



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL
POSGRADO DE INGENIERÍA
GEOTÉCNIA

PROTECCIÓN DE LOS MONUMENTOS HISTÓRICOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA
LÍNEA 3 DE TEU DE GUADALAJARA

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA:
MARÍA DEL ROCÍO SALCEDO CAMPOS

TUTORES PRINCIPALES
M. en I. ANDRÉS A. MORENO Y FERNÁNDEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
Dr. EDUARDO BOTERO JARAMILLO
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO D.F., SEPTIEMBRE 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Efraín Ovando Shelley
Secretario: Dr. Eduardo Botero Jaramillo
Vocal: M. en I. Andrés A. Moreno y Fernández
1^{er.} Suplente: M. en I. Marco Tulio Mendoza Rosas
2^{d o.} Suplente: M. en I. José Francisco Suarez Fino

Lugar donde se realizó la tesis: México Distrito Federal

TUTOR DE TESIS:

ANDRÉS A. MORENO Y FERNÁNDEZ

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Andrés Moreno por su apoyo, paciencia y confianza.
Quiero agradecerle a usted y a su familia las oportunidades
que constantemente me brindan.

Al Dr. Eduardo Botero por su apoyo incondicional a lo largo
de estos años de estudio de la maestría.

A mi mamá y a Fer, son mi principal soporte e inspiración.

A Lumbreras y Túneles por ser parte fundamental de mi
desarrollo profesional y por la información proporcionada
para esta tesis.

TABLA DE CONTENIDO

I. ANTECEDENTES	8
1.1 Introducción	8
1.2 Métodos de Mejoramiento de Suelos	10
1.2.1 Jet Grouting	11
1.3 Estructuras de Contención	14
1.3.1 Estructuras Rígidas	14
1.3.2 Estructuras Flexibles	15
II. LOS MONUMENTOS HISTÓRICOS A PROTEGER	16
2.1 Monumentos protegidos por el INAH e INBA	16
III. DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	18
3.1 Descripción General	18
3.2 Tramo 2 (Tramo Subterráneo).....	23
3.2.1 Pruebas de Bombeo.....	24
3.2.2 Pozo de Ataque.....	32
3.2.3 Estaciones	36
3.2.4 Salidas de Emergencia	46
3.2.5 Túnel.....	49
3.2.6 Conexión con Línea 2	56
3.3 Restricciones Impuestas por el Dueño	58
IV. SISTEMAS DE PROTECCIÓN	63
4.1 Aspectos Generales.....	63
4.1.1 Pantallas de Pilas para edificios de alto valor histórico.....	64
4.1.2 Pantallas de Micropilotes para edificios de menor valor histórico	68
4.2. Pantalla de Pilas en la zona de Catedral	72
4.2.1 Descripción del Modelo	72
4.2.2 Modelo en Plaxis	73
4.3. Sistema de Jet Grouting para la zona del Templo de San Francisco	93
4.3.1 Aspectos Generales de Jet Grouting.....	93
4.3.2 Jet Grouting bajo el Templo de San Francisco	106
4.3.3 Ejecución del Panel de Prueba.....	110
4.3.4 Metodología Operativa	112
4.3.5 Pruebas	114
V. INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO.....	116
5.1 Instrumentación en el Túnel	122
5.2 Instrumentación en Edificaciones dentro de la zona de influencia	124
5.3 Instrumentación en Estaciones	128
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	130
VII. REFERENCIAS	131

TABLA DE FIGURAS

Figura 01, Clasificación de mejoramientos según su granulometría.	11
Figura 02, Clasificación según la aplicación del Jet Grouting para ciertos terrenos.....	14
Figura 03, Ubicación del TEU Línea 3, Línea 1 y 2 y MacroBus.	19
Figura 04, Listado de Estaciones de Línea 3	20
Figura 05, Correlación entre unidades geológicas y geotécnicas	20
Figura 06, Tabla de Perfil Estratigráfico	21
Figura 06(continuación), Tabla de Perfil Estratigráfico.....	22
Figura 07, Trazo Tramo 2.....	23
Figura 08, Curva de Abatimiento, prueba escalonada en suelo.....	27
Figura 09, Curva de Gasto – Nivel Dinámico, prueba escalonada en suelo	28
Figura 10, Curva de Abatimiento, prueba de larga duración en suelo	29
Figura 11, Curva de Gasto – Nivel Dinámico, prueba de larga duración en suelo.....	29
Figura 12, Resultados para prueba en suelo.....	30
Figura 13, Niveles de agua para prueba en roca	31
Figura 14, Recuperación para prueba en roca	31
Figura 15, Pozo de Ataque	32
Figura 16, Planta y Sección del Pozo de Ataque	33
Figura 17, Planta del Pozo de Ataque y rampas de acceso.....	34
Figura 18, Proceso Constructivo de Estaciones.....	37
Figura 19 (izquierda), Estación Normal y CETRAM	39
Figura 20 (derecha), Perfil Estratigráfico de Estación Normal.....	39
Figura 21, Planta del Trazo de la Galería en la Estación Normal	39
Figura 22, Planta del Nuevo Trazo (azul y amarillo), en naranja el existente	40
Figura 23, Estación Alcalde	41
Figura 24, Perfil Estratigráfico de Estación Alcalde	41
Figura 25, Perfil Estratigráfico de Estación Catedral.....	43
Figura 26, Perfil Estratigráfico de Estación Independencia	45
Figura 27, Perfil Estratigráfico de Estación Plaza de la Bandera	46
Figura 28, Tipos de Galerías, (Izquierda a derecha tipo 1, 2 y 3).....	48
Figura 29, Planta de Salida de Emergencia y dimensión de pantalla de pilas	49
Figura 30, Sección del Túnel	52
Figura 31, Revisiones de la TBM.....	54
Figura 32, Pilas Primarias y Secundarias	55
Figura 33, Planta Trinchera Zapopan.....	55
Figura 34, Perfil de Trinchera Tlaquepaque	56
Figura 35, Sección de trincheras.....	56
Figura 36, Tratamiento para el cruce con Línea 2.....	57
Figura 37, Resultados en Edificios Históricos	60
Figura 38, Resultados en Estructuras Singulares.....	61
Figura 39, De izquierda a derecha El Santuario, San José y La Catedral.....	66
Figura 40, Arreglo Geométrico de la Pantalla de Pilas	66
Figura 41, De izquierda a derecha la Pantalla de Pilas para Catedral y el Santuario	67
Figura 42, Arreglo Geométrico de la Pantalla de Catedral	68
Figura 43, Pantalla de Catedral.....	68
Figura 44, De izq. a der. Casa de los Perros, Palacio Municipal y Plaza Guadalajara.....	70
Figura 45, Arreglo Geométrico de Pantalla de Micropilotes	70
Figura 46, De izq. a der. Palacio Municipal, Casa de los Perros y Plaza Guadalajara.....	71

Figura 47, Tabla Resumen de Tratamientos	71
Figura 48, Planta de la zona	72
Figura 49, Perfil Estratigráfico en Plaxis.....	73
Figura 50, Datos iniciales para los 6 tipos de suelo.....	74
Figura 51, Geometría del Túnel.....	75
Figura 52, Modelo con propiedades de suelo y estructural asignados	75
Figura 53, Malla de elementos finitos	76
Figura 54, Presión de poro inicial	76
Figura 55, Esfuerzos iniciales.....	77
Figura 56, Paso a y b	77
Figura 57, Paso c.....	78
Figura 58, Paso c.....	79
Figura 59, Paso d	79
Figura 60, Paso e.....	80
Figura 61, Etapa de Cálculos y resultados.....	81
Figura 62, Paso a.....	82
Figura 62, Paso e.....	82
Figura 62, Paso f.....	83
Figura 62, Paso f.....	83
Figura 62, Paso f.....	84
Figura 62, Paso g.....	84
Figura 63, Paso h	85
Figura 64, Etapa de Cálculos y resultados.....	87
Figura 65, Desplazamientos Verticales sin Pantalla.....	88
Figura 66, Desplazamientos Verticales con Pantalla	88
Figura 67, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo).....	90
Figura 68, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo).....	90
Figura 69, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo).....	91
Figura 70, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo).....	92
Figura 71, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo).....	92
Figura 72, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo).....	93
Figura 73, Resistencias a compresión simple para diferentes terrenos.....	94
Figura 74, Diferentes geometrías logradas con Jet Grouting	96
Figura 75, Planta para Jet Simple	99
Figura 76, Proceso del método CCP.....	101
Figura 77, Parámetros estándar operacionales del método CCP.....	102
Figura 78, Sistema y Procedimiento de Jet Doble.....	103
Figura 79, Parámetros estándar operacionales del Jet Doble.....	103
Figura 80, Sistema y Procedimiento del SuperJet	104
Figura 81, Parámetros estándar operacionales del SuperJet.....	104
Figura 82, Sistema del Triple Jet.....	105
Figura 83, Parámetros estándar operacionales del Triple Jet.....	105
Figura 84, Sistema del Triple Jet.....	106
Figura 85, Reconstrucción del Convento de San Francisco	107
Figura 86, Planta de Cimentación del Templo de San Francisco.....	107
Figura 87, Perfil Geotécnico del Templo de San Francisco	108
Figura 88, Planta de Tratamiento.....	109
Figura 89, Sección de Tratamiento bajo el Templo de San Francisco.....	109
Figura 90, Geometría del Tratamiento del Templo de San Francisco.....	109
Figura 91, Geometría del Panel de Prueba.....	111

Figura 92, Diámetros del Panel de Prueba.....	113
Figura 93, Sección de Control Completa en Superficie	120
Figura 94, Sección de Control Normal en Superficie.....	121
Figura 95, Sección de Control Completa en Túnel.....	124
Figura 96, Planta y fachada oeste para instrumentación con cyclops.....	127
Figura 95, Planta y fachada oeste para instrumentación interna.....	128

I. ANTECEDENTES

1.1 Introducción

En este trabajo se analizarán dos técnicas que tienen como finalidad proteger monumentos históricos y emblemáticos de la Ciudad de Guadalajara durante la construcción de la Línea 3 del Sistema Metro en su paso por algunos edificios del centro histórico. Una es el Jet Grouting, el cual será aplicado en el Templo de San Francisco y la otra es una Pantalla de Pilas, la cual será usada como protección de la Catedral ante la construcción del túnel.

El Jet Grouting¹ es una técnica de mejoramiento masivo del terreno, la cual consiste en cortar - excavar el terreno mediante la presión de un chorro de agua y/o aire y mezclarlo mediante otro chorro de lechada a una gran presión formando un nuevo material o Soilcrete² con mejores propiedades.

Es una técnica muy adecuada para ser usada dentro de un rango amplio de suelos y rocas suaves, desde aglomerados hasta arcillas de alta plasticidad. El sistema de Jet Grouting está basado en el principio de erosión, por lo que la susceptibilidad del suelo a erosionarse juega un papel esencial en la técnica, pudiendo prever geometrías, calidad del suelo resultante y niveles de producción.

La técnica se conoce popularmente como una estabilización del suelo mediante cemento, mejorando las características geotécnicas de la zona tratada y teniendo por objetivo reducir la deformabilidad y disminuir la permeabilidad.

La decisión de aplicar alguna técnica de mejoramiento para cualquier proyecto debe no solo de tomar en cuenta la factibilidad constructiva, así como la factibilidad económica a fin de implementar el trabajo que conduzca a los mejores resultados geotécnicos – constructivos y a un costo y un plazo razonables.

Actualmente debido a la gran urbanización, cualquier zona puede ser requerida para propósitos constructivos, desafortunadamente no todos los suelos tienen las características

¹ Jet Grouting o inyección a chorro

² Soilcrete o suelo - creto

geotécnicas apropiadas. En estos casos suele optarse por mejorar las propiedades físicas y mecánicas del suelo como, por ejemplo: incrementar la resistencia a la compresión simple, aumentar la rigidez y mejorar la estanqueidad. Los suelos granulares son los más fáciles de erosionar mientras que las arcillas plásticas son las más difíciles.

Por otro lado, existen las estructuras de contención, cuyo objetivo es controlar los empujes de tierra que puedan afectar a la obra. Hay de dos tipos: las rígidas y las flexibles. Las rígidas implican movimientos de giro y desplazamientos, el tipo de geometría no influye en la distribución de empujes. Las de tipo flexible permiten deformaciones por flexión y en estas si influye el cambio de geometría.

En el caso del Proyecto Línea 3 del Tren Eléctrico Urbano (TEU³) de Guadalajara Jalisco, se utilizarán estas dos técnicas. Por ejemplo, para la protección de la Catedral de Guadalajara, se usará una pantalla de pilas, la cual es una estructura de contención flexible que se implementa en terrenos blandos de poca cohesión, para evitar erosión y minimizar el efecto del tuneo en la cimentación de la Catedral. También se implementará la técnica del Jet Grouting para incrementar la capacidad de carga de la cimentación del Templo de San Francisco, previo al paso de la tuneladora.

Objetivo general

Analizar las protecciones para los monumentos históricos en la construcción del Tren Eléctrico Urbano Línea 3 de Guadalajara Jalisco, estudiando los casos en los que se aplicarán las técnicas de Jet Grouting y Pantalla de Pilas.

Objetivos específicos

- Estudiar la cimentación del Templo de San Francisco para evaluar la técnica de jet grouting, mediante pruebas de campo y de laboratorio, comparando los resultados antes y después del tratamiento y sin producir cambios volumétricos.
- Analizar y evaluar la función de la Pantalla de Pilas barrera de protección para la Catedral, ante la construcción del túnel.

Alcances

³TEU = Tren Eléctrico Urbano

El tipo de investigación es un estudio de caso y comparativo, el trabajo se enfoca principalmente en el mejoramiento masivo del terreno para refuerzo de la cimentación del Templo de San Francisco en Guadalajara Jalisco sin producir cambios volumétricos, por medio de la técnica Jet Grouting y en el análisis de la función de la Pantalla de Pilas como estructura de protección para la Catedral. Se estudiarán los parámetros de diseño y proceso constructivo, los cuales se comprobarán durante el control de calidad y monitoreo de la estructura.

Justificación

La falta de información específica sobre la técnica de Jet Grouting justifica la realización del estudio, se buscará información bibliográfica que se verá complementada por una comparación de las pruebas de campo entre los parámetros iniciales del panel de prueba y los parámetros logrados durante la ejecución de los trabajos. Por otro lado, mediante la modelación de la Pantalla de Pilas se comprobará su funcionalidad como elemento de protección para la Catedral, en el caso de pérdida de suelo debido a un mal manejo de la TBM.

Hipótesis

Mediante la investigación de la técnica de Jet Grouting se comprobará que el suelo granular de la zona del Templo de San Francisco, se verá beneficiado mediante el incremento de la resistencia a la compresión simple y la estanqueidad.

En el caso de la protección de la Catedral, suponiendo que hubiera problemas o deficiencias en el manejo del escudo (se tendrían pérdidas de suelo y asentamientos cuya magnitud debe estimarse analíticamente), por lo cual se implementaría la pantalla de pilas.

1.2 Métodos de Mejoramiento de Suelos

Cuando en un proyecto se tienen condiciones difíciles de terreno, se deberá buscar métodos para mejorarlo en función de los objetivos del proyecto. El mejoramiento de suelos es un proceso mediante el cual el suelo se somete a un tratamiento con el fin de incrementar sus propiedades geotécnicas, en cuanto a su deformabilidad, resistencia al corte, permeabilidad y compacidad. Esto se hace hasta cierta profundidad donde se aseguren los objetivos del proyecto en tiempo, economía y efectividad.

Todo terreno puede ser tratado para mejorar sus características, aunque las técnicas de tratamiento se aplican generalmente a suelos de mala calidad. Estos suelos son susceptibles a erosión, roturas parciales y grandes deformaciones, colapsos, licuefacciones, sifonamientos, etc.

Los principales objetivos de los tratamientos son: (Romana 1997)

- Mayor resistencia al corte con el fin de aumentar la capacidad de carga del suelo bajo la cimentación
- Mayor resistencia a solicitaciones dinámicas
- Disminuir deformaciones verticales
- Reducir la permeabilidad del terreno

Los métodos o técnicas de mejoramiento han sido clasificados de diferentes maneras. Una de las más interesantes es la de Mitchell, J.K (1981), la cual fue presentada en el Congreso Internacional de Mecánica de Suelos en Estocolmo, donde se clasifica según la granulometría del suelo. En la siguiente figura se muestra la clasificación según el autor.

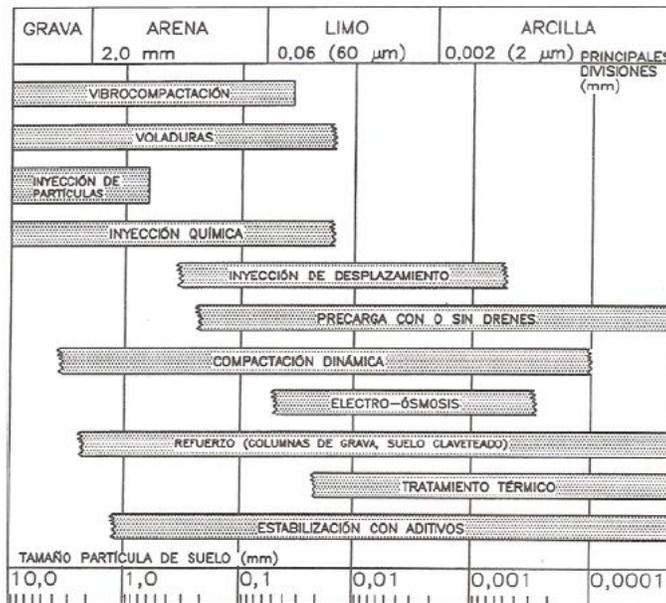


Figura 01, Clasificación de mejoramientos según su granulometría.

1.2.1 Jet Grouting⁴

⁴ Jet Grouting o inyección a chorro

Se cree que los primeros usos de Jet Grouting fueron en Pakistán en la década de los cincuentas, por la compañía Cementation Ltd., quienes construyeron una pantalla impermeable. Pero realmente se reconoce que su evolución se dio durante las siguientes décadas en Japón, gracias a Nakanishi y a Yahiro (1973).

Nakanishi (Bielza, A. 1999) desarrollo una técnica llamada CCP⁵ Jet Grouting, técnica de un solo fluido, la cual consiste en inyectar una lechada química a gran presión por medio de una boquilla giratoria dentro de una perforación. El procedimiento se realiza de forma ascendente de tal manera que se conforma una columna de suelo-cemento de 1 a 2 m de diámetro. Poco tiempo después se actualizo esta técnica y se llamó Jumbo Special Pile, la cual usaba aire que envolvía el chorro de la lechada, lo cual permitía aumentar la energía para erosionar y formar mayores diámetros.

Yahiro (Bielza, A. 1999) utilizó una técnica similar, decidió utilizar tres boquillas concéntricas en el proceso, la primera para agua, la segunda para aire y la tercera para lechada. La técnica consistía en erosionar el suelo con un chorro de aire y agua y luego inyectar la lechada. Esta técnica fue presentada por primera vez en el Segundo Simposio de Jet – Cutting en Cambridge Inglaterra en 1974 con el nombre de Jet Grout.

El Jet Grouting nació como alternativa de las inyecciones químicas, las cuales son muy costosas y pueden ocasionar problemas estructurales como contaminación del suelo con productos tóxicos. En Europa la técnica llega a principios de los años setentas, pero fue en el norte de Italia donde se volvió muy popular debido a las condiciones de suelo existentes (suelos aluviales con arena y grava), volviéndose un tratamiento óptimo para cimentaciones, excavaciones, barreras impermeables, en túneles, etc.

Fue introducido por primera vez en Norte América en los años ochentas y poco a poco ha ido ganando aceptación por la comunidad ingenieril, gracias a la efectiva área que deja tratada y por ser una solución efectiva y de bajo costo. El avance más significativo ocurrió en 1998 con su aplicación en el túnel del Expressway de Atlantic City.

