS

[SEIR%20Chapter%206%20Construction%20Techniques-VI.pdf](http://centralsubwaysf.com/sites/default/files/pdfs/EIS_EIR/FSEIS)

COSAPI CONCESIONES

2014 “Proyectos Adjudicados, Metro de Lima y Callao”. “Cuadrilla [Revista Informativa de Cosapi]”. Lima, Perú. No 163. Año 39. Marzo 2014.

(Revista informativa de Cosapi, donde se redacta la elaboración de las estaciones de pasajeros para el proyecto de Metro de Lima)

DEZA MARQUEZ, Raúl Ernesto

2011 “Estudio Geofísico por Refracción Sísmica en los Terrenos a lo largo del Eje del Trazo del Tren Eléctrico Callao – Ate Tramo II (Lima – Ate)”. En ATA. Estudio de Geología, Mecánica de Suelos y Geotecnia. Estudios Básicos de Ingeniería para la Línea Este-Oeste del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao Tramo II. Volumen III. Tomo II. Estudio Geológico, Geotécnico del Área del Proyecto. Setiembre 2011. pp 111-134.

DÍAZ DÍAZ, Yamyle y Elizabeth LÓPEZ ALVARADO

2008 *Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas geotécnicos reales en la ciudad de Punta Arenas*. Tesis de Titulación en Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Punta Arenas: Universidad de Magallanes, Facultad de Ingeniería. Consulta: 7 de Octubre de 2016

http://www.umag.cl/biblioteca/tesis/diaz_diaz_2008.pdf

GESTIÓN

2016 “Línea 2 del Metro de Lima: Ya se avanzó 854 metros de túnel en la primera etapa”. *Gestión*. Economía. Lima. 03 de Mayo del 2016. Consulta: 10 de Mayo de 2016

<http://gestion.pe/economia/linea-2-metro-lima-ya-se-avanzo-854-metros-tunel-primera-etapa-2159966>

FACESUPPORT

What is facesupport? Consulta: 20 de Abril de 2016

<http://www.facesupport.org/wiki>

GIRALDO PAREDEZ, Emiliano Mauro

2009 “TBMs como alternativa a la P&V en la Excavación de Túneles”, [Informe de análisis de rendimientos y costos de excavación de TBMs frente al método D&B en la hidroeléctrica de Yuncán]. Lima, Perú.

(Este informe nos sirve para evidenciar el uso de máquinas excavadoras TBMs en proyectos peruanos, en este caso para el proyecto de la hidroeléctrica de Yuncán)

GODOS, Christy García

2013 “Concesión de la Línea 2 y Ramal Av. Faucett – Av. Gambetta de la Red Básica del Metro de Lima y Callao” [Exposición de Presentación]. Febrero 2013.

(Presentación y Diapositivas en Power Point de Christy García Godos Naveda Jefa de Proyecto de Proinversión Agencia de Promoción de la inversión privada)

GODOS, Christy García

2014 “Concesión de la Línea 2 y Ramal Av. Faucett – Av. Gambetta de la Red Básica del Metro de Lima y Callao” [Exposición de Presentación]. Febrero 2014.

GÓMEZ PRIETO, Roberto

2003 “Capítulo 8: Métodos de Diseño del Revestimiento de Túneles con Dovelas de Hormigón”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 6 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 183-225

GOST MAYANS, Xavier

2014 “Proyecto del Túnel Vía Parque Rímac Paso Bajo el Puente Trujillo, Caracterización de los depósitos Aluviales de las Gravas de Lima (Perú)”. Madrid, España. 25 de Noviembre de 2014.

GUERRA TORRALBO, Juan Carlos

2008 “Capítulo 3: El Método Belga Modificado o Clásico de Madrid”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 14 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 75-138

HERNÁNDEZ, Isaías

2014 “*Procesos Constructivos de Sistemas de Drenaje mediante el Proceso de Tuneleo en Zonas Urbanas*”. Tesis de Pregrado en Ingeniería Civil. México D.F: Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.