Al final de los años setenta y principios de los ochenta, se introdujo en América el sistema simple de Jet Grouting. De igual manera al final de los años ochenta se introdujo el sistema

⁵ CCP = Chemical Churning Pile

triple de jet, el cual tuvo un gran auge para proyectos como sostenimiento de excavaciones y de refuerzo de cimentaciones.

Durante los años noventas se volvió muy popular el sistema de doble jet, debido al ahorro en costos y a que se logra controlar el agua subterránea por medio de barreras y estabilización del terreno.

El último gran progreso se produce después del año dos mil, el cual es conocido como Crossjet Grouting o Super Jet, el método nace en Japón y consiste en cruzar dos chorros a alta presión para homogeneizar el ancho de la columna y aumentar su diámetro, así como reducir los costos para la estabilización del terreno.

Hoy en día la técnica se rige en Europa y algunas otras partes del mundo por la Norma Europea EN 12716. La cual detalla los procedimientos de supervisión, control y ensayo que se debe seguir para su ejecución.

Aplicabilidad

La aplicación de esta técnica, permite introducir materiales en la forma de columnas enteras o trucas, que consiguen mejorar las características geotécnicas resistentes de la zona tratada, reducir la deformabilidad y la permeabilidad. Sus aplicaciones se han extendido a una gran variedad de trabajos que incluyen cimentaciones, soporte de excavaciones, mejoramiento de terreno, estabilidad de taludes, control de agua freática y protección en túneles.

El método consiste erosionar el suelo y reestructurarlo al mezclarlo con la lechada de cemento. De esta manera el área tratada mejora las propiedades geotécnicas y se convierte en una zona estanca. El método requiere que el terreno este fracturado por lo que se puede aplicar desde rocas débiles hasta arcillas

La técnica se puede usar por la forma del tratamiento como masivo, puntual o lineal, y por el objetivo que se busca, mejoramiento del terreno, control de agua o para reforzar cimentaciones.

En la siguiente figura se muestran los rangos actuales de aplicación del Jet Grouting, mostrando la aplicabilidad y la viabilidad económica dependiendo del terreno.

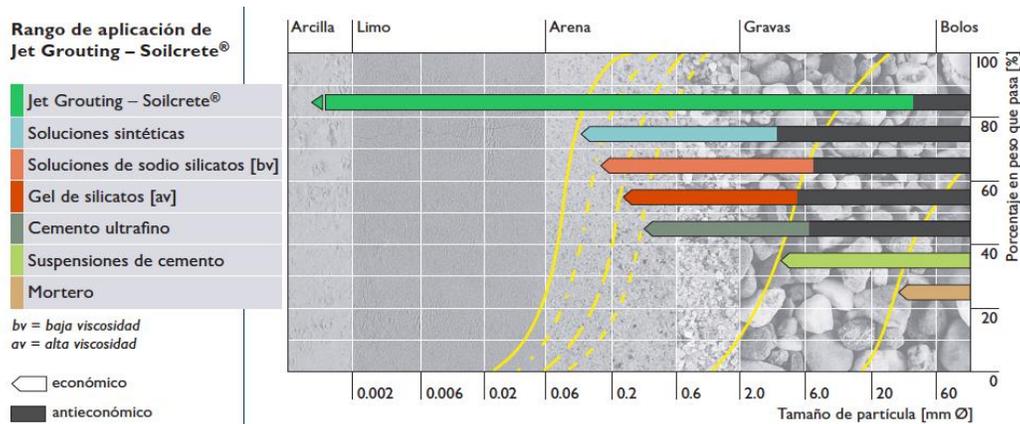


Figura 02, Clasificación según la aplicación del Jet Grouting para ciertos terrenos (Keller Cimentaciones, Jet Grouting)

Entre las mejoras inducidas puede ser necesario un aumento en la compacidad del suelo en suelos granulares y la reducción de los cambios volumétricos en los suelos arcillosos. Durante todo tratamiento se cambia la estructura original del suelo.

1.3 Estructuras de Contención

Se denominan estructuras de contención a los elementos que se emplean en casos donde el terreno, edificios y otras estructuras cercanas a la excavación podrán no ser estables sin sujeción y además eliminando las posibles filtraciones por el nivel freático de la zona de trabajo, evitando sifonamientos.

Existen dos tipos de estructuras, las rígidas y las flexibles:

1.3.1 Estructuras Rígidas

Son elementos que no permiten deformaciones importantes sin romperse, van apoyados en un suelo competente por lo que su objetivo es contener la distribución de empujes. En general son llamados muros de contención.

Entre las estructuras más comunes se encuentran:

- Muros de mampostería
- Muros de tierra armada
- Muros de concreto

1.3.2 Estructuras Flexibles

Son elementos que se adaptan a las deformaciones sin que se rompa su estructura, siendo su principal trabajo a flexión.

Estos se construyen desde superficie, antes de la excavación, se empotran siempre en un nivel por debajo del fondo de la excavación, lo que proporcionara su estabilidad.

Entre las estructuras flexibles más comunes se encuentran las:

- Pantallas continuas y discontinuas de concreto
- Pantallas de pilas
- Tablestacas
- Paneles prefabricados

Las Pantallas de Pilas son usadas cuando el terreno es muy blando y con poca cohesión, cuando existe peligro por erosión del material y cuando el nivel freático ocasiona infiltraciones.

Existen tres tipos de pantalla de pilas:

- Pantalla de pilas separadas: se emplean en terrenos cohesivos, haciendo trabajar al terreno en un efecto de arco.
- Pantalla de pilas tangentes: se pueden emplear al no tener problemas de nivel freático.
- Pantalla de pilas secantes: se emplean cuando existen problemas de filtraciones además de tener un terreno con poca cohesión.

Para el caso específico del proyecto se usará la pantalla de pilas separadas, debido al alto nivel freático y a que el terreno se encuentra compuesto por arenas limosas.

II. LOS MONUMENTOS HISTÓRICOS A PROTEGER

Los monumentos históricos se clasifican como parte del Patrimonio Cultural del país. Por lo que todo inmueble que tenga valor artístico e histórico, sin importar su origen de procedencia será necesario preservarlo.

México ha expedido varias leyes que permiten conservar y proteger estos monumentos, sus aspectos típicos y lo tradicional de sus poblaciones, así como la creación de dos institutos que se encargan de cumplirlas.

Hoy en día el INAH⁶ tiene el propósito de preservar, proteger y difundir el patrimonio cultural e histórico de México, mientras que el INBA⁷ tiene como objetivo la difusión de las artes así como cuidar de los inmuebles que tengan este propósito.

Durante la construcción del tramo subterráneo de la Línea 3 del TEU, la traza del túnel pasa muy cerca de varios edificios históricos, la mayoría a menos del radio de influencia (2 veces el diámetro). Fue necesario realizar un levantamiento notarial de todas las construcciones dentro del área de influencia del túnel, con el fin de conocer su estado antes de la obra y poder monitorear su comportamiento durante y después de la obra. Por otro lado se enviaron notificaciones y permisos de trabajo al INAH e INBA.

2.1 Monumentos protegidos por el INAH e INBA

Para el proyecto se consideraron 20 edificios entre los protegidos por el INAH y por el INBA, pero solo 6 de ellos estaban considerados en el proyecto. En la siguiente tabla se muestra la relación de edificios, en azul se marcan los edificios contemplados en proyecto.

No.	Nombre	Comentarios
1	Albergue Fray Antonio Alcalde	INAH
2	Casa en Calle Hospital 496	INAH
3	Jardín Plaza Santuario	INAH
4	Casa "Salón Versalles"	INAH

⁶INAH = Instituto Nacional de Antropología e Historia

⁷INBA = Instituto Nacional de Bellas Artes

5	Casa en Av. Fray Antonio Alcalde 346	INAH
6	Casa en Calle Garibaldi 318	INAH
7	Plaza de Armas (Kiosco)	INAH e INBA
8	Edificio Plaza - Hotel One (Pórticos)	INAH e INBA
9	Comercios vecinos a Hotel One (Pórticos)	INAH e INBA
10	Edificio Oficinas en Calle Fco. I. Madero 248	INAH e INBA
11	Casa Av. 16 de Septiembre 192	INAH
12	Edificación Abandonada y Comercios en Calle Miguel Blanco 52	INAH
13	Jardín Aranzazú	INAH
14	Templo de Nuestra Señora de Aranzazú	INAH
15	Palacio Municipal	INAH e INBA
16	Museo de Periodismo "Casa de los Perros"	INAH e INBA
17	Santuario de Nuestra Sra. Guadalupe	INAH
18	Templo de San José de Gracia	INAH
19	Templo de San Francisco de Asís	INAH
20	Catedral Metropolitana y Sagrario	INAH

Los 6 edificios previstos en proyecto están sobre la traza del túnel, mientras que los demás tienen cierta distancia al eje. Para los 6 edificios por su misma cercanía al túnel se dispusieron ciertos tratamientos que evitarán movimientos verticales y distorsiones angulares.

De igual manera se llevará un control del comportamiento de cada edificio, mediante un sistema de monitoreo continuo y en tiempo real.

III. DESCRIPCION DEL PROYECTO

3.1 Descripción General

El proyecto Tren Eléctrico Urbano (TEU) Línea 3, surge como una solución al problema de movilidad masiva de la zona Metropolitana de Guadalajara. El objetivo del proyecto es mejorar el bienestar social, reduciendo los tiempos y costos de traslado y brindando mayor seguridad al usuario. Se verán beneficiados aproximadamente 4.5 millones de habitantes con este proyecto

Debido al crecimiento poblacional de las últimas dos décadas, la ruta planeada para la línea 3 tiene graves problemas viales, como el gran número de automovilistas diarios quienes perjudican directamente al sistema de transporte público actual (autobuses y taxis). Es importante aclarar que el transporte público actual tampoco es perfecto, tiene varios problemas como la superposición de rutas, las malas prácticas de los choferes, entre otros. Lo cual es justificación suficiente para construir una nueva línea que mitigue estos problemas y evite más en un futuro cercano. Esta línea unirá los municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque, brindando servicio en principio a más de 233 mil personas diariamente.

Otra cualidad del proyecto es que al ser un tren eléctrico, se disminuye el uso de automóviles por lo que también se reducen las emisiones de contaminantes a la atmosfera. Se estima que para el año 2042 se beneficiará con esta línea a más de 348 mil personas diariamente. Por otro lado, este proyecto generará 7 mil empleos directos y 15 mil indirectos.

La línea 3 estima un tiempo de recorrido desde la Estación Periférico Zapopan hasta la Estación Central Camionera de 33 minutos. Con una velocidad promedio de 39 km/h y una velocidad máxima de 90 km/h. Recortando el tiempo normal de trayecto en 40 minutos.

La longitud de la línea será de 21.45 km, teniendo 18 estaciones, que conectan las principales zonas de Guadalajara, Zapopan y Tlaquepaque. La siguiente figura muestra la ubicación del proyecto y la localización de las otras líneas de transporte masivo. En la estación de Federalismo la línea 3 tendrá conexión con la línea 1 y en la estación de Catedral tendrá conexión con la línea 2.

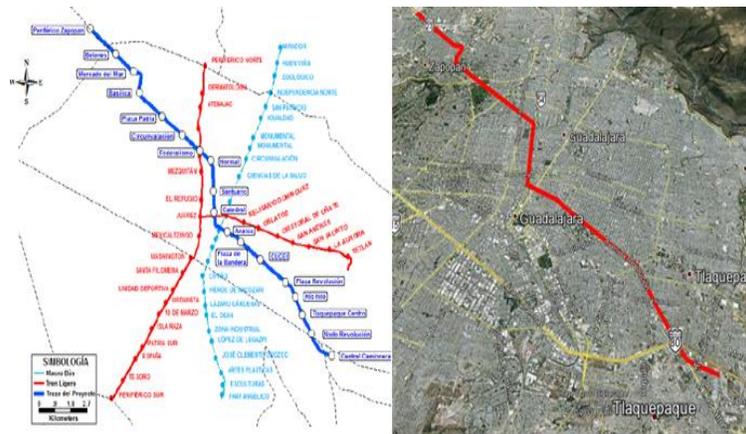


Figura 03, Ubicación del TEU Línea 3, Línea 1 y 2 y MacroBus.
(Bases del Proyecto, SENER, 2014)

Tal como se mencionó anteriormente la línea tiene su origen en el Municipio de Zapopan, en la Estación Periférico Zapopan, la cual dispone de un mango de maniobras de 323 m para estacionar 4 unidades y brindar una correcta operación a la línea. La línea termina en el Municipio de Tlaquepaque, en la Estación Central Camionera.

El proyecto por cuestiones técnicas, ha sido dividido en tres tramos:

- Primer tramo: Viaducto Elevado
- Segundo tramo: Subterráneo
- Tercer tramo: Viaducto Elevado

El primer tramo es un viaducto elevado con una longitud de 8.65 km, iniciando en la Estación Periférico Zapopan y terminando en la Estación Normal. Contará con 7 estaciones elevadas.

El segundo tramo es subterráneo en una longitud de 5.35 km, iniciando en la Estación Normal y terminando en la Estación Plaza de la Bandera. Contará con 5 estaciones subterráneas.

El tercer tramo es elevado en una longitud de 7.45 km, iniciando en la Estación Plaza de la Bandera y terminando en la Estación Central Camionera. Contará con 6 estaciones elevadas.

ESTACIONES LÍNEA 3		TIPO DE ESTACIÓN
01	PERIFÉRICO ZAOPAN	ELEVADA
02	BELENES	ELEVADA
03	MERCADO DEL MAR	ELEVADA
04	BASÍLICA	ELEVADA
05	PLAZA PATRIA	ELEVADA
06	CIRCUNVALACIÓN	ELEVADA
07	FEDERALISMO	ELEVADA
08	LA NORMAL	SUBTERRÁNEA
09	SANTUARIO	SUBTERRÁNEA
10	CATEDRAL	SUBTERRÁNEA
11	INDEPENDENCIA	SUBTERRÁNEA
12	PLAZA DE LA BANDERA	SUBTERRÁNEA
13	CUCEI	ELEVADA
14	PLAZA REVOLUCIÓN	ELEVADA
15	RÍO NILO	ELEVADA
16	TLAQUEPAQUE CENTRO	ELEVADA
17	NODO REVOLUCIÓN	ELEVADA
18	CENTRAL CAMIONERA	ELEVADA

Figura 04, Listado de Estaciones de Línea 3
 (Bases del Proyecto, SENER, 2014)

Geología y Geotecnia

Se han diferenciado 7 unidades geotécnicas principales que se correlacionan con las 8 unidades geológicas diferenciadas. En la siguiente tabla se muestra la correlación entre las unidades geológicas y las geotécnicas.

UNIDAD GEOLÓGICA		UNIDAD GEOTÉCNICA		
R	Relleno antrópico	R	Relleno antrópico	
Q _{AL}	Cuaternario. Aluvial	UG0	Aluvial reciente	
		UG1a	Toba Tala	
Q _{TT}	Cuaternario. Toba Tala	UG1b	Toba Tala	
		UG1c	Toba Tala	
		UG1d	Toba Tala	
		UG3A	Ignimbritas	
T _{PI}	Terciario .Plioceno. Ignimbritas	UG2	Suelos residuales (sobre ignimbritas basálticos o riolitas) GM V-VI	
T _{PP}	Terciario .Plioceno. Tobas piroclásticas		UG3B1	Tobas piroclásticas (GM III-IV)
T _{PC}	Terciario .Plioceno. Cineritas		UG3B2	Tobas piroclásticas (GM IV-V)
T _{FB}	Terciario .Plioceno. Basaltos		UG3C	Tobas cineríticas
T _{FR}	Terciario .Plioceno. Riolitas		UG4A	Basalto vacuolar
			UG4B	Basalto masivo
		UG4C	Riolitas	

Figura 05, Correlación entre unidades geológicas y geotécnicas
 (SENER, 2014)

El tramo de interés (Tramo Subterráneo), se divide en tres subtramos según el tipo de terreno.

1. Tramo en suelo
2. Tramo en frente mixto

3. Tramo en roca

En la siguiente tabla se presentan los perfiles estratigráficos en 9 secciones de estudio, considerando la profundidad del túnel, nivel freático y profundidad de estrato.

Sección de estudio	PK	Prof. túnel (m)		Prof. NF (m)	Estratigrafía			
		cota sup.	cota inf.		Unidad geotécnica	Prof. Ini (m)	Prof. Fin (m)	Espesor (m)
TS-1	9+470	16	26.6	11	Relleno	0	1.5	1.5
					UG1b	1.5	6.5	5
					UG1d	6.5	10.5	4
					UG1c	10.5	12	1.5
					UG1b	12	18	6
					UG1c	18	29	11
					UG2	29	32	3
					UG3a	32		
TS-2	9+650	17.5	28.1	10	Relleno	0	1	1
					UG1c	1	5.5	4.5
					UG1d	5.5	9	3.5
					UG1b	9	22.5	13.5
					UG1c	22.5	29	6.5
					UG2	29	30.5	1.5
					UG3a	30.5		
TS-3	9+850	20	30.6	12.75	Relleno	0	1	1
					UG1b	1	9	8
					UG1d	9	14	5
					UG1b	14	15	1
					UG1c	15	25	10
					UG1d	25	34	9
					UG2	34	35.5	1.5
UG3a	35.5							

Figura 06, Tabla de Perfil Estratigráfico
(SENER, 2014)

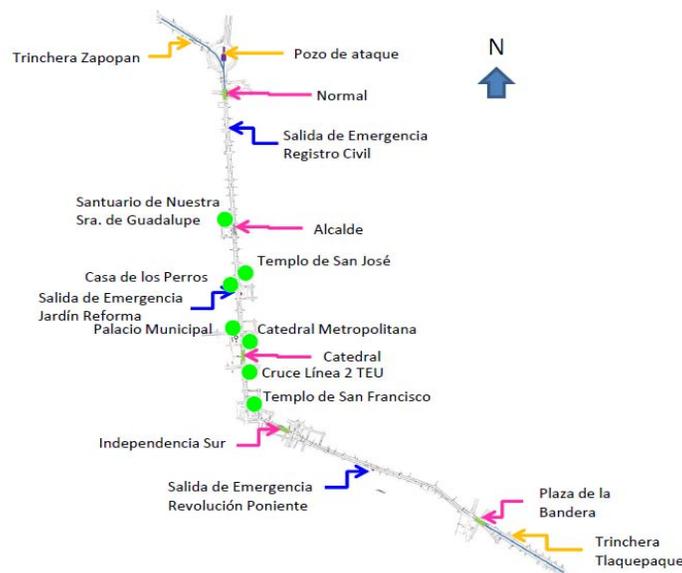
Sección de estudio	PK	Prof. túnel (m)		Prof. NF (m)	Estratigrafía			
		cota sup.	cota inf.		Unidad geotécnica	Prof. Ini (m)	Prof. Fin (m)	Espesor (m)
TS-4	10+680	18.5	29.1	9	Relleno	0	3.5	3.5
					UG1a	3.5	9	5.5
					UG1c	9	42	33
					UG2	42	43.5	1.5
					UG3b2	43.5	45	1.5
					UG2	45	48	3
					UG4a	48		
TS-5	10+870	22	32.6	10.8	Relleno	0	1.5	1.5
					UG1b	1.5	5	3.5
					UG1d	5	10	5
					UG1c	10	30	20
					UG1d	30	32	2
					UG2	32	34.5	2.5
					UG3a	34.5	38	3.5
TS-6	11+180	17.5	28.1	8.7	UG3b1	38		-38
					Relleno	0	1	1
					UG1a	1	3	2
					UG1b	3	5.5	2.5
					UG1d	5.5	9.5	4
					UG1c	9.5	21	11.5
					UG1d	21	40.5	19.5
TS-7	11+750	18.5	29.1	5.5	UG2	40.5	43	2.5
					UG3b1	43	45	2
					UG4a	45		
					Relleno	0	2	2
					UG1b	2	26.5	24.5
					UG2	26.5	27.5	1
					UG3b1	27.5	30	2.5
TS-8	12+150	15.5	26.1	3	UG4a	30	33.5	3.5
					UG4b	33.5		
					Relleno	0	1.5	1.5
					UG1b	1.5	4	2.5
					UG1c	4	6	2
					UG2	6	8	2
					UG3a	8	11.5	3.5
TS-9	12+350	22	32.6	6	UG3b1	11.5	13.5	2
					UG3b2	13.5	22	8.5
					UG2	22	23	1
					UG4a	23	27.5	4.5
					UG4b	27.5	35.5	8
					UG4a	35.5		
					Relleno	0	1.5	1.5
TS-10	13+350	14.5	25.1	4.5	UG1a	1.5	3.5	2
					UG1b	3.5	7	3.5
					UG1c	7	10	3
					UG2	10	11.5	1.5
					UG3a	11.5	16.5	5
					UG3b1	16.5	19	2.5
					UG3b2	19	28	9
TS-10	13+350	14.5	25.1	4.5	UG2	28	29	1
					UG4a	29	34	5
					UG4b	34		
					Relleno	0	1	1
					UG1a	1	4	3
					UG1b	4	7	3
TS-10	13+350	14.5	25.1	4.5	UG1c	7	11.5	4.5
					UG2	11.5	13	1.5
					UG4a	13	18	5
					UG4b	18		

Figura 06(continuación), Tabla de Perfil Estratigráfico (SENER, 2014)

3.2 Tramo 2 (Tramo Subterráneo)

El tramo dos es planteado como una solución subterránea tipo túnel por método mecanizado a sección completa. El propósito principal de este planteamiento es no afectar por mucho tiempo la vialidad y proteger los monumentos históricos de la zona centro de Guadalajara. Se tiene planeado que el proyecto subterráneo sea terminado en su totalidad en tres años.

El tramo comienza en un pozo de ataque (ubicado en la Glorieta La Normal, al norte de Guadalajara), por donde se introducirá la EPB TBM para iniciar la excavación. El tramo terminará en la Estación Plaza de la Bandera, la longitud total del tramo es de 5.35 km.



*Figura 07, Trazo Tramo 2
(Bases del Proyecto, SENER, 2014)*

El tramo está compuesto por 5 estaciones subterráneas, las cuales son:

- Normal
- Alcalde
- Catedral
- Independencia Sur
- Plaza de la Bandera

Por otro lado, se construirán dos trincheras en Zapopan y Tlaquepaque, las cuales servirán para hacer el cambio de elevación de la línea (pasar de elevado a subterráneo y viceversa). Se construirán también 3 salidas de emergencia y varios tratamientos que funcionarán como protección para ciertos edificios históricos.

3.2.1 Pruebas de Bombeo

Tienen por objetivo determinar los parámetros hidráulicos de los acuíferos y características de los pozos de bombeo para el trazo. Se harán dos pruebas una para suelos y otra para roca, donde se controlará a lo largo de la prueba la evolución de los niveles tanto en los pozos como en los piezómetros cercanos. Se considera necesario asociar a cada pozo de bombeo tres piezómetros para control a distancias ya determinadas.

Prueba en Suelo

La prueba se llevó a cabo en la Estación Normal, la cual es excavada en arenas pumíticas con espesor de 30 m, seguida por un estrato de roca ignimbrita. Dentro del proyecto ejecutivo se definen dos acuíferos, uno superior asociado a las arenas pumíticas y el otro inferior semiconfinado relacionado a la roca.

Ambos acuíferos presentan diferentes niveles freáticos, aunque muy cercanos, el acuífero inferior se sitúa por encima del superior.

La prueba más simple de bombeo consiste en bombear controladamente y monitorear la descarga, así como el nivel de agua en los pozos de observación colocados a diferentes distancias. En este tipo de pruebas el gasto puede ser constante o variable.

- Caudal Constante: también conocida como prueba de larga duración, los niveles del pozo se estabilizan a partir de un tiempo y ya no varían con el bombeo. Se interpreta la evolución de los descensos de nivel en puntos de observación cercanos.
- Caudal Variable: también conocido como bombeo escalonado, el gasto se aumenta tres o cuatro veces a lo largo de la prueba, pero se mantiene constante en cada escalón

La elección del tipo de prueba a realizar requiere de un modelo conceptual previo del funcionamiento del acuífero, que permita usar una formulación para que las condiciones de

funcionamiento sean admisibles. Por otro lado, las condiciones hidráulicas del sitio reportan un nivel de aguas freáticas a 9.98 m de profundidad. Tales características hacen necesario abatir el NAF con el objetivo de realizar los trabajos de excavación en seco durante el tiempo programado para la construcción.

Con el objeto de implementar un sistema de bombeo, se consideró hacer dos pruebas en suelo y una en roca, que representen el comportamiento del nivel freático. Las dos pruebas de suelo que se realizaron fueron primero una escalonada y luego una de gasto constante.

Para realizar las pruebas en suelo, se perforó un pozo de bombeo de 31.12 cm de diámetro a 30 m de profundidad. La perforación se hizo mediante un sistema dual que permite avanzar con una tubería externa (ademe de 6”), que contiene los suelos y evita el uso de lodos. El tubo ranurado irá desde la superficie hasta 2 m por encima del final del pozo, y el espacio entre el tubo liso (ciega) y la perforación se rellenó con una lechada de cemento – bentonita. El nivel freático se midió en 10 m. La secuencia de tubería y tramos filtrantes queda de la siguiente forma:

- 0 a 13 m tubería ciega
- 13 a 28 m tubería ranurada
- 28 a 30 m tubería ciega (ubicación de la bomba)
- 30 m se colocará tapa de fondo que evite el ascenso de lodos y arenas

Antes de la prueba se debe limpiar el pozo, extrayendo todos los materiales que entraron durante la perforación, la finalidad de la limpieza es incrementar la permeabilidad del filtro. Se colocaron 4 pozos de observación a diferentes distancias: el pozo 1 a 2.5 m, el pozo 2 a 5 m, el pozo 3 a 10 m y el pozo 4 a 21.9 m. Los pozos de observación tienen un diámetro de perforación de 4” y ademes de 1 ½”.

Dada las bajas permeabilidades determinadas a partir de los ensayos Lugeon y Lefranc, los caudales previstos estarán entre 0.1 y 2.5 l/s. La bomba usada permite obtener gastos de hasta 15 l/s para una altura de 35 m.

El gasto se medirá por medio de un aforo en vertedero, de pared delgada tipo triangular con ángulo de 45°.

$$Q = 1.32 \times h^{2.47}$$

Para el registro de las variaciones de nivel piezométrico en el pozo y en los pozos de observación se emplearán sondas eléctricas manuales como indicadores de nivel y sensores de presión para monitoreo automático del nivel de agua en piezómetros

1. Prueba Escalonada

Es una prueba que permite estimar el rendimiento del pozo, determinando el gasto de extracción para la prueba de larga duración, eficiencia y curva característica del pozo. Debe realizarse antes de la prueba de larga duración (gasto constante). La prueba dura 24 horas. Esta prueba también se realiza a gasto constante el cual cambia o se incrementa hasta alcanzar el nuevo escalón.

La prueba se desarrolló de la siguiente manera:

Para la prueba se refiere todos los abatimientos a un mismo tiempo de bombeo, donde los gastos de los escalones siguientes deben ser crecientes en cierta proporción, de forma que el último escalón quede alrededor del gasto de explotación del pozo o por encima.

Para la prueba realizada se implementaron 7 escalones, con diferentes gastos, pero constantes durante 3 horas (ya que el nivel no logra estabilizarse en el plazo máximo de cada escalón es de 3 h) y de recuperación se dieron 3 horas. El gasto inicial fue de 0.1 l/s

La secuencia de la prueba y gastos para el pozo del acuífero superior son:

- Escalón 1, Q= 0.1 l/s, duración 3 horas
- Escalón 2, Q= 0.2 l/s, duración 3 horas
- Escalón 3, Q= 0.51 l/s, duración 3 horas
- Escalón 4, Q= 1.25 l/s, duración 3 horas
- Escalón 5, Q= 2.96 l/s, duración 3 horas
- Escalón 6, Q= 4.00 l/s, duración 3 horas
- Escalón 7, Q= 4.44 l/s, duración 3 horas
- Medición de la recuperación hasta el valor inicial

Las mediciones en los pozos de observación y en el pozo de bombeo, se realizan antes y durante la prueba. Las mediciones realizadas durante la prueba se hicieron en los siguientes tiempos:

- Durante los primeros 10 min se toma una medición por minuto,
- Durante la primer hora se toma una medición cada 5 min
- Hasta el final del escalón se toma una medida cada 20 min.

El gasto máximo presentado fue de 4.44 l/s, mientras que los abatimientos en los primeros tres pozos de observación fueron muy bajos. El mayor abatimiento se presentó en el pozo de bombeo. A partir de los datos obtenidos en gasto creciente se determinó el gasto máximo para la prueba de gasto constante en 4.535 l/s.

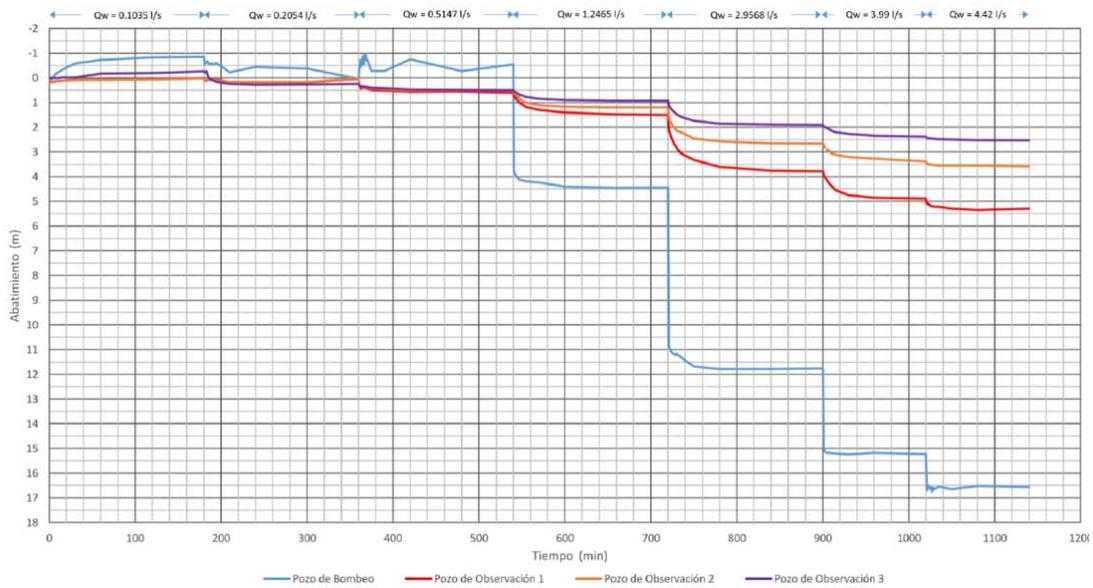


Figura 08, Curva de Abatimiento, prueba escalonada en suelo (SENER, 2015)

Gasto (l/s)	Nivel dinámico (m)
0.1035	9.13
0.2054	10.02
0.5147	9.44
1.2465	14.42
2.9568	21.75
3.9985	26.47
4.4245	26.54

NOTA:
El nivel dinámico se consideró el último registrado de cada ciclo

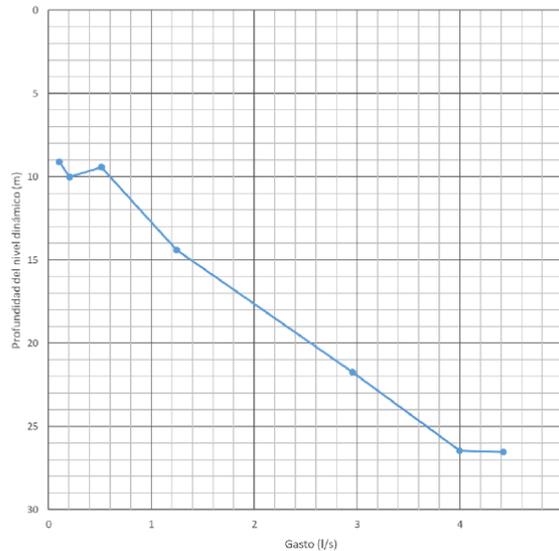


Figura 09, Curva de Gasto – Nivel Dinámico, prueba escalonada en suelo (SENER, 2015)

2 Prueba de Larga Duración

Una vez verificados los resultados de la prueba escalonada se determina un gasto óptimo para la prueba de larga duración, $Q=4.535$ l/s. El objetivo es obtener un descenso prolongado en el pozo hasta alcanzar una estabilidad, con el que se pueda obtener un radio de influencia suficiente que permita disponer de datos de descenso y recuperación en los pozos de observación cercanos. Se dispuso de una bomba sumergible y vertedor triangular para medir los tiempos y niveles.

La prueba se realiza a gasto constante hasta que se estabilizan los niveles, tanto en el pozo de bombeo como en los de observación. Se pretende determinar los parámetros hidráulicos del acuífero, el radio de influencia y las pérdidas de carga.

Las mediciones en los pozos de observación y en el pozo de bombeo, se realizarán antes y durante la prueba. Las mediciones realizadas durante la prueba se hicieron en los siguientes tiempos:

- Durante los primeros 10 min se toma una medición por minuto,
- Durante la primer hora se toma una medición cada 5 min
- Después de pasada una hora hacer una medición cada hora

- La prueba duró 36 horas y la recuperación 14 horas
- Con el gasto de 4.535 l/s, el vertedor presentó un tirante inicial de 10.1 cm.

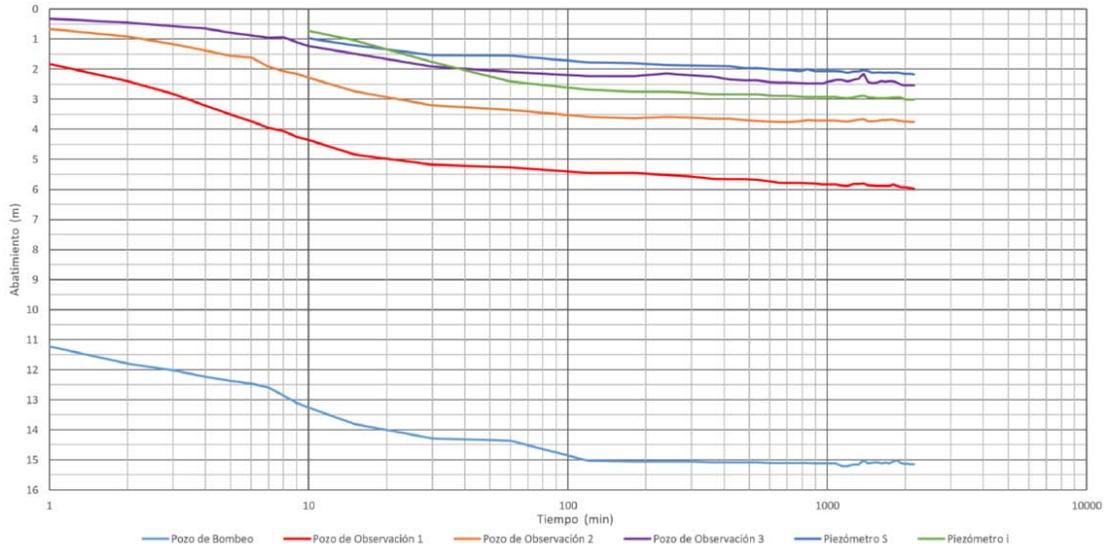


Figura 10, Curva de Abatimiento, prueba de larga duración en suelo (SENER, 2015)

Pozo	Distancia en relación al PB (m)	Abatimiento total (m)
PO-1	2.50	5.97
PO-2	5.00	3.76
PO-3	10.00	2.53
PZ-S	21.90	2.17

NOTA:
 Abatimiento total en los piezómetros durante el ensaye de bombeo PB-1

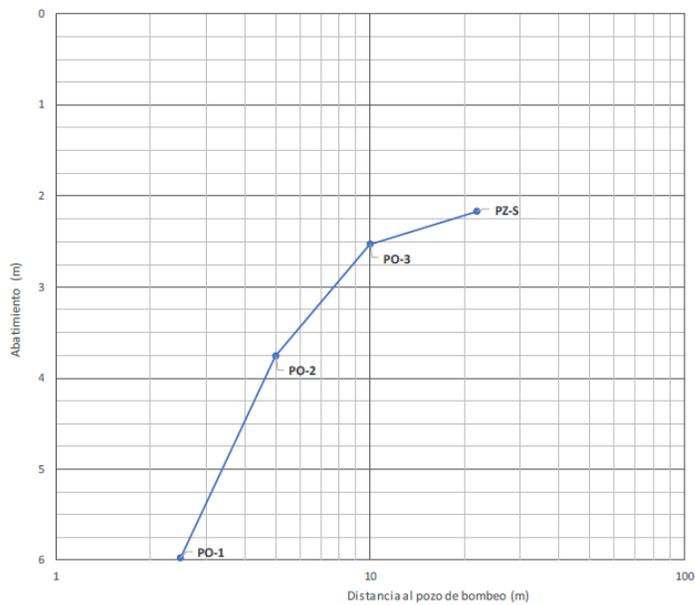


Figura 11, Curva de Gasto – Nivel Dinámico, prueba de larga duración en suelo (SENER, 2015)

En las pruebas en suelo se tiene que un suelo piro plástico conformado por un acuífero semiconfinado de 4.2 m de espesor, pero con presencia cercana de una fuente de recarga. Se confirma que el gradiente natural ocurre hacia el norte, con una componente hacia el oeste.

T = Coeficiente de transmisibilidad = 21.44 a 48.28 m³/día m

k = Coeficiente de permeabilidad = 1.24e⁻² a 5.91e⁻³ cm/s

S = Coeficiente de almacenamiento = 0.00085 a 0.00189

Con estos parámetros se podrá diseñar un sistema de abatimiento del nivel piezométrico que deberá ser continuo ya que de otra manera provocará flujo vertical, tubificaciones y ebullición de las arenas pumíticas. Esto claramente significa una inestabilidad de la excavación y de las estructuras. Un buen sistema anulará la presión de poro mejorando las condiciones del terreno y de la estructura.

Método	Punto	T (m ³ /día-m)	k (cm/s)	S (adimensional)
Abatimiento vs Tiempo	PO-1	21.44	5.91x10 ⁻³	0.00173
	PO-2	26.13	7.20x10 ⁻³	0.00189
	PO-3	45.18	1.24x10 ⁻²	0.00106
	PZ-S*	54.06	1.49x10 ⁻³	0.00026
Abatimiento vs Distancia	PO-1, PO-2, PO-3 y PZ-S	22.00	6.06x10 ⁻³	0.00085
Recuperación vs Tiempo	PO-1	30.11	8.30x10 ⁻³	-
	PO-2	22.91	6.31x10 ⁻³	-
	PO-3	48.28	1.33x10 ⁻²	-
	PZ-S	29.69	8.18x10 ⁻³	-

Figura 12, Resultados para prueba en suelo (SENER, 2015)

Prueba en Roca

Su profundidad fue de 35 m, de los cuales 6.5 m se perforaron en roca y el diámetro es el mismo que para la prueba en suelo. Se sometió a una prueba de desarrollo, mediante un sistema eyector de aire a presión registrando los niveles de agua desde el día 19 de agosto hasta el 4 de septiembre, y con poca recuperación. Durante estos días el pozo captó 295.8 l, equivalente a un gasto de 18.5 l/día, con un nivel poco variable.