HERRENKNECHT

Tunneling Core Products. Consulta: Consulta: 20 de Abril de 2016

<https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling.html>

INTERNATIONAL TUNNEL ASSOCIATION (ITA)

2000 “Grupo de Trabajo N° 2 (2000). Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining”. En ELSEVIER SCIENCE LTD. *Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 15, N° 3*. s/l: Pergamon. pp 303-331

JIMENEZ SALAS, J. A.; J. L. DE JUSTO ALPAÑES y Alcibíades A. SERRANO GONZALEZ
1981 “Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y Rocas”. Volumen II 2da Edición. Madrid: Editorial Rueda.

KOLYMBAS, Dimitrios

2005 “Capítulo 3: Mecánica de la Construcción de Túneles”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 10 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 118-197

LÓPEZ JIMENO, Carlos (editor)

2011 “Manual de Túneles y Obras Subterráneas”. Tomo I y II. Madrid, España: U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas – Universidad Politécnica de Madrid.

(Manual Español para diseño de túneles, incluye dos volúmenes donde se explica diferentes estudios de caso de túneles en España y muestra la teoría analítica para el diseño geotécnico de túneles en suelo y roca)

MAIDL, Bernhard, Markus THEWES y Ulrich MAIDL

2013 *Handbook of Tunnel Engineering Volume I: Structures and Methods*. 4ta Edición (Traducción al Inglés). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn

MAIDL, Bernhard, Martin HERRENKNECHT, Ulrich MAIDL y Gerhard WEHRMEYER

2012 *Mechanised Shield Tunelling*. 2da Edición. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn

MAIR, Robert J.

2002 “Capítulo 5: Aspectos Geotécnicos de los Criterios de Diseño de Túneles Excavados en Terrenos Blandos”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTer 1 Serie: Ingeniería del Terreno*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 133-167

MENDAÑA SAAVEDRA, Felipe

1998 “Capítulo 6: Criterios para la Selección y Utilización de las Tuneladoras en Terrenos Blandos”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 1 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 215-252

MENDAÑA SAAVEDRA, Felipe y Ramón FERNÁNDEZ MARTINEZ

2011 “Capítulo 17: Excavación de Túneles con Máquinas Integrales para Rocas y Suelos”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *Manual de túneles y obras subterráneas Tomo 1*. Madrid, España: U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas – Universidad Politécnica de Madrid. pp 567-616

MENDAÑA SAAVEDRA, Felipe

2009 “Escudos E.P.B. de última generación: 15 años de experiencias en España”. En PÉREZ DE ÁGRED A, Eduardo y Marcos ÁLVAREZ DE TOLEDO. *Jornada Técnica de Operación y Mantenimiento de Escudos: Presente y Futuro*. Paymacotas Bureau Veritas y Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, 1 de Abril del 2009. pp 3-24

MELBYE, Tom, Wolfgang ALDRIAN y Ross DIMMOC

2001 “Capítulo 8: Prácticas Internacionales y Experiencias con Líquidos Aceleradores para Hormigón Proyectado Libres de Alcalis y No Cáusticos”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 4 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 261-303

MERCHÁN ÁLVAREZ, Francisco y Mariano HIGUERAS GIL (Orellana Consultores S.A)

2001 “Capítulo 1: Sísmica de Reflexión de Alta Resolución Aplicada a la Ingeniería de Túneles”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 4 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 33-67

MINELLI, Claudio [PROINVERSION]

2013 “Informe Final Estudio de Preinversión a nivel de Factibilidad – Volumen 1 Resumen Ejecutivo”. En PROINVERSION. Estudio de Preinversión a nivel de Factibilidad de la línea 2 y Tramo de la línea 4 del Metro de Lima” Sentencia: 4 de Julio del 2013.