Fecha	PB-2	PO-1	PO-2	PO-3	Observaciones
18/08/2015	8.82	9.57	9.56	9.55	
19/08/2015	27.50				Después del desarrollo
20/08/2015	23.91	9.59	9.55	9.55	
21/08/2015	22.74				
22/08/2015	21.70	9.53	9.48	9.51	
24/08/2015	19.75	9.53	9.50	9.50	
25/08/2015	18.98	9.54	9.48	9.53	
26/08/2015	18.28	9.50	9.47	9.47	
27/08/2015	17.33	9.50	9.45	9.45	
28/08/2015	16.44	9.52	9.45	9.46	
29/08/2015	15.50	9.50	9.45	9.45	
01/09/2015	12.75	9.49	9.46	9.46	
02/09/2015	11.90	9.62	9.59	9.57	
03/09/2015	10.94	9.62	9.57	9.55	
04/09/2015	9.90	9.62	9.57	9.55	
04/09/2015	26.97	9.63	9.55	9.55	Después del desarrollo
05/09/2015	25.71	9.63	9.57	9.54	
07/09/2015	22.95	9.64	9.60	9.54	
08/09/2015	21.63	9.65	9.58	9.55	
09/09/2015	20.29	9.63	9.57	9.56	
10/09/2015	18.94	9.66	9.62	9.60	

Figura 13, Niveles de agua para prueba en roca (SENER, 2015)

Este comportamiento indica la presencia de una acuíclusa o macizo rocoso de baja permeabilidad, sin transmisión de carga debido a que las fisuras están cerradas por material muy cementado.

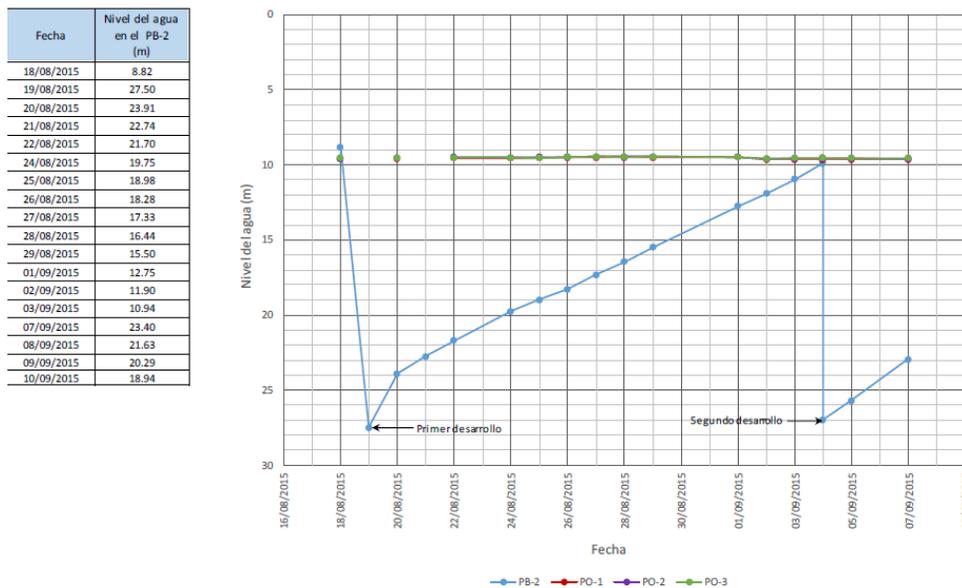


Figura 14, Recuperación para prueba en roca (SENER, 2015)

Se recomienda hacer una prueba Lugeon y verificar el fracturamiento del estrato así como su permeabilidad.

3.2.2 Pozo de Ataque

El pozo de ataque es una estructura que tiene como propósito el montaje de la tuneladora y el de ser su vía de acceso hacia el terreno. Está situado en la Glorieta de la Normal, en el cruce de Avenida Alcalde y Avenida Ávila Camacho, en el cadenamiento 9+200 aproximadamente.



Figura 15, Pozo de Ataque
(SENER, 2014)

Su forma es alargada coincidiendo longitudinalmente con la prolongación de la Avenida Alcalde. Su longitud total es de 100 m y su excavación se realizará después de colocar pantallas o muros Milán de 1 m de espesor, colados en sitio. Los muros irán colocados hasta un estrato firme o rocoso, con una profundidad cercana a los 42 m.

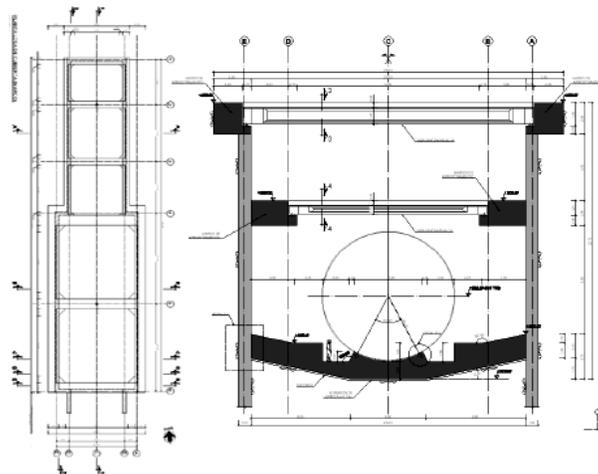
Zona	Ancho interior (m)	Longitud (m)	Profundidad máxima de excavación (m)	Profundidad de muros (m)
Norte	16	44	24.8	42
Sur	22	56	24.8	42

El tipo de suelo en esta zona corresponde a la Toba Tala, la cual es básicamente arena consolidada, con un espesor de 38 y 40 m. Después se encuentra una pequeña capa de suelo residual y finalmente un estrato rocoso formado por ignimbritas.

El pozo de ataque se conecta con la trinchera de entrada (Trinchera Zapopan) a la zona subterránea de la línea, mediante un ramal de conexión. El resto de la glorieta será usado como plataforma de maniobras y acopio de insumos. Al final de los trabajos, el cuerpo principal del pozo será utilizado como rampa de acceso para la futura CETRAM adosada a la Estación Normal.

Antes de la llegada de la tuneladora deberá estar terminada la obra civil de la trinchera y la cuna de concreto para desplazar la máquina. Para esto se divide por facilidad su estructura en dos zonas:

- Zona de entrada de la TBM: 22 m de ancho interior
- Zona de entrada del Back up: 15 m de ancho interior



*Figura 16, Planta y Sección del Pozo de Ataque
(SENER, 2014)*

El pozo tendrá tres niveles, una cubierta, un nivel intermedio y la losa de fondo. Estos niveles estarán constituidos por marcos que rigidicen la estructura, permitiendo introducir la TBM y el material necesario para la construcción del túnel.

Después de colocar los muros Milán, se seguirá el siguiente proceso constructivo:

- Excavación hasta la cara inferior del marco de cubierta y su colocación sobre el terreno

- Excavación hasta la cara inferior del nivel intermedio y colocación del marco intermedio apoyado sobre el terreno, bajando el NAF 50 cm por debajo del nivel de excavación
- Colocación de puntales metálicos provisionales en el nivel intermedio y excavación hasta la cara inferior del siguiente nivel de puntales
- Colocación de segunda fila de puntales metálicos provisionales y excavación hasta la cara inferior de la losa de fondo, rebajando el NAF 50 cm por debajo del nivel de excavación.
- Colocación de la losa de fondo, apoyada sobre el terreno.
- Retiro puntales y se procede al montaje de la tuneladora dentro del pozo
- Una vez terminado los trabajos del túnel, se ejecutarán los pilares de apoyo para el marco intermedio
- Cubrir espacios entre marcos del nivel superior e intermedio con vigas pretensadas prefabricadas
- Colar una capa de compresión sobre las vigas prefabricadas y restablecer en el nivel superior.

Es necesario considerar que la losa de fondo es diferente para las dos secciones, aunque en ambos casos es de 1.50 m de espesor. Para la sección del *back up*, en los primeros 46 m la losa es plana, mientras que para la zona de la tuneladora (52 m restantes) la losa adopta una sección en arco formando la contrabóveda. Esta sección está condicionada por el montaje, por el paso de la tuneladora y por la estructura de reacción

Por otro lado, la cubierta superior servirá como plataforma de urbanización de la glorieta, mientras que la del nivel intermedio se usará como rampa para el acceso a la CETRAM.

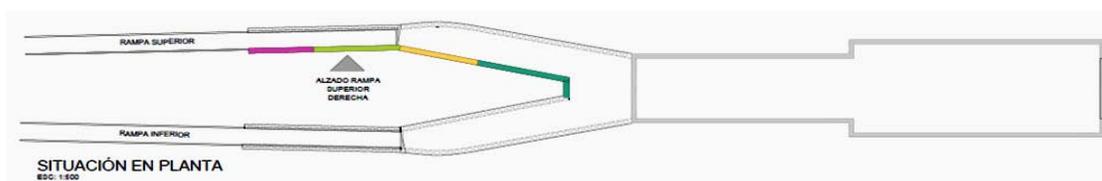


Figura 17, Planta del Pozo de Ataque y rampas de acceso
(SENER, 2014)

El pozo de ataque como ya se describió se unirá con la Trinchera Zapopan, en una estructura llamada el pantalón (un tipo de ramal), donde una vez ensamblada la TBM se arrastrará dentro de la trinchera hasta la estación Normal, donde se colocará una estructura de reacción para que empiece a trabajar.

Tuneladora y Montaje

Esta tuneladora ha sido usada en proyectos como el metro de Barcelona, con rendimientos de avance diarios de hasta 10 m. Para este proyecto se mandó rehabilitar por completo, excepto la cabeza cortadora, la cual se pidió con un nuevo diseño para todo tipo de terreno.

El nuevo diseño de la cabeza cortadora contempla los tres tipos de frente existentes, los cuales son de longitud variable y la tuneladora deberá de ser capaz de enfrentarse a cada uno de ellos:

- Tramo 1 (tramo en suelo), cadenamiento 9+486 al 11+730
- Tramo 2 (tramo con frente mixto), cadenamiento 11+730 al 12+420. El túnel en esta zona está dividido en una mitad superior de tobas alteradas y en la mitad inferior de basaltos, divididos por una zona de suelo residual.
- Tramo 3 (tramo en roca), cadenamiento 12+420 al 13+385. El contratista ha exigido que, para este tramo, se tengan las consideraciones necesarias debido a que se ha detectado basaltos con resistencia a la compresión simple mayores a 50 MPa y una alta abrasividad.

Los componentes de la tuneladora llegaron por barco al puerto de Manzanillo, procedentes de España, donde ha sido rehabilitada. Una vez que todos los componentes se encontraron en Guadalajara se trabajó en dos fases, el montaje y el funcionamiento.

En la fase de montaje se arman todos los componentes del escudo y del *Back - up* dentro de la Trinchera Zapopan, por lo cual se requiere de entre 20 y 30 personas, dependiendo de las partes que estén en proceso.

En la etapa del funcionamiento, se realizan dos pruebas:

- *Prueba sin carga*: verifica que los componentes del escudo y del *Back - up* (ventilación, transporte y almacenaje de dovelas, sistema de relleno del espacio

anular, compresores de agua y aire, sistemas de iluminación, generadores de energía) estén colocados en su sitio y que trabajen de manera normal.

- *Prueba con carga*: realizada durante los primeros metros de excavación de la máquina, verificando lo mismo que en la prueba sin carga.

Desde su llegada al sitio hasta su puesta en operación serán 3 meses, por lo que el inicio de la excavación del túnel comenzará principios de 2016.

3.2.3 Estaciones

El proyecto en su tramo subterráneo está conformado por 5 estaciones, 3 ubicadas en suelo y dos en roca. Las cuales son:

- Estación Normal
- Estación Alcalde
- Estación Catedral
- Estación Independencia
- Estación Plaza de la Bandera

Todas las estaciones están construidas mediante el método Top Down. Inicialmente se colocan los muros Milán delimitando el perímetro, después se coloca la losa superficial para restablecer la vialidad de la zona y se va excavando y construyendo los siguientes niveles hasta alcanzar el nivel máximo de proyecto. Todas las losas y muros se construirán de concreto colado en sitio. El proceso constructivo general de todas las estaciones se puede explicar con la siguiente figura:

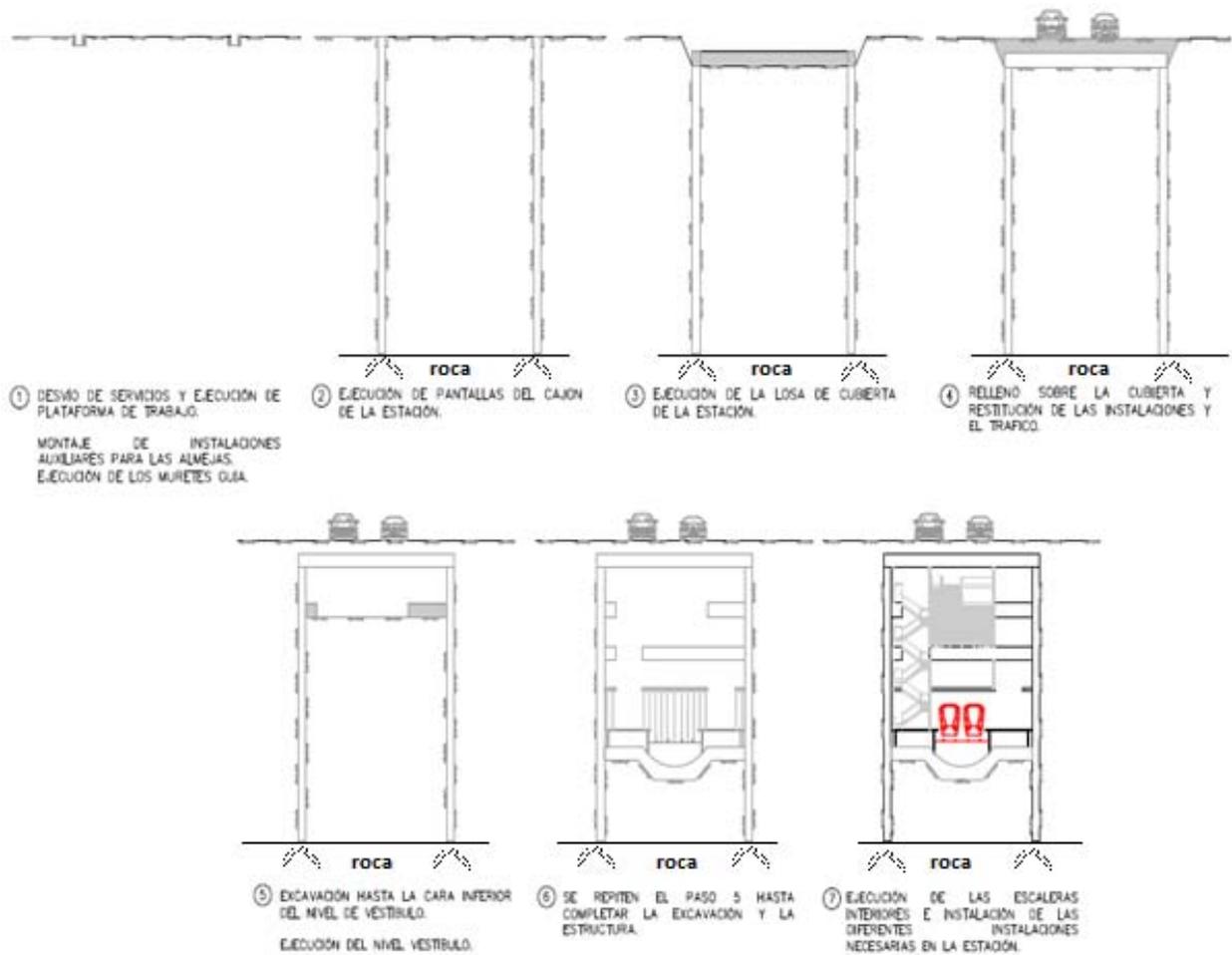


Figura 18, Proceso Constructivo de Estaciones
(SENER, 2014)

Estación Normal

La Estación Normal se ubica en la calle Fray Antonio Alcalde con el cruce de Avenida Morelos, entre el cadenamamiento 9+394.241 y 9+469.239.

La estación tiene una excavación máxima de 28.6 m, por lo que estará sustentada mediante muros Milán. Estos serán excavados mediante una almeja hidráulica y colados in situ. Estarán rigidizados por medio de las losas de los 4 niveles que conforman la estación, siendo el nivel de superficie, el nivel de vestíbulo, el nivel intermedio y el nivel de losa de fondo. El espesor es de 1 m y estarán colocados hasta el estrato impermeable localizado a 33 m de profundidad.

Una vez terminado el perímetro de la estación con los muros Milán, se construirán las pantallas de los accesos y de las zonas de ventilación. Dichos muros tendrán dos niveles de rigidez, uno en superficie y el otro en el nivel de vestíbulo. Tendrán un espesor de 80 cm y alcanzarán una profundidad de 15 m.

Una vez ejecutados los muros, se comienzan a conectar mediante los niveles antes mencionados, al llegar al nivel máximo de excavación se colocará una membrana de poliuretano, que tiene por objetivo impermeabilizar la estación. Después se ejecutará la losa de fondo, que tiene la forma de la cuna para el paso y alojamiento de la TBM. La losa de fondo se puede dividir en dos partes, la zona central y una zona donde se ubicará la estructura de reacción de la TBM.

La estación tendrá 106 m de longitud total, los dos andenes serán de 75 m de largo y un ancho de 19 m. Tendrá dos accesos del lado de la Avenida Alcalde y otro del lado de Jardín Chopin

La estación se integrará en un futuro con el nuevo CETRAM, el cual se ubicará bajo el Parque Chopin a un costado de la estación, se convertirá en una estación multimodal impulsando el uso de transporte público, posibilitando la interacción entre las líneas del tren y los autobuses.

El CETRAM tiene una sección de 88 m de largo por 50 m de ancho, estará dotado con 13 espacios para autobuses, dispuestas alrededor de un andén central, estará ubicada a 8.5 m de profundidad. Tendrá dos accesos para buses, uno en la trinchera Zapopan ubicada en la Avenida Alcalde y la segunda en la Avenida de los Normalistas por medio de dos rampas.

La galería es usada como descarga de agua residual y drenaje. Se deberá realizar dos clases de desvío:

- Provisional: con un cárcamo de bombeo y tuberías que permitirán taponar la galería y desviarla
- Definitivo: un nuevo conducto ejecutado con microtuneleo.

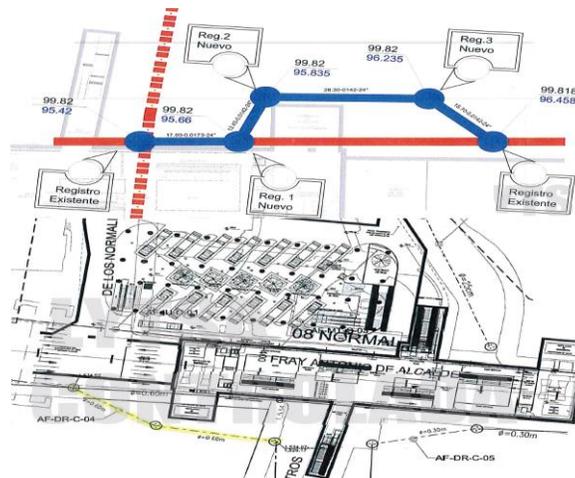


Figura 22, Planta del Nuevo Trazo (azul y amarillo), en naranja el existente (SENER, 2015)

Estación Alcalde

La estación se ubica sobre la Avenida Alcalde, entre la calle de Juan Álvarez y la Avenida Manuel Acuña, cerca del Santuario de Guadalupe, entre el cadenamamiento 10+363.506 y 10+438.504.

La estación tiene una excavación máxima de 28.45 m, por lo que estará sustentada mediante muros Milán. Los muros Milán serán excavados mediante una almeja hidráulica y colados en sitio. Estarán rigidizadas gracias a 4 niveles de losas, el nivel de superficie, el nivel de vestíbulo, el nivel intermedio y el nivel de losa de fondo. El espesor es de 1 m y estarán colocadas hasta el estrato impermeable localizado a 45.5 m de profundidad.

Una vez terminado el perímetro de la estación con los muros Milán, se construirán las pantallas de los accesos y de las zonas de ventilación. Dichos muros tendrán dos niveles de rigidez, uno en superficie y el otro en el nivel de vestíbulo. Tendrán un espesor de 80 cm y alcanzarán una profundidad de 15 m.

Una vez ejecutados los muros, se comienzan a conectar mediante los niveles antes mencionados, al llegar al nivel máximo de excavación se colocará una membrana de poliuretano, que tiene por objetivo impermeabilizar la estación. Después se ejecutará la losa de fondo, que tiene la forma de la cuna para el paso y alojamiento de la TBM. La losa de fondo se puede dividir en dos partes, la zona central y una zona donde se ubicará la estructura de reacción de la TBM.

La estación tendrá como longitud total 106 m, longitud de los dos andenes 75 m y un ancho de 19m. Tendrá dos accesos peatonales, situados sobre Avenida Alcalde, uno del lado este y el otro del lado oeste, sobre el Jardín Santuario.

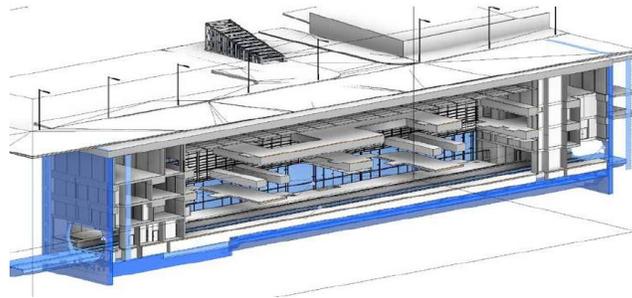


Figura 23, Estación Alcalde
(SENER, 2014)

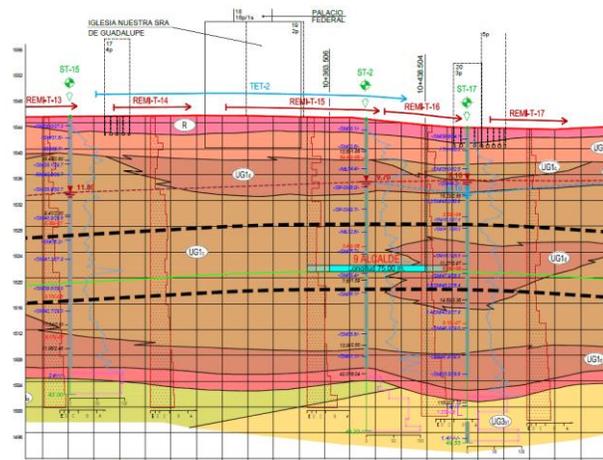


Figura 24, Perfil Estratigráfico de Estación Alcalde
(SENER, 2014)

Como se observa la estación está ubicada en un estrato de arena limosa (UG1c y UG1d), con el nivel freático entre 9 y 10 m. Se pretende que las pantallas o muro Milán vayan

colocados en el estrato de Ignimbritas (UG3a) y sobre tobas piroclásticas (UG3B1), que a pesar de ser una arena limosa tiene una resistencia a la compresión simple de 3 MPa por lo que se considera una roca muy blanda.

Estación Catedral

La estación se ubica sobre la Avenida 16 de Septiembre, entre la calle de José María Morelos y la Avenida Juárez, a un costado de la Plaza de Armas cerca de la Catedral. La estación estará entre el cadenamiento 11+277.452 y 11+352.45.

La estación se encuentra en una zona muy problemática, ya que a su alrededor hay edificios de gran importancia, por lo que lo primordial es asegurar unos desplazamientos limitados de los muros Milán. Adicionalmente tendrá conexión con la actual Línea 2 del metro que pasa por la Avenida Juárez, por lo que se deberá colocar una protección.

La estación tiene una máxima excavación de 27.8 m, por lo que estará sustentada mediante muros Milán. Estos serán excavados mediante una hidrofresa y colados en sitio. Estarán rigidizados gracias a 4 niveles de losas, el nivel de superficie, el nivel de vestíbulo, el nivel intermedio y el nivel de losa de fondo. El espesor es de 1 m y estarán colocadas hasta el estrato impermeable localizado a 43 m de profundidad.

Una vez terminado el perímetro de la estación con los muros Milán, se construirán las pantallas de los accesos y de las zonas de ventilación. Las pantallas de acceso se podrán dividir en dos zonas, en los accesos a la estación y en la conexión con la línea L2. Los accesos a la estación son muros que tendrán dos niveles de rigidez, uno de superficie y el otro en el nivel de vestíbulo. Tendrán un espesor de 80 cm y alcanzarán una profundidad de 20 m.

Los muros de conexión a la línea L2, tienen 3 niveles de rigidez, llegando hasta el nivel intermedio de la estación. Tendrán un espesor de 1 m y alcanzarán una profundidad de 28 m.

Una vez ejecutados los muros, se comienzan a conectar mediante los niveles antes mencionados, al llegar al nivel máximo de excavación se colocará una membrana de poliuretano, que tiene por objetivo impermeabilizar la estación. Después se ejecutará la losa

de fondo, que tiene la forma de la cuna para el paso y alojamiento de la TBM. La losa de fondo se puede dividir en dos partes, la zona central y una zona donde se ubicará la estructura de reacción de la TBM.

Se pretende crear una galería de conexión bajo la línea 2 del metro existente, creando un marco de concreto armado protegido en la clave por un paraguas de micropilotes. Los micropilotes tendrán 150 mm de diámetro con una separación de 300 mm.

La estación tendrá una longitud total 106 m, los dos andenes un largo de 75 m y un ancho de 19 m. Tendrá dos accesos peatonales, situados sobre Avenida 16 de Septiembre, uno del lado este sobre la Plaza de Armas y el otro del lado oeste hacia Plaza Universidad.

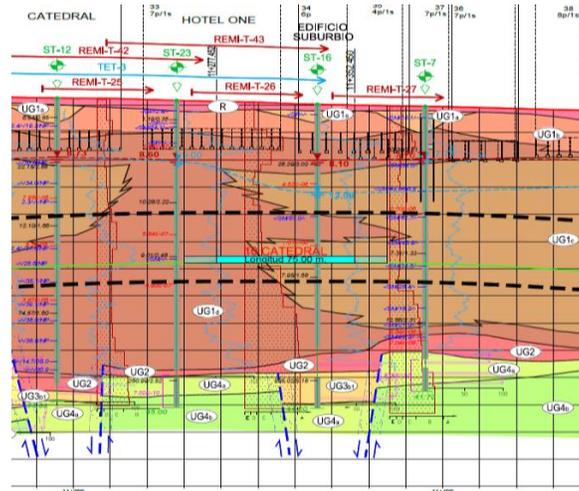


Figura 25, Perfil Estratigráfico de Estación Catedral (SENER, 2014)

Como se observa la estación está ubicada en un estrato de arena limosa (UG1c y UG1d), con el nivel freático entre 8 y 9 m. Se pretende que las pantallas o muro Milán vayan colocados en el estrato de basalto (UG4a) y sobre tobas piroclásticas (UG3B1), que a pesar de ser una arena limosa tiene una resistencia a la compresión simple de 3 MPa por lo que se considera una roca muy blanda. En el caso del basalto, se conoce como basalto vacuolar que tiene una resistencia a la compresión simple de 20 MPa, al estar fuertemente fracturado y tener un RMR de 52.

Estación Independencia

La estación se ubica sobre la Avenida Revolución Oriente, entre la Avenida Ramón Corona y la Calzada Independencia Sur. La estación estará entre el cadenamiento 11+929.24 y 12+004.24.

La estación tiene una máxima excavación de 28.2 m, por lo que estará sustentada mediante muros Milán. Los muros Milán serán excavados mediante una hidrofresa y colados en sitio. Estarán rigidizados gracias a 4 niveles de las losas, el nivel de superficie, el nivel de vestíbulo, el nivel intermedio y el nivel de losa de fondo. El espesor es de 1 m y estarán colocadas hasta el estrato impermeable localizado a 33 m de profundidad.

Una vez terminado el perímetro de la estación con los muros Milán, se construirán las pantallas de los accesos y de las zonas de ventilación, que tendrán dos niveles de rigidez, uno de superficie y el otro en el nivel de vestíbulo. Tendrán un espesor de 80 cm y alcanzarán una profundidad de 20 m.

Una vez ejecutados los muros, se comienzan a conectar mediante los niveles antes mencionados, al llegar al nivel máximo de excavación se colocará una membrana de poliuretano, que tiene por objetivo impermeabilizar la estación. Después se ejecutará la losa de fondo, que tiene la forma de la cuna para el paso y alojamiento de la TBM. La losa de fondo se puede dividir en dos partes, la zona central y una zona donde se ubicará la estructura de reacción de la TBM.

Es la única estación que tendrá dos vestíbulos, uno al este y el otro en el oeste, de esta manera dispondrá fácilmente de conexión con las líneas de metrobus que pasan por la Calzada Independencia Sur, por otro lado, se conectará la parada de autobús del Jardín San Francisco hacia un vestíbulo por medio de un túnel de 100 m de largo.

La estación tendrá como longitud total 106 m, longitud de los dos andenes 75 m y un ancho de 19 m. Tendrá tres accesos peatonales, uno situado sobre Avenida Revolución, otro sobre la Calzada Independencia Sur y los otros dos están sobre la calle Ramón Corona.

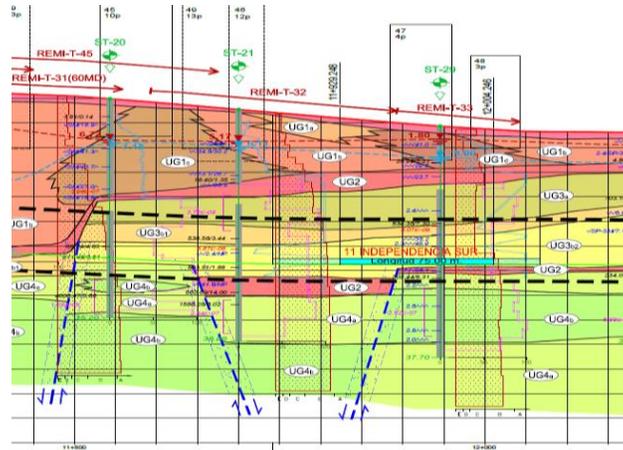


Figura 26, Perfil Estratigráfico de Estación Independencia (SENER, 2014)

Como se observa la estación está ubicada en un estrato de tobas piroclásticas (UG3B2), que a pesar de ser una arena limosa muy consolidada tiene un comportamiento entre roca y suelo, tiene un grado de alteración (IV-V), por facilidad se considera un suelo areno limoso muy compacto. Se tiene un nivel freático entre 1.50 a 2 m. Se pretende que las pantallas o muro Milán vayan colocados en el mismo estrato.

Estación Plaza de la Bandera

La estación se ubica sobre la Avenida Revolución al cruce con la calle Constancia. La estación estará entre el cadenamamiento 13+402.08 y 13+477.07. Se procederá a extraer la tuneladora ya que el resto de la línea se continuará por medio de una trinchera que la llevará a su parte elevada.

La estación tiene una máxima excavación de 26.25 m, por lo que estará sustentada mediante muros Milán. Los muros Milán serán excavados mediante una hidrofresa y colados in situ. Estarán rigidizados gracias a 4 niveles de losas, el nivel de superficie, el nivel de vestíbulo, el nivel intermedio y el nivel de losa de fondo. El espesor es de 1 m y estarán colocados hasta el estrato impermeable localizado a 28 m de profundidad.

Una vez terminado el perímetro de la estación con los muros Milán, se construirán las pantallas de los accesos y de las zonas de ventilación, que tendrán dos niveles de rigidez, uno de superficie y el otro en el nivel de vestíbulo. Tendrán un espesor de 80 cm y alcanzarán una profundidad de 20 m.

Una vez ejecutados los muros, se comienzan a conectar mediante los niveles antes mencionados, al llegar al nivel máximo de excavación se colocará una membrana de poliuretano, que tiene por objetivo impermeabilizar la estación. Después se ejecutará la losa de fondo, que tiene la forma de la cuna para el paso y alojamiento de la TBM. La losa de fondo se puede dividir en dos partes, la zona central y una zona donde se ubicará la estructura de reacción de la TBM.

La estación tendrá como longitud total 106 m, longitud de los dos andenes 75 m y un ancho de 19 m. Tendrá dos accesos peatonales, uno situado sobre Avenida Revolución, otro sobre el Parque de la Bandera.

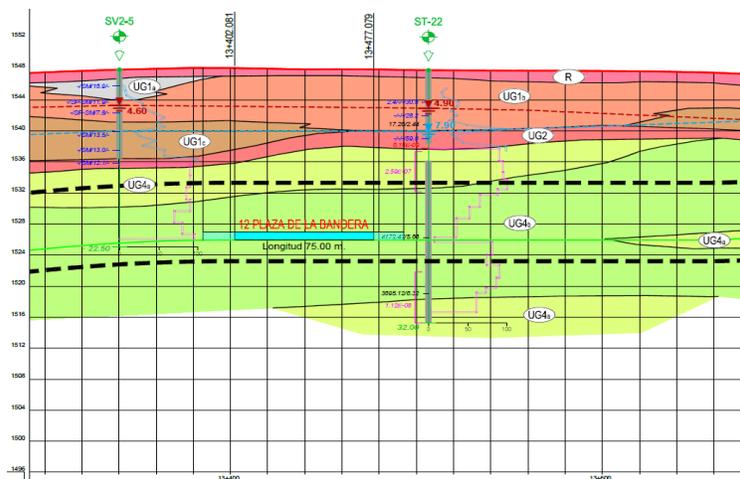


Figura 27, Perfil Estratigráfico de Estación Plaza de la Bandera (SENER, 2014)

Como se observa la estación está ubicada en un estrato de basalto masivo (UG4B), se pretende que las pantallas o muro Milán vayan colocados en el mismo estrato de basalto (UG4B), el cual tiene una resistencia a la compresión simple de 45 MPa por lo que se considera una roca muy blanda, al estar fuertemente fracturado y tener un RMR de 52.

3.2.4 Salidas de Emergencia

El túnel tendrá 3 salidas de emergencia, serán tres lumbreras conectadas al túnel por medio de galerías. Las lumbreras contarán con un sistema de escaleras. Las 3 salidas son diferentes debido al terreno donde serán excavadas:

Galerías	Cadenamiento	Tipo	Excavación
Registro Civil	9+674	Tipo 1, galería de emergencia y ventilación	Suelo
Jardín de la República	10+851	Tipo 2, galería de emergencia, ventilación y bombeo	Suelo
Revolución Poniente	12+604	Tipo 3, galería de emergencia, ventilación y bombeo	Roca

Galerías

Las galerías o conexiones son pequeños túneles que conectan el túnel, construido por la TBM, con las lumbreras de salida. Tienen una dimensión de 3.20 m de ancho y 3.45m de alto, dejando una sección libre de 2 m por 1.90 m.

El sostenimiento de la bóveda y hastiales de las galerías 1 y 2 será de 15 cm de espesor de concreto lanzado con fibras de acero, así como marcos de celosía para el apoyo de los micropilotes. El paraguas de micropilotes se diseñó para una carga muerta de 500 kN/m², un diámetro exterior de 114.30 mm y separados a 37 cm.

El sostenimiento de la bóveda y hastiales de la galería 3 será de 10 cm de espesor de concreto lanzado con fibras de acero y anclas que controlaran el movimiento de los bloques. Las anclas se colocarán después de la capa de sellado (3 cm de espesor), serán varillas de longitud de 2 m y $\Phi 25$, dispuestos de 1m por 1m.

El revestimiento de todas las galerías será con concreto reforzado de 40 MPa, con espesor en la bóveda y en hastiales de galerías 1 y 2 de 25 cm, mientras que espesor en hastiales y bóveda de la galería 3 de 30 cm

El proceso constructivo de las galerías es el siguiente:

- Quitar el endovelado para colocar en la bóveda un paraguas de micropilotes, lo que contrarrestará la inestabilidad de la bóveda durante la excavación.
- Excavar los primeros metros en avances cortos, colocando primero la capa de sellado e instalando los marcos de celosía en el interior del túnel. Para galerías 1 y 2. En el caso de la galería 3 colocar las anclas.
- Colocar el concreto lanzado (sostenimiento) y el revestimiento antes especificado.

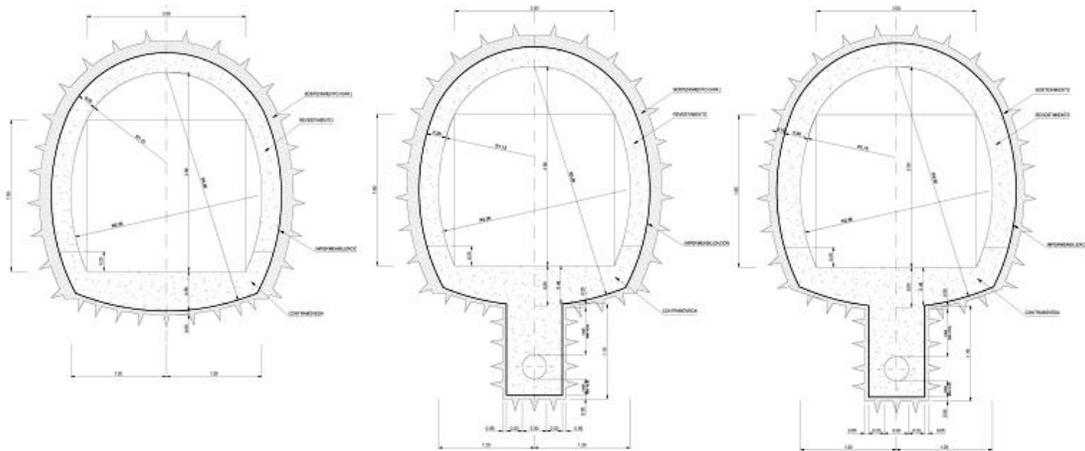


Figura 28, Tipos de Galerías, (Izquierda a derecha tipo 1, 2 y 3)
(SENER, 2014)

Lumbreras

Las lumbreras de salida tienen una dimensión de 9 x 5 m, dejando una sección interior de 3.4 x 7.4 m. Su construcción es a partir de pilas, formando pantallas o muro. Las pilas son ejecutadas mediante una camisa recuperable a roto percusión, tienen un metro de diámetro y 70 cm de separación entre ejes.

Existirán dos clases de pilas, primarias y secundarias, los primarios son de menor resistencia y funcionan como impermeabilización, las secundarias van armados y son las que reciben los empujes. Se colocarán a una profundidad de 34 m. Las pantallas irán rigidizadas por medio de tres niveles:

- Una viga de amarre en la cabeza (100 x 80 cm)
- Marcos intermedios
- Losa de fondo

Para la lumbrera del Registro Civil (tipo 1), las pilas serán colocadas a 34 m, se tendrán 8 marcos separados a cada 2.7 m en altura, la losa de fondo irá colocada a 26 m y tendrá 50 cm de espesor.

Para la lumbrera de Jardín Reforma (tipo 2), las pilas irán colocadas a 38 m, se tendrán 11 marcos separados a cada 2.7 m en altura, la losa de fondo irá colocada a 33 m y tendrá un

espesor de 80 cm. La losa que tapa el pozo será de 30 cm de espesor alineada con el último marco.