(Estudio de Factibilidad con todos los expedientes e información acerca del proyecto de la Línea 2 y Tramo de la Línea 4 del Metro de Lima y Callao, contiene además los estudios de impacto ambiental, suelos, topografía y geotecnia realizados por diferentes consorcios y asociaciones consultoras)

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO

2012 “Reglamento Nacional de Edificaciones”. Lima, Perú
(Reglamento utilizado para revisar las características estructurales (concreto y acero) con las cuales se registrarán las estructuras de los diseños del túnel.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

2015 “Reglamento Nacional del Sistema Eléctrico de Transporte de Pasajeros en Vías Férreas que formen parte del Sistema Ferroviario Nacional” DECRETO SUPREMO N° 039-2010-MTC. Lima, 13 de Abril. Consulta: 22 de Noviembre de 2015
http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_1936.pdf

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

2016 *Manual de Diseño de Puentes*. Lima, Perú.

MÖLLER, Sven

2006 *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*, Tesis de doctorado en Ingeniería Civil. Stuttgart: Instituto para Geotecnia de la Universidad de Stuttgart. Consulta: 19 de Marzo de 2017

http://www.unistuttgart.de/igs/content/publications/IGS_Dissertationen/Doctoral_Thesis_Sven_Moeller.pdf

MUSACLIO1985

2013 “Tema 5, Arquitectura Románica” [Diapositiva]. Consulta: 12 de Mayo de 2016
<http://es.slideshare.net/MusaClío1985/tema-5-arquitectura-romnica>

NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION y FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION

2002 *Manual on Subsurface Investigations – Geotechnical Site Characterization*. Woodbury.

NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION y FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION
2009 *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnel – Civil Elements*. New York.

NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND
1986 *Soil Mechanics DESIGN MANUAL 7.01*. Alexandria, Virginia.

NAVARRO, Salvador, Raúl ORTÍZ y Juan RUIZ
s/f “Geotecnia aplicada a la Construcción de Túneles”. s/l: s/e
(Parámetros de diseño prácticos para túneles, muestra diferentes ejemplos de cómo se diseña por medio de análisis de esfuerzos, riesgos y resistencia geomecánica)

PAUCAR, Jose (ATA S.A.)
2011 “Informe Final N°4. Estudios Básicos de Ingeniería para la Línea Este-Oeste del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao Tramo II. Volumen II Estudio de Topografía y Geodesia”. Lima

PELÁEZ GONZÁLEZ, Mario (INECO)
2005 “Capítulo 13: Seguridad en Túneles”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 10 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 385-414

PERRI, Gianfranco
1990 *Diseño Geotécnico de Túneles*. Caracas: EDIT Ediciones Innovación Tecnológica.

PLAXIS
2001a Plaxis 3D Tunnel Reference Manual (Versión 1). Delft. Abril 2001

PLAXIS
2001b Plaxis 3D Tunnel Material Models Manual (Versión 1). Delft. Abril 2001

PLAXIS
2001c Plaxis 3D Tunnel Tutorial Manual 5 (Versión 1). Delft. Abril 2001

QUIRALTE LÓPEZ, Félix (IBERINSA)
1998 “Capítulo 2: Investigaciones In Situ”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTúneles 1 Serie: Ingeniería de Túneles*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 69-98

RODRIGUEZ, A [PROINVERSION]
2013 “Anexo 2 – Dimensionamiento Anteproyecto. 2.01 Definición Técnica del Trazado” [Informe N° 4]. En PROINVERSION. Estudio de Preinversión a nivel de Factibilidad de la línea 2 y Tramo de la línea 4 del Metro de Lima. Lima. Sentencia: 4 de Julio del 2013

RODRÍGUEZ SOTO, Ángel, Manuel TORRES CRIADO y Francisco PERAL ÁLVARO
2002 “Capítulo 2: Aspectos Geológicos y Geotécnicos en el Diseño y Construcción de Túneles”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *IngeoTer 1 Serie: Ingeniería del Terreno*. Madrid, España: U.D. Proyectos ETSI Minas U.P.M. pp 55-98

ROJAS, Silvio
2009 *Clase N°7 de Túneles Formulación Teórica* [Diapositiva]. Consulta: 24 de Octubre del 2016
http://www.geoasbuilt.es/tutoriales/mecanica/Clase7_TunelesEsfuerzosAlrededor_1.pdf

RPP NOTICIAS

2015 “Primer tramo de la línea 2 del metro operará antes de junio de 2017” *RPP Noticias*. Actualidad. Lima. 18 de Marzo del 2015. Consulta: 10 de Mayo de 2016
<http://rpp.pe/lima/actualidad/primer-tramo-de-la-linea-2-del-metro-operara-antes-de-junio-de-2017-noticia-779262>

SEGUI, William T

2013 *Steel Design*. Quinta Edición. Memphis: Cengage Learning.