Para la lumbrera de Revolución Poniente (tipo 3), las pilas irán colocadas a 39.5 m, se tendrán 12 marcos separados a cada 2.7 m en altura, la losa de fondo irá colocada a 37.4 m y tendrá un espesor de 100 cm. La losa que tapa el pozo será de 30 cm de espesor alineada con el último marco.

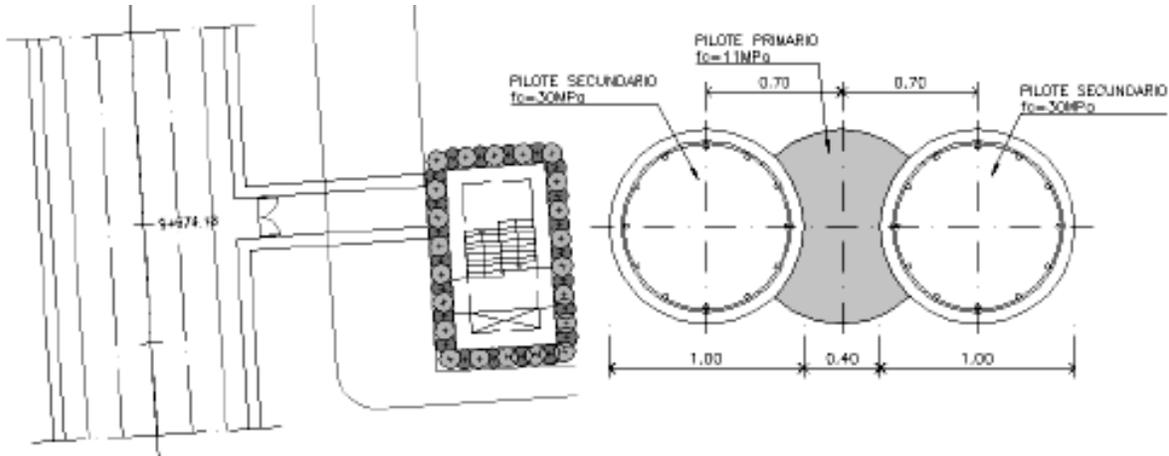


Figura 29, Planta de Salida de Emergencia y dimensión de pantalla de pilas (SENER, 2014)

3.2.5 Túnel

El túnel se construirá por medios mecánicos, usando un escudo tipo EPB de 11.55 m de diámetro y 95 m de largo. La longitud efectiva de construcción con tuneladora será de 3.35 km. La construcción del tramo 2 comenzara a partir del pozo de ataque y la trinchera Zapopan.

El trazo del tramo 2 queda dividido de la siguiente manera, tomando en cuenta el método constructivo, estaciones, trincheras, etc.

Cadenamiento	Obra	Método Constructivo
8+716 al 9+377.15	Trinchera Zapopan y Pozo de Ataque	Pantallas
9+377.15 al 9+486	Estación Normal	Pantallas
9+486 al 10+346.46	Túnel entre estaciones	EPB

10+346.46 al 10+455	Estación Alcalde	Pantallas
10+455 al 11+260	Túnel entre estaciones	EPB
11+260 al 11+427	Estación Catedral	Pantallas
11+427 al 11+897	Túnel entre estaciones	EPB
11+897 al 12+026	Estación Independencia	Pantallas
12+026 al 13+385	Túnel entre estaciones	EPB
13+385 al 13+493	Estación Plaza de la Bandera	Pantallas
13+493 al 14+053	Trinchera Tlaquepaque	Pantallas

La ejecución de la obra subterránea se hará con una EPB TBM, capaz de excavar a sección completa e ir colocando el sostenimiento, en este caso revestimiento final. El trabajo de la EPB no es continuo, esto quiere decir que la maquina detiene el proceso de excavación para colocar el revestimiento, en este caso un anillo de dovelas.

El proceso de una EPB es sencillo. El escudo o la parte frontal de la maquina controla la estabilidad del terreno y del túnel mediante el control y ajuste de la presión interior de la cabeza de corte, hasta equilibrarla con la presión externa.

En el proceso de excavación el material se mete a la cámara de la cabeza de corte donde se transforma en una pasta o un cake, el cual es un escombros simple de transportar. Esto facilita equilibrar las condiciones de presión en el frente, evitando la entrada no controlada de suelo y con ello los asentamientos. El suelo excavado es utilizado en la cámara de excavación para brindar la presión necesaria, de tal manera que la rueda de corte presiona al terreno, permitiendo excavar.

El material es extraído por medio de un tornillo, ubicado en la parte baja de la cámara, hacia el sistema de bandas de rezaga colocadas a todo lo largo del túnel, hasta su salida a superficie. La interacción entre la velocidad de giro del tornillo y la velocidad de avance de la máquina, asegura que la presión de la cámara pueda ser controlada.

Una vez completada la etapa de excavación, la maquina se detiene y los gatos de empuje se retraen para permitir la colocación del anillo de dovelas. Una vez colocado el anillo de

dovelas se inyecta el espacio anular (espesor de la máquina, espacio entre revestimiento y terreno) por medio de varias líneas de inyección colocadas en el faldón del escudo. Esta inyección es generalmente un mortero de baja resistencia. Una vez terminado este proceso se comienza un nuevo proceso de excavación.

El objetivo de la inyección no es solo rellenar el espacio anular, también asegura la estabilidad, impermeabilidad y evita asentamientos.

Algunos datos importantes de la tuneladora son:

Diámetro de la Cabeza de Corte	11.55 m
Presión Hidráulica	350 a 420 bares
Presión máxima al frente	3.5 bares
Velocidad de giro de la rueda	3.06 rpm
Extracción de rezaga	Tornillo Sinfín
Gatos de empuje	19 parejas
Empuje Máximo por gato	5172 kN
Apertura de la Cabeza de Corte	Entre el 30 y 40%
Puertos de Inyección en Cabeza de Corte	10 puertos
Puertos de Inyección en Cámara	4 puertos
Cámaras Hiperbáricas	2
Sensores de presión de tierra	7
Longitud de escudo y back up	110 m

En la rueda de corte se exigen unas aberturas mínimas del 30% y máximas del 40%, así como el uso de cortadores tipo ripper y discos para los tramos de terreno mixto y de roca. Para el túnel tendremos entonces un diámetro de excavación de 11.55 m y un diámetro interior de 10.50 m. La sección del túnel se muestra en la siguiente figura.

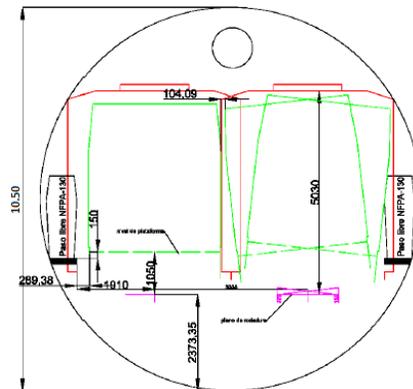


Figura 30, Sección del Túnel
(SENER, 2014)

Por otro lado, como revestimiento definitivo se usarán anillos de dovelas, cada anillo está constituido por 6 piezas más una dovela llave (en total 7), estas 6 dovelas definen 19 posiciones posibles para colocar la llave.

El túnel se diseñó con el sistema de dovela universal de 40 cm de espesor y una longitud media de 1.6 m. El anillo como ya se dijo se compone por 7 piezas, cuatro de tipo A (rectangulares), dos de tipo B, dos de tipo C y una trapezoidal de tipo K. La distribución de las juntas radiales es $360^\circ/(6+1/3)$. El sistema de dovela universal permite la máxima libertad de corrección del trazado y no depende de algún anillo correctivo para hacer esa modificación. Existe una coincidencia en ambas juntas longitudinales, por lo que el anillo deberá girar, definiendo las 19 posiciones posibles.

Las 5 estaciones deberán estar terminadas mucho antes del paso de la TBM. Por lo que se colocarán unos tratamientos o zonas de estanqueidad a la entrada y salida de las estaciones, dentro de estas zonas se albergara por completo el escudo. Esto solo aplica en suelo por lo que se realizarán en todas las estaciones excepto Plaza de la Bandera, que se encuentra en roca.

Se construyen estos tratamientos con el propósito de evitar filtraciones, arrastre de material y sifonamientos al penetrar la maquina el muro Milán de la estación. Ya sea a la entrada o a la salida de la estación se pierde compacidad del terreno alrededor del escudo por lo que se pueden crear chimeneas. Estos tratamientos previenen la pérdida de presión de aire

alrededor del escudo, así como evita la entrada de agua y suelo hacia el interior de la estación.

Una vez que entre la TBM a la estación se colocará sobre una cuna de concreto armado, la maquina cruzará toda la estación por sí misma, usando los gatos de empuje sobre dovelas del piso que irá colocando. Una vez colocadas esas dovelas de piso se instalará los rieles para que el *Back up* pueda seguir avanzando.

Para la salida de la estación de la TBM, se deberá tener listo:

- el tratamiento ubicado a la salida
- colocar el sello anular para la máquina
- instalar un anillo temporal dentro de la cola del escudo
- instalación de un marco o estructura de reacción en la base de la estación
- instalación de un nuevo anillo y empuje de la TBM a través del sello.

En la zona del muro Milán por donde pasará el escudo se debe colocar el refuerzo de varillas de fibra de vidrio en vez de acero, ya que la máquina no puede cortar el acero. Se deberá construir además una viga perimetral de concreto reforzado contra el muro Milán, alrededor de la zona del paso del escudo, este refuerzo funciona como cara perpendicular para el sello de entrada y compensar el grado de inclinación de lanzamiento.

Este proceso es el mismo para el lanzamiento de la máquina al inicio de la estación Normal.

Por otro lado está planeado unas zonas de mantenimiento, las cuales tienen como propósito la revisión completa de la tuneladora, pero en especial de la cabeza de corte y los rodamientos. Se proponen estas zonas para lograr hacer las intervenciones con presiones atmosféricas y evitar las intervenciones hiperbáricas. Con este fin se han propuesto ocho puntos de revisión, seis en zona de suelos y dos en zona de roca. Son paradas programadas para realizar el mantenimiento del escudo y del *Back-up*, garantizando que la excavación del túnel se realice correctamente y en condiciones de máxima seguridad.

Para realizar estos tratamientos se usará la técnica de jet grouting, como se muestra en la siguiente figura:

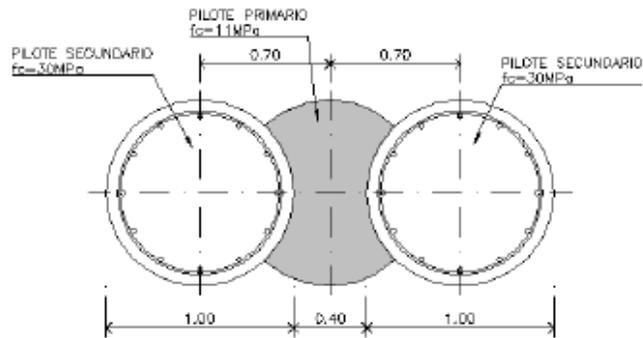


Figura 32, Pilas Primarias y Secundarias
(SENER, 2014)

Las losas superior e inferior son de concreto armado de 1 m de espesor, se apuntalarán cada 5 a 7 m para la colocación de los niveles intermedios. Entre el cadenamiento 9+220 y 9+255 se produce un cambio de sección, al unirse la trinchera con el pozo de ataque, por lo que las losas superior e inferior serán de 2 m de espesor y el nivel intermedio servirá como rampa de acceso para los autobuses del CETRAM.

Del cadenamiento 9+255 al 9+380 la sección del pozo de ataque y la de la trinchera se convierten en la misma, por lo que la losa superior es plana de 1.50 m de espesor, mientras que la losa inferior es en forma de arco. Se usan muros Milán que son soportados por niveles de puntales. La trinchera termina llegando al trasdós de la estación Normal, donde se colocará la estructura de reacción y se harán los preparativos necesarios para comenzar la excavación. Esto es colocar el sello y viga perimetral para que la máquina pueda a travesar la estación.

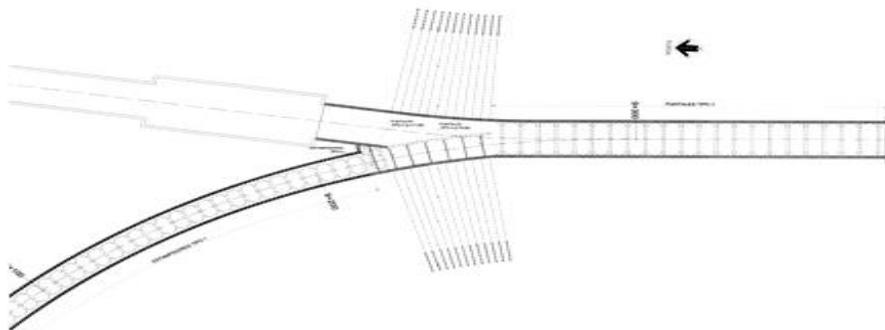


Figura 33, Planta Trinchera Zapopan
(SENER, 2014)

Trinchera Tlaquepaque

La Trinchera Tlaquepaque se ubica a lo largo de la Avenida Revolución, desde la estación Plaza de la Bandera hasta el cruce de Avenida Revolución con la calle Reyes Flores. La trinchera servirá como cambio de sección del trazo (túnel a viaducto elevado). Cabe resaltar que terminados los 5.35 km de túnel, la máquina saldrá por la trinchera Tlaquepaque a la superficie.

En la trinchera se pueden identificar dos secciones diferentes, una más ancha de 13.13 m y otra de 9.20 m. La primera zona (13.13) va del cadenamamiento 13+493.80 al 13+649.50, y la segunda zona (9.20) va de ahí al final de la trinchera.

La trinchera es una sección tipo cajón, que va creciendo en su altura, conforme se va ganado profundidad. La sección es conformada por muros Milán, los cuales tienen 4 niveles de losas que aumentan su rigidez, las losas de cubierta, de fondo y las intermedias.

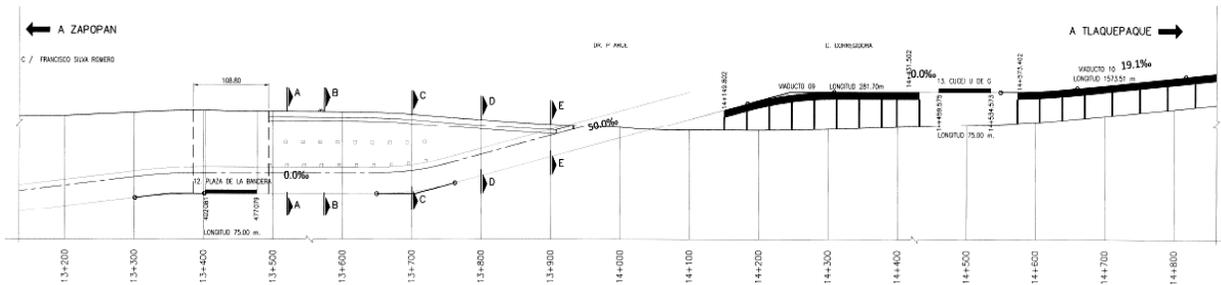


Figura 34, Perfil de Trinchera Tlaquepaque (SENER, 2014)

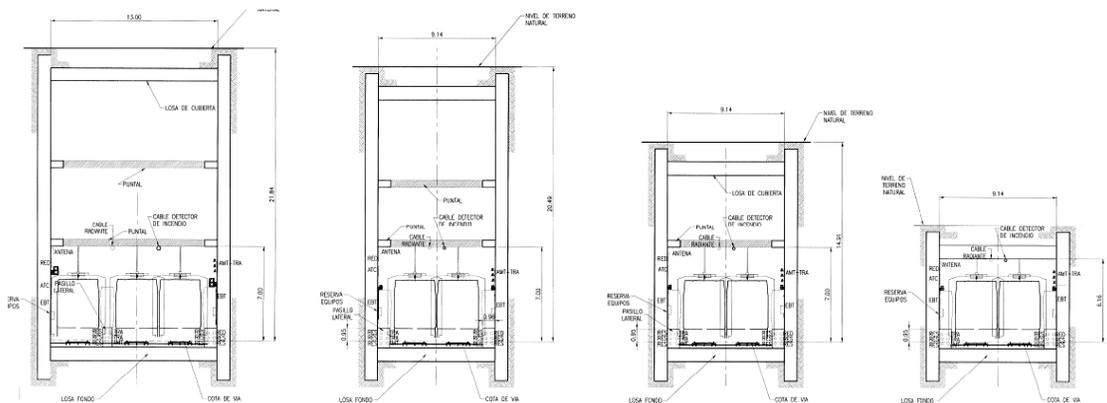


Figura 35, Sección de trincheras (SENER, 2014)

3.2.6 Conexión con Línea 2

La construcción del túnel cruzará la Línea 2 del tren Ligero de Guadalajara en el cadenamiento 11+400, ubicado entre la Avenida Juárez y 16 de Septiembre. La línea 2 tiene unas dimensiones interiores de 4.4 m de alto y 7.6 m de ancho.

El túnel está compuesto por marcos y protegido por una pantalla de pilas tangentes de 1 m de diámetro. La viga de atado de la pantalla así como la cubierta del marco se encuentran a 1.2 m de profundidad. El andén está a 5 m de profundidad, por lo que se le considera que es una estructura somera.

El andén de la línea 3 se conectará a la estación existente por medio de una galería de 12 m de longitud a 13 m de profundidad y unas dimensiones interiores de 4 m de ancho y 4.6 m de alto. Como protección, antes de la excavación se ejecutarán inyecciones verticales e inclinadas desde la losa de nivel intermedio y desde la galería de conexión.

La inyección tratará un volumen de terreno de 17 m de largo, 12.6 m de ancho y 6 m de alto, con lo cual se busca garantizar mejores propiedades del terreno.

Las propiedades que tendrá el suelo mejorado serán:

$E=400 \text{ MPa}$

$\sigma_c=2 \text{ MPa}$

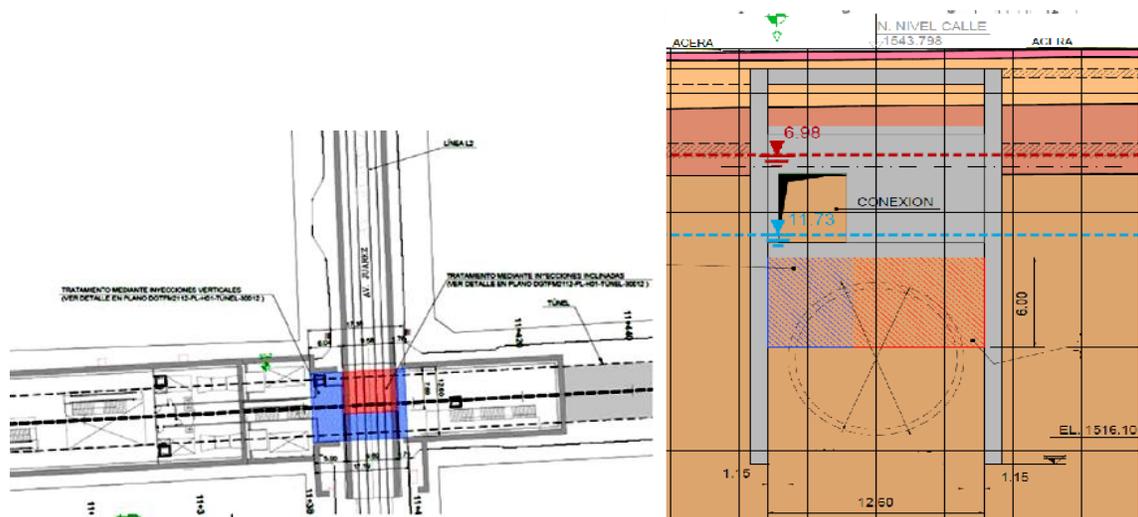


Figura 36, Tratamiento para el cruce con Línea 2
(SENER, 2014)

3.3 Restricciones Impuestas por el Dueño

El objetivo de estas restricciones es reducir el riesgo inicial y potencial de sufrir daños los edificios históricos. Una vez localizados los edificios potenciales dentro de la zona de influencia del túnel, se definirá la tolerancia de los edificios a los movimientos inducidos por el túnel y se estimará los movimientos esperados en cada edificio.

Los movimientos son producidos por el manejo de la TBM que en condiciones normales presenta deformaciones en el frente, de manera radial al escudo y de manera radial a la cola.

Para las estructuras subterráneas existentes, se debe primer calcular el asiento y la distorsión angular máxima, localizando aquellos donde el movimiento vertical sea mayor de 10 mm y que su distorsión angular sea mayor a 1/500. De ocurrir se considera un nivel de acción.

El cálculo de asientos generados en superficie se puede calcular de la siguiente manera:

$$S = S_{\max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i_0^2}}$$

S: asiento bajo la abscisa x

S_{máx}: asiento máximo en superficie

Vs: volumen de asientos en la superficie (pérdida de suelo)

$i_0 = Kz_0$; donde

K: ancho de la cubeta

z_0 : profundidad del eje del túnel

Se ha considerado que los edificios existentes no presentan daños estructurales previos al comienzo de la obra y se han determinado las medidas geométricas de los edificios, así como su altura y profundidad de cimentación. Pero dentro de la zona de influencia existen ciertos edificios de alto valor histórico que requieren un estudio específico, por lo que se establecen límites admisibles de asentamientos, distorsión angular y deformación horizontal diferentes a los mencionados.

Movimiento Vertical: $S_{m\acute{a}x} < 6 \text{ mm}$

Distorsión Angular: $\beta < 1/2000$

Deformación Horizontal: $\delta_h < 0.1\%$

Los edificios que se analizará bajo esta metodología serán:

- Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe
- Templo de San José
- La casa de los perros
- Palacio Municipal
- Catedral de Guadalajara
- Templo de San Francisco

CARACTERÍSTICAS EDIFICIOS			CARACTERÍSTICAS TÚNEL Y TERRENO		
Edificio	d(m)	p _{cim} (m)	Terreno atravesado	Heje (m)	k
Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	13.75	4	ug1c/d	21.86	0.49
Templo de San José	11.15	4	ug1c+r+ug1a	25.77	0.53
La casa de los perros	13.71	3	ug1c/d	27.27	0.49
Palacio Municipal	12.38	8	ug1c/d	25.57	0.49
Catedral de Guadalajara	8.0	4	ug1c/d	24.37	0.49
Templo de San Francisco	0	4	ug1b	25.82	0.50

d=distancia al eje del túnel

p_{cim}=profundidad de la cimentación

Heje=profundidad del eje del túnel

k=parámetro de anchura de la cubeta

i=abscisa del punto de inflexión

Vs%=pérdida de suelo

S_{máx}=Asiento máximo, coincidente con el eje del túnel.

S_{edit}=Asiento máximo en correspondencia del edificio

β=distorsión angular máxima en correspondencia del edificio

δ_h=deformación horizontal máxima en correspondencia del edificio

UNIDAD GEOTÉCNICA	
R	Relleno antrópico
UG0	Aluvial reciente
UG1a	Toba Tala
UG1b	Toba Tala
UG1c	Toba Tala
UG1d	Toba Tala
UG2	UG3A ignimbritas
	UG3B1 Tobas piroclásticas (GM III-IV)
	UG3B2 Tobas piroclásticas (GM IV-V)
	UG3C Tobas cineríticas
	UG4A Basalto vacuolar
	UG4B Basalto masivo
UG4C Riolitas	

MOVIMIENTO MÁXIMO EN LA SUPERFICIE				
Edificio	i	Vs %	S _{máx} (mm)	S _{edif} (mm)
Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	10.71	0.54	17.752	7.785
Templo de San José	13.66	0.70	18.044	12.93
La casa de los perros	13.36	0.54	14.225	8.40
Palacio Municipal	12.53	0.54	15.173	9.31
Catedral de Guadalajara	11.94	0.54	15.918	12.72
Templo de San Francisco	12.91	0.57	15.543	15.54

MOVIMIENTO MÁXIMO A COTA DE CIMENTACIÓN						
Edificio	i	Vs %	S _{máx} (mm)	S _{edif} (mm)	β	δ_h
Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	9.1315	0.54	20.819	6.701	1.1E-03	0.032%
Templo de San José	11.8992	0.70	20.711	13.351	1.1E-03	0.028%
La casa de los perros	12.1339	0.54	15.668	8.275	7.7E-04	0.025%
Palacio Municipal	9.2823	0.54	20.481	8.416	1.2E-03	0.030%
Catedral de Guadalajara	10.3329	0.54	18.399	13.634	1.1E-03	0.034%
Templo de San Francisco	11.2516	0.57	17.835	17.835	9.6E-04	0.069%

Figura 37, Resultados en Edificios Históricos
 (SENER, 2014)

Dados los resultados se puede comprobar que todos los edificios están por arriba de los umbrales marcados, por lo que se deberán proteger por medio de tratamientos especiales, los cuales serán explicados a detalle más adelante.

Aun no existe una clasificación en función de estado y sensibilidad estructural del resto de los edificios y estructuras superficiales, por lo que se instrumentarán aquellos dentro de la zona de afectación y se llevará un control de sus movimientos. Se tendrán dos umbrales o niveles, un primer umbral de alerta y el segundo un nivel de acción.

Nivel de Alerta:

Movimiento vertical: $S_{máx} < 4 \text{ mm}$

Distorsión Angular: $\beta < 1/3000$

Nivel de Acción:

Movimiento vertical: $S_{máx} < 6 \text{ mm}$

Distorsión Angular: $\beta < 1/2000$

Por otro lado, el suelo del Templo de San Francisco se mejorará mediante la técnica de Jet Grouting, el cual es un tratamiento de mejoramiento masivo, que tiene por objetivo aumentar la capacidad de carga de la cimentación del templo y reducir su permeabilidad. Las columnas de Jet Grouting irán 2 m por debajo de la clave del túnel y 4 m radiales a la excavación, el túnel en esta zona tiene una cobertura a la clave del túnel de 19 m.

El tratamiento deberá garantizar los siguientes umbrales:

$E=2500$ MPa

$\sigma_c=5$ MPa

$k=10^{-8}$ m/s.

Existe otro análisis para las llamadas estructuras singulares, las cuales se cruzan en el trazo de la Línea 3.

- Túnel Hidalgo
- Túnel Línea 2

Dada la complejidad para estudiar el efecto de excavación sobre estas dos estructuras, el proyectista realizó una modelación en FLAC 3D, donde considera que si el movimiento vertical inducido es inferior al límite admisible, fijado en 10 mm estas estructuras no correrán riesgo.

ESTRUCTURAS SINGULARES			
VARIABLE	UMBRAL ADMISIBLE	TÚNEL DE HIDALGO	TÚNEL LÍNEA 2
Desplazamiento vertical (mm)	10	9.6	1.4

Figura 38, Resultados en Estructuras Singulares (SENER, 2014)

Con los resultados de los modelos se determina que las dos estructuras se encuentran por debajo del umbral admisible, por lo que no deberán sufrir daños.

Por otro lado, el Contratista tiene como obligación hablar con las autoridades del INAH sobre los edificios y monumentos históricos que se verán afectados durante la construcción del proyecto. El INAH, dentro de su Coordinación Nacional de Monumentos Históricos, tiene la obligación de preservar, estudiar y difundir el patrimonio histórico de la nación. Una de las funciones primarias es la vigilancia, conservación y restauración de los monumentos arqueológicos, históricos y artísticos del país.

El INAH tiene varias categorías para identificar estos monumentos, uno de los que más interesan al proyecto es el de Monumentos Históricos, ya que describe a los edificios como bienes vinculados con la historia de la nación. Se declaran inmuebles históricos a los construidos a partir de la llegada de la cultura hispánica al país, entre los siglos XVI al XIX, como casas religiosas, iglesias, establecimientos para enseñanza, para fines civiles, militares, o bien de fines privados.

Se hicieron informes notariados inspeccionando a detalle la estructura, cimentación y la condición arquitectónica actual de diferentes edificios como el Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe, la Casa de los Perros, el Palacio Municipal, la Catedral de Guadalajara y el Templo de San Francisco. Por otro lado, se deben entregar informes sobre las obras inducidas y sus modificaciones en los edificios y sus cercanías, como los cambios de líneas de drenaje, agua potable, líneas telefónicas, líneas de electricidad, etc.

Se han realizado calas en los edificios históricos para determinar la profundidad y estado de las cimentaciones. En una de las calas de la Catedral se encontraron vestigios muy antiguos por lo que el INAH pidió parar los trabajos y estudiar el caso con detalle, al final no será un inconveniente para la construcción del túnel.

IV. SISTEMAS DE PROTECCIÓN

4.1 Aspectos Generales

Durante la fase I de análisis, se indicaron los edificios a estudiar específicamente debido a posibles movimientos superiores a los admisibles, por lo que es necesario implementar tratamientos de protección que permitan reducirlos.

La construcción del túnel induce deformaciones verticales y horizontales en el terreno que pueden afectar las edificaciones, servicios y otras infraestructuras cercanas, al considerarse peligrosas se deberá planear tratamientos que garanticen la estabilidad de las estructuras sin provocar daños sobre las mismas. En la construcción del túnel de la línea 3, su traza pasa muy cerca de 6 edificios históricos, estando ubicados dentro del radio de influencia del túnel. Se considera que 3 de ellos son de alto valor histórico y los otros 3 de mediano valor.

Los edificios con alto valor histórico son la Iglesia del Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe, el Templo de San José y la Catedral Metropolitana. Mientras que los de menor valor son la Casa de los Perros (solo la fachada), el Palacio Municipal y el Centro Comercial subterráneo, ubicado frente a la Catedral.

Se realizaron visitas a los edificios durante las cuales se analizaron e interpretaron anomalías, características constructivas y funcionales, el estado de conservación y su desempeño en términos de seguridad estructural. La mayoría de los edificios se encuentran en buen estado de conservación, aunque se llegan a observar fisuras, filtraciones, caídos del revestimiento de piedra y huecos en las juntas. Para la mayoría de estos edificios se desconocen los datos de su constitución estructural y constructiva (cimentaciones, geometría y dimensiones). La única excepción sería la Catedral la cual no se encuentra monitoreada actualmente. Se deberá poner mucho cuidado al monitoreo de las dos torres ya que en ambas presentan grietas y refuerzos parciales.

Los edificios de mayor valor histórico serán protegidos por medio de unas pantallas de pilas separadas, mientras que los edificios de menor valor histórico serán protegidos con unas pantallas de micropilotes. La colocación de las pantallas de micropilotes y de pilas tendrá

la función de evitar asentamientos considerables al paso de la TBM, así como evitar una situación crítica como lo sería una falla de fondo.

Se realizan otros tratamientos para mejorar el terreno:

1. Jet Grouting para Templo de San Francisco
2. Inyecciones para el cruce con la Línea 2 del TEU

El primero es un tratamiento especial para zona del Templo de San Francisco, en el cual se aplicará Jet Grouting a un largo de 100 m, incluso bajo una esquina del templo. Esta técnica tiene por objetivo mejorar la resistencia a la compresión simple del terreno, brindando mayor capacidad de carga a la cimentación del edificio e incrementando la estanqueidad del subsuelo.

El segundo es un tratamiento por Inyecciones verticales e inclinadas, que funcionará como protección de la Línea 2 del TEU del paso de la TBM. El tratamiento tiene por objetivo reducir la deformación del terreno y limitar la afectación producida por el túnel sobre la línea existente.

Las inyecciones se llevarán a cabo desde la losa de nivel intermedio de la Línea 2 y desde la galería de conexión. El volumen de terreno tratado será de 17 m de largo, 12.6 m de ancho y 6 m de alto.

4.1.1 Pantallas de Pilas para edificios de alto valor histórico

Los tres edificios son la Iglesia del Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe, el Templo de San José y la Catedral Metropolitana.

Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe

Es una iglesia dedicada a la Virgen de Guadalupe. Su construcción comenzó en el año de 1777 y duro cerca de 4 años bajo la dirección de Fray Antonio Alcalde. Fue construida a base de cantera y mampostería, para finales del siglo XIX el templo se amplió con los cruceros, una cúpula y las naves del presbiterio.

Hoy en día es reconocido como uno de los templos más emblemáticos de la Ciudad de Guadalajara, siendo protegido por el INAH. Está situado a 10.3 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones de 45 m x 45 m en planta.

Templo de San José

Fue construido durante la segunda mitad del siglo XIX, de este recinto destaca un único campanario. Junto al templo se puede encontrar el jardín Reforma y la Iglesia Nacional Presbiteriana. Es un templo muy parecido a la Iglesia del Carmen de Celaya en Guanajuato. Antes de existir, estaba el Convento de Santo Domingo, el cual fue destruido durante la Guerra de Reforma.

Está situado a 11 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones de 58 m x 36 m en planta, una torre en la pared sur de 5 m por 5 m de planta y 22 m de cobertura hasta la clave.

La Catedral de Guadalajara

La edificación comenzó en 1561 bajo la supervisión de Fray Pedro de Ayala, fue abierta al público en 1618, pero aún seguía en construcción debido a la falta de dinero.

Durante la Guerra de Reforma, se buscó minimizar el poder económico y político de la Iglesia, promulgándose las Leyes de Reforma. Contenían varias leyes como la Ley de las Iglesias y la Nacionalización de bienes eclesiásticos, donde se dispusieron temas como: libre culto, regulación de cobro de derecho parroquial, separación de la Iglesia y el Estado, matrimonio civil; secularización de cementerios; registro civil para el nacimiento, matrimonio y defunción; supresión de monasterios; exclaustación de monjas; y calendario de fiestas públicas laicas.

Este periodo afectó muchísimo a la Iglesia por lo que poco a poco gracias a la ayuda financiera de varios fieles, fue decorada con mejores altares y se le fueron construyendo las torres.

Sufrió muchos daños debido a varios sismos ocurridos durante los siguientes años, siendo el mayor en 1818, cuando las torres y la cúpula se derrumbaron. Duró muchos años sin torres, hasta que a mediados del siglo XIX un arquitecto fue el encargado de construirlas nuevamente y para aligerarlas se puso piedra pómez.

Hoy en día albergan a 16 campanas. Actualmente sigue teniendo daños debido a sismos ocurridos a finales del siglo XX, a la vibración causada por la circulación del túnel de Avenida Hidalgo y posiblemente a la falta de mantenimiento y corrección de los daños históricos. Entre los riesgos que presenta es una leve inclinación de la torre norte, el hundimiento y daños estructurales de la cúpula.

Está situada a una distancia variable entre 10.8 m y 2.81 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones de 70 m x 74 m en planta y dos torres en la pared oeste de 12 m por 12 m de planta. La cobertura sobre la clave será de 18 m.



Figura 39, De izquierda a derecha El Santuario, San José y La Catedral (SENER, 2014)

Geometría de la Pantalla de Pilas

Las pilas serán de 1.5 m de diámetro y separadas a cada 20 cm, la pantalla tendrá una profundidad aproximada de 32 m, teniendo en mente que ira siempre 2 m por debajo de la contrabóveda del túnel. En superficie las pilas irán unidas por medio de una viga de amarre de 1.50 m por 1.50 m. El arreglo de la pantalla es el siguiente:

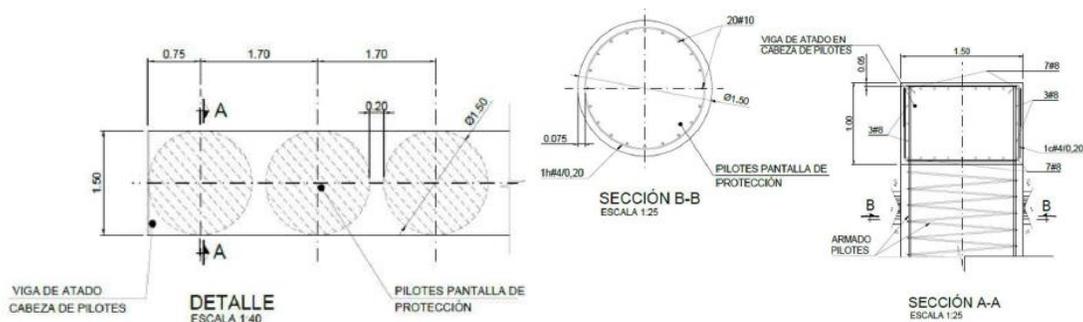


Figura 40, Arreglo Geométrico de la Pantalla de Pilas (SENER, 2014)

En la siguiente figura se muestra cómo quedará colocada la pantalla para la Catedral y para el Santuario.

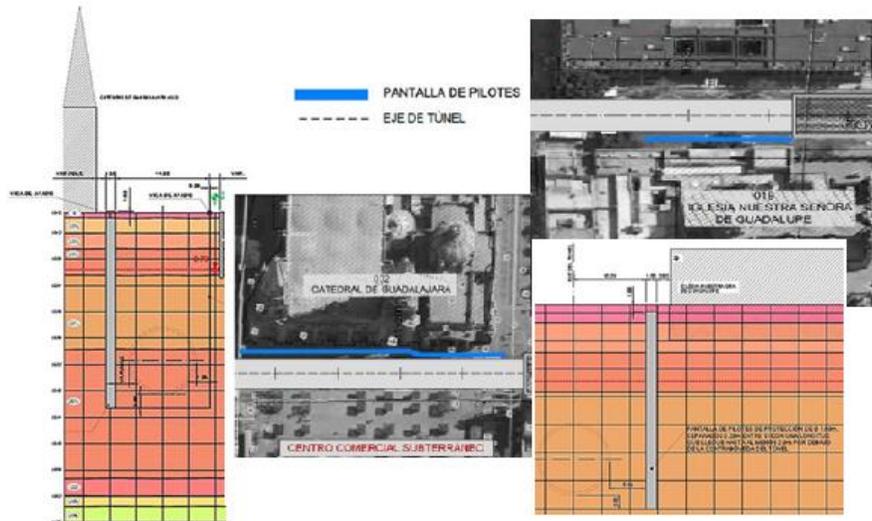


Figura 41, De izquierda a derecha la Pantalla de Pilas para Catedral y el Santuario (SENER, 2014)

En el caso del Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe, la pantalla se situará a 5.1 m del hastial del túnel, tendrá una profundidad de 29 m y 37 m de longitud.

Para el Templo de San José, la pantalla se situará a 2.5 m de distancia del hastial del túnel, tendrá una profundidad de 30 m y 70 m de longitud.