SFRISO, Alejo y Osvaldo LEDESMA

2015 *Introducción al método de los elementos finitos del Curso Geomecánica Computacional* [Diapositiva]. Consulta: 7 de Octubre del 2016

THEWES, Markus

2009 “Bentonite Slurry Shield Machines: State-of-the-art and important aspects for application”. Ponencia presentada en Operación y mantenimiento de escudos: Presente y Futuro *Jornada Técnica*. Paymacotas Bureau Veritas y Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. 01 de Abril del 2009. pp 41-68.

TRUSSONI, E [PROINVERSION]

2013 “Anexo 2 – Memoria Descriptiva” [Informe N° 4]. En PROINVERSION. Estudio de Preinversión a nivel de Factibilidad de la línea 2 y Tramo de la línea 4 del Metro de Lima. Lima. Sentencia: 4 de Julio del 2013

TRABADA, Jesús y Fernando DÍEZ

2011a “Capítulo 5: Túneles Metropolitanos”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *Manual de túneles y obras subterráneas Tomo 1*. Madrid, España: U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas – Universidad Politécnica de Madrid. pp 175-196

TRABADA, Jesús, Fernando DÍEZ y Manuel HERRERA ÁLVAREZ

2011b “Capítulo 15: Excavación Convencional en Terrenos Blandos”. En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *Manual de túneles y obras subterráneas Tomo 1*. Madrid, España: U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas – Universidad Politécnica de Madrid. pp 495-524

UNOPS (Oficina de las Naciones Unidas de Servicios para Proyectos)

2014 “Contratación del Servicio de Supervisión Integral de la Concesión de la Línea 2 y Ramal Av. Faucett – Av. Gambetta del Metro de Lima y Callao” [Proyecto PEOC/14/90785]. Lima, Perú. Sentencia: Setiembre 2014.

(Documento de licitación de servicio de Supervisión para el proyecto de la Línea 2 del Metro de Lima, se exponen todas las bases y requisitos para las empresas que pretenden presentarse y explica de manera precisa todas las condiciones y fases del proyecto)

UNIVERSIDADE DA CORUÑA

2013 “Tema 14 Túneles” [Diapositiva]. Procedimientos de Construcción Maquinaria. IT Obras Públicas. Consulta: 21 de Abril de 2016.

ftp://ceres.udc.es/IT_Obras_Publicas/Troncales/Procedimientos_Construccion_Maquinaria/tema_14_10_11.pdf

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA

2012 “Túneles i Mecánica de Roques, Tema X: Construcción de Túneles en Suelo” [Diapositiva]

VAQUERO, Iván

2011 “Capítulo 10: Riesgos Geotécnicos en Túneles” En LOPÉZ JIMENO, Carlos. *Manual de túneles y obras subterráneas Tomo 1*. Madrid, España: U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas – Universidad Politécnica de Madrid. pp 301-337

WHITLOW, Roy

1998 “*Fundamentos de Mecánica de Suelos*”. Segunda Edición. Azcapotzalco: Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.

XU, Johnny

2011 “Tunnel Boring Machine (TBM) Method”. En *Johnny Xu Huiyi, Planning Engineer*. Consulta 12 de Marzo de 2017.

<http://www.p3planningengineer.com/>

YEPES PIQUEROS, Víctor

2013 “Método Belga de Construcción de Túneles”. PoliBLOGs Universidad Politécnica de Valencia. Consulta: 21 de Abril de 2016.

<http://victoryepes.blogs.upv.es/2013/12/21/metodo-belga-de-construccion-de-tuneles/>