Esta geometría fue modificada para la pantalla de Catedral, la cual tiene una distancia variable al eje del túnel, desde 2 m a una distancia mínima de 0.51 m. una profundidad 30 m y 84 m de longitud. Se usarán dos tipos de pilas, la primera estará en sección tipo tangente con 1.20 m de diámetro mientras que para el segundo tipo estarán en tres bolillo con separación de 25 cm y un diámetro de 1 m. El arreglo de la pantalla es el siguiente:

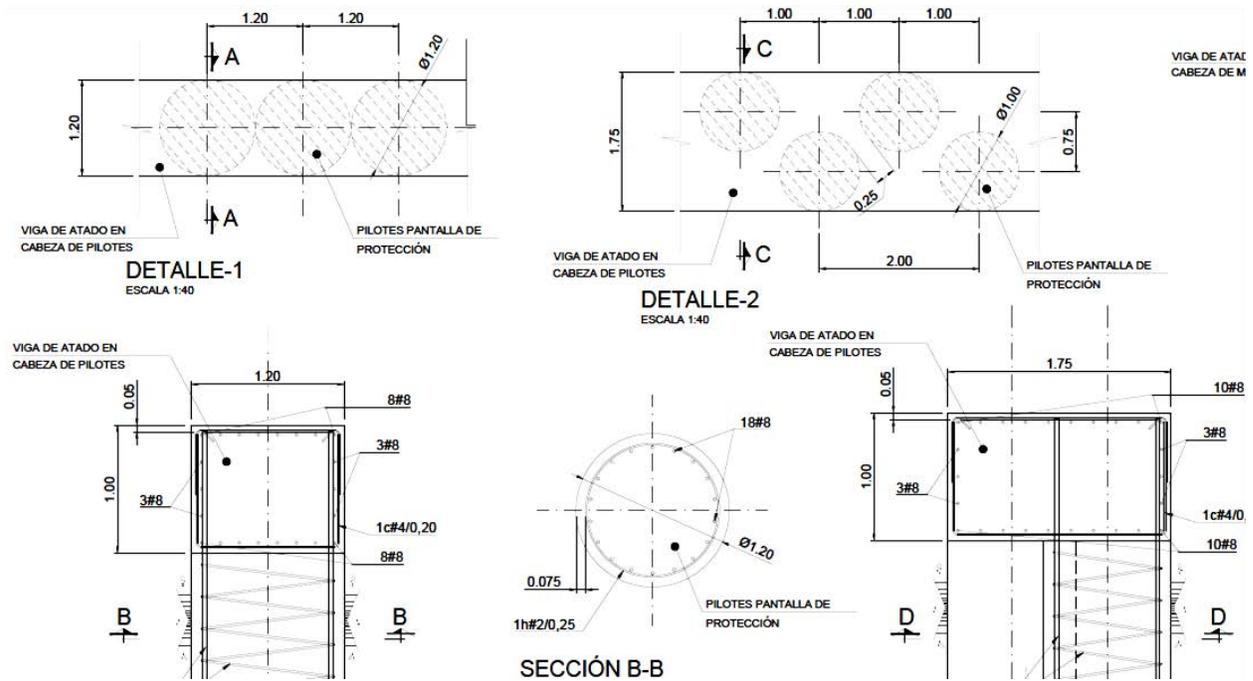


Figura 42, Arreglo Geométrico de la Pantalla de Catedral
(SENER, 2014)

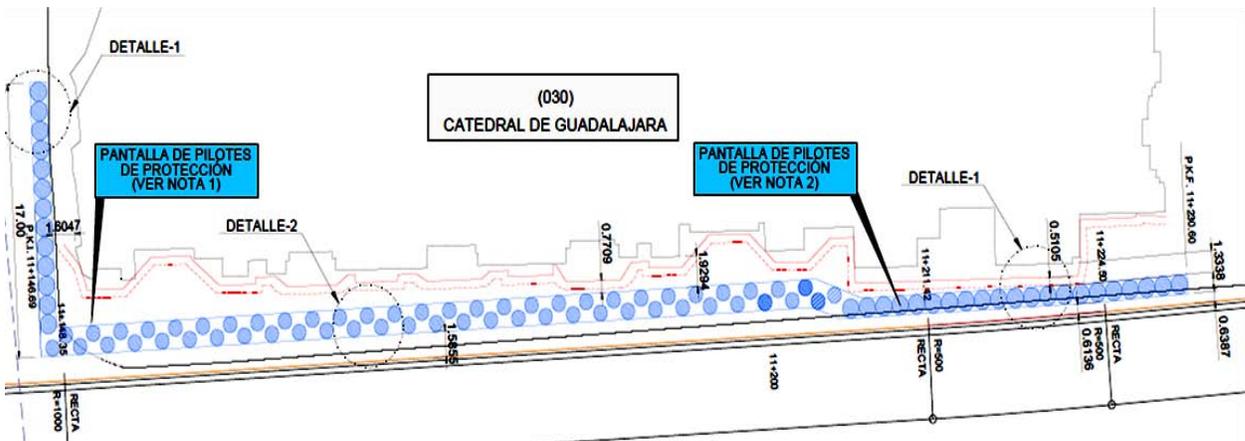


Figura 43, Pantalla de Catedral
(SENER, 2014)

4.1.2 Pantallas de Micropilotes para edificios de menor valor histórico

Los tres edificios de valor intermedio son la Casa de los Perros (solo la fachada tiene importancia histórica), el Palacio Municipal y el Centro Comercial subterráneo, ubicado frente a la Catedral.

La Casa de los Perros

La casa es conocida por este nombre ya que en lo alto de su fachada hay dos perros quienes vigilan el inmueble día y noche. Desde 1994 es el Museo Nacional de Periodismo y/o impresión, pero su inicio fue como casa de la primera imprenta de Guadalajara.

En 1773 se estableció la primera imprenta de Guadalajara, publicando el primer periódico independiente en 1810 llamado “El Despertador Americano” y una publicación dedicada a la memoria de Antonio Alcalde “Elogios Fúnebres”. Después de un tiempo la casa fue comprada por la familia Flores quienes la remodelaron hasta lograr la fachada actual, así como la edificación de un mausoleo.

Para 1950 se amplió la Avenida Alcalde y la casa fue reducida perdiendo gran parte de su terreno, respetando solo la fachada. Durante muchos años estuvo abandonada, hasta que por 1990 la propiedad fue vendida al ayuntamiento, quien lo convirtió en el actual museo.

Está situada a 13.7 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones de 24 m x 30 m en planta y cuenta con dos niveles.

El Palacio Municipal de Guadalajara

El Palacio Municipal es un edificio relativamente nuevo. A finales de los años cuarenta y principios de los cincuentas, se dio una reestructuración o remodelación del centro de Guadalajara por lo que parte de los antiguos edificios fueron destruidos, con el fin de ampliar calles y avenidas, así como la construcción de un nuevo Palacio Municipal.

Se adquirió un predio ubicado sobre la Avenida Alcalde, ocupado por el Palacio del ex arzobispado. Los trabajos comenzaron en 1948 y fue inaugurado en 1952. Tuvo una remodelación completa, desde cimentación hasta su estructura, pero dejó la arquitectura tradicional de los palacios antiguos.

Está situada a 13 m del eje del túnel, tiene unas dimensiones de 57 m x 54 m en planta y cuenta con dos niveles de altura y un sótano de 5 m de altura. Tendrá 19 m de cobertura hasta la clave.

Centro Comercial Subterráneo frente a la Catedral

Está ubicado exactamente frente a Catedral, entre las calles de Hidalgo, Morelos y Avenida Alcalde, el cual desde 1992 es conocido como Plaza Guadalajara. Superficialmente se encuentra una explanada con una fuente en el centro, abajo se construyó un estacionamiento y un pasaje comercial con 92 locales de 5 m² cada uno, en total se le quitaron 400 m² al estacionamiento del lado sur (Avenida Alcalde y Morelos).

Se desconocen sus dimensiones por lo que deberá de tener antes de comenzar con el tratamiento.



Figura 44, De izq. a der. Casa de los Perros, Palacio Municipal y Plaza Guadalajara
(SENER, 2014)

Geometría de la Pantalla de Micropilotes

La pantalla de micropilotes serán de 20 cm de diámetro, con tubo de acero de 13.9 cm de diámetro exterior, espaciados a 50 cm, irán inyectados en el espacio anular (entre el tubo y el terreno) con una lechada de cemento. En su parte superficial irán unidos por una viga de amarre de 50 por 50 cm El arreglo de la pantalla es el siguiente:

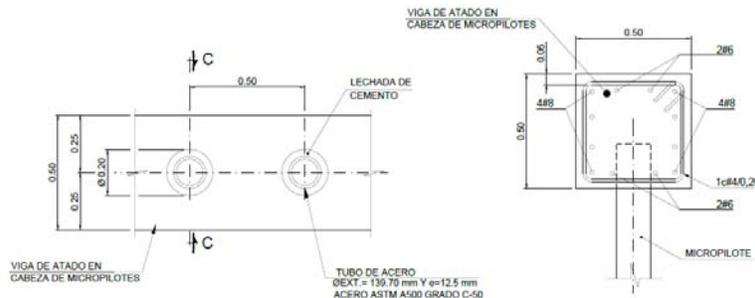


Figura 45, Arreglo Geométrico de Pantalla de Micropilotes
(SENER, 2014)

En el caso de la Casa de los Perros, la pantalla se situará a 6.4 m del hastial del túnel, tendrá una profundidad de 34.5 m y 31 m de longitud.

Para la Plaza Guadalajara frente a la Catedral, la pantalla se situará a 2 m de distancia del hastial del túnel, tendrá una profundidad de 30 m y 75 m de longitud.

La pantalla del Palacio Municipal, tendrá una distancia al eje del túnel, de 5 m, una profundidad 31 m y con 62 m de longitud.

El túnel pasará muy cerca por lo que se propone hacer una pantalla de micropilotes (siguiente figura marcas en verde), con el fin de proteger la cimentación y la estructura de este templo histórico, evitando asentamientos, cambios de nivel freático y falla de fondo por el paso de la tuneladora.

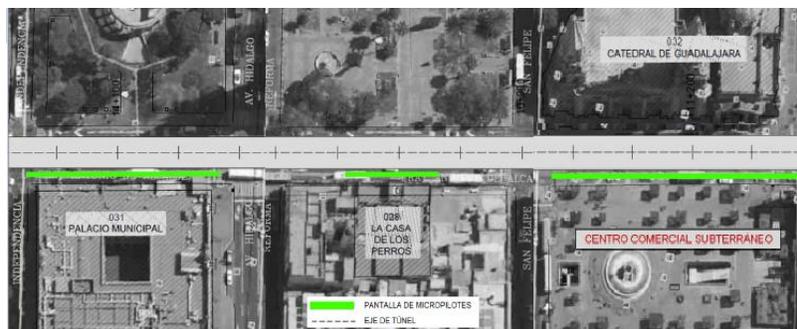


Figura 46, De izq. a der. Palacio Municipal, Casa de los Perros y Plaza Guadalajara (SENER, 2014)

Nombre edificio	PK Inicial	PK final	Tratamiento previsto
Iglesia Nuestra Señora de Guadalupe	10300	10350	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
Templo de San José	10760	10820	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
La casa de los perros	10840	10880	Pantalla de micropilotes $\phi_{per}=0.20$ m separados entre sí 0.50 m
Palacio Municipal	11070	11130	Pantalla de micropilotes $\phi_{per}=0.20$ m separados entre sí 0.50 m
Catedral de Guadalajara	11150	11230	Pantalla de pilotes $\phi=1.50$ m separados entre sí 0.20 m.
Templo de San Francisco	11700	11760	Tratamiento de Jet Grouting en el entorno del túnel que se extiende desde 2 m por debajo del eje hasta 4 m radiales alrededor de la excavación.

Figura 47, Tabla Resumen de Tratamientos (SENER, 2014)

4.2. Pantalla de Pilas en la zona de Catedral

La modelización numérica tiene por objetivo simular la construcción del túnel con EPB del tramo de Catedral y determinar el efecto de la pantalla de pilas ante las deformaciones inducidas. La pantalla tiene como función minimizar las deformaciones verticales durante la construcción del túnel, se considerará válida su construcción cuando los resultados del modelo sean menores al límite admisible.

4.2.1 Descripción del Modelo

Se estudian las deformaciones inducidas por la excavación del túnel en la Catedral, la cual está situada a 11 m del eje de este. La Catedral tiene unas dimensiones de 70 por 74 m y dos torres de 12 por 12 m, además un peso de 20 t/m² y de 50 t/m² para las torres. En el modelo se simula como una sobrecarga equivalente a 50 t/m², distribuida uniformemente, aplicada a la cota de cimentación, 4 m de profundidad.

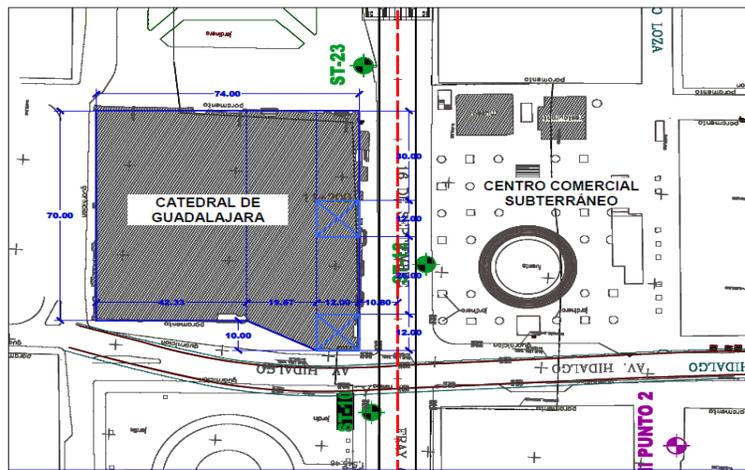


Figura 48, Planta de la zona
(SENER, 2014)

Por otro lado, para el modelo hay que considerar la geometría del túnel y la geotecnia del sitio. En este tramo el túnel transcurre mayormente en materiales del tipo (UG1c / UG1d), llamado toba tala o arena limosa, siendo la profundidad de rasante 24.8 m y la altura de agua sobre la clave de 8.8 m.

La construcción del túnel es simulada mediante la aplicación de dos elementos plate circulares. El primero simula el paso de la TBM (excavación), mientras que el segundo modela la colocación del anillo de dovelas y la inyección de mortero en el espacio libre o Gap.

El diámetro de excavación del túnel es de 11.55 metros y el diámetro interior terminado es de 10.55 metros.

4.2.2 Modelo en Plaxis

Datos de Entrada

Como datos iniciales, se determina el nombre del proyecto, el tipo de modelo, se selecciona el número de nodos por elemento, así como las dimensiones de frontera.

Para el modelo se siguieron los siguientes pasos:

1. Se definen los espesores de la estratigrafía y las dimensiones del modelo (pila, carga A y túnel), según datos reales del proyecto.
2. Teniendo la estratigrafía geoméricamente bien definida se dan de alta los distintos tipos de suelo que existen, en este caso 5 tipos. Los datos que se integran a cada suelo aparecen en la tabla de abajo, son materiales drenados usando un modelo de comportamiento tipo Mohr Coulomb.

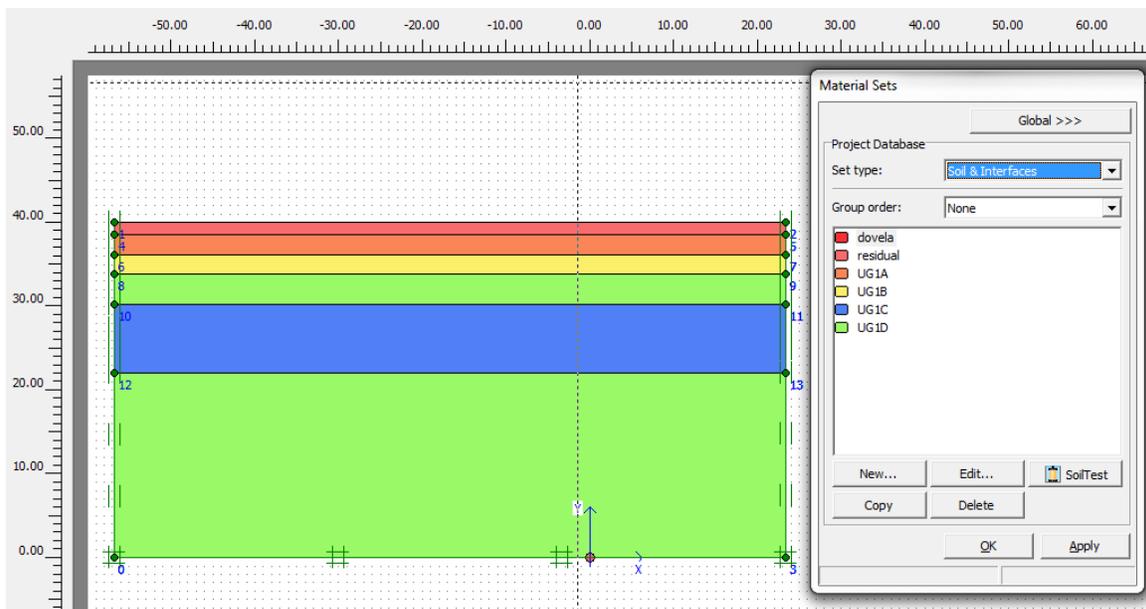


Figura 49, Perfil Estratigráfico en Plaxis

Material		γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	$E_{estático}$ (MPa)	ν	
Suelo	R	Relleno antropico	17.2	5	29	10	0.40
	UG-1a	Toba Tala	17.2	5	29	10	0.40
	UG-1b	Toba Tala	17.2	15	31	30	0.33
	UG-1c	Toba Tala	17.2	20	33	40	0.33
	UD-1d	Toba Tala	17.2	25	36	55	0.33

Figura 50, Datos iniciales para los 6 tipos de suelo

3. Se dibuja una pila hasta 31 m, con el elemento plate y se le asignan sus propiedades mecánicas, (simulando la pantalla de pilas).

Elemento	Diámetro	Área	Inercia	E	ν
Pilas	1.2 m	1.13 m ²	1.02e ⁻⁰¹ m ⁴	28.6 GPa	0.20

4. Para simular el túnel, se dibujarán 3 túneles concéntricos de diferentes diámetros:
 - a. Se dibuja un primer túnel con el diámetro de 11.70 m, especificando que es un túnel excavado con escudo, sin elemento shell ni interfaces, por lo que no se le asignarán propiedades. Este primer elemento simulará la excavación con el paso de la TBM.
 - b. Se dibuja un segundo túnel con diámetro de 11.55 m, especificando una excavación con escudo, lleva activado el elemento shell e interfaces por lo que se le asignan las propiedades mecánicas del escudo usando el elemento plate. Este segundo elemento simulará el peso y la resistencia de la TBM.
 - c. Se dibuja un tercer túnel con diámetro de 10.55 m, especificando una excavación con escudo, lleva activado el elemento shell e interfaces por lo que se le asignan las propiedades mecánicas de Anillo de Dovelas usando el elemento plate. Este tercer elemento simulará el peso y la resistencia del revestimiento o del anillo de dovelas.

Elemento	Diámetro	E	ν	γ	Peso
Escudo	11.55 m	2.1 e ⁺⁰⁶ kg/cm ²	0.3	8 T/m ³	700 T

Elemento	f'c	E	ν	γ	Espesor
Anillo de Dovelas	300 kg/cm ²	3e ⁺⁰⁷ kg/cm ²	0.2	2.5 T/m ³	0.40 m

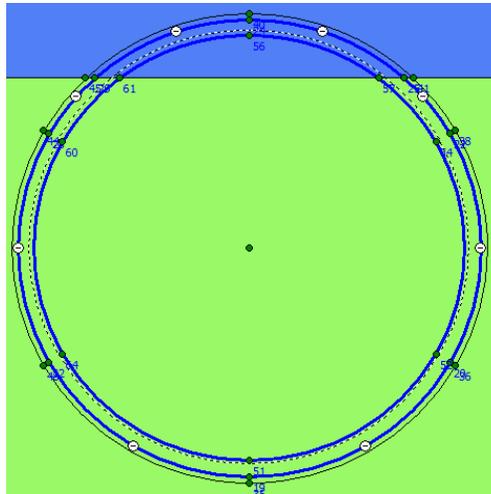


Figura 51, Geometría del Túnel

5. Se coloca la carga A a 4 m de profundidad. La carga es de 50 t/m^2 repartida uniformemente, simulando la sobrecarga de la Catedral en el terreno.
6. Las condiciones de frontera del modelo se asignan automáticamente, siendo un apoyo fijo en la frontera inferior y móvil en las fronteras laterales (restringido en X y libre en Y), permitiendo el movimiento en sentido vertical pero no horizontal.

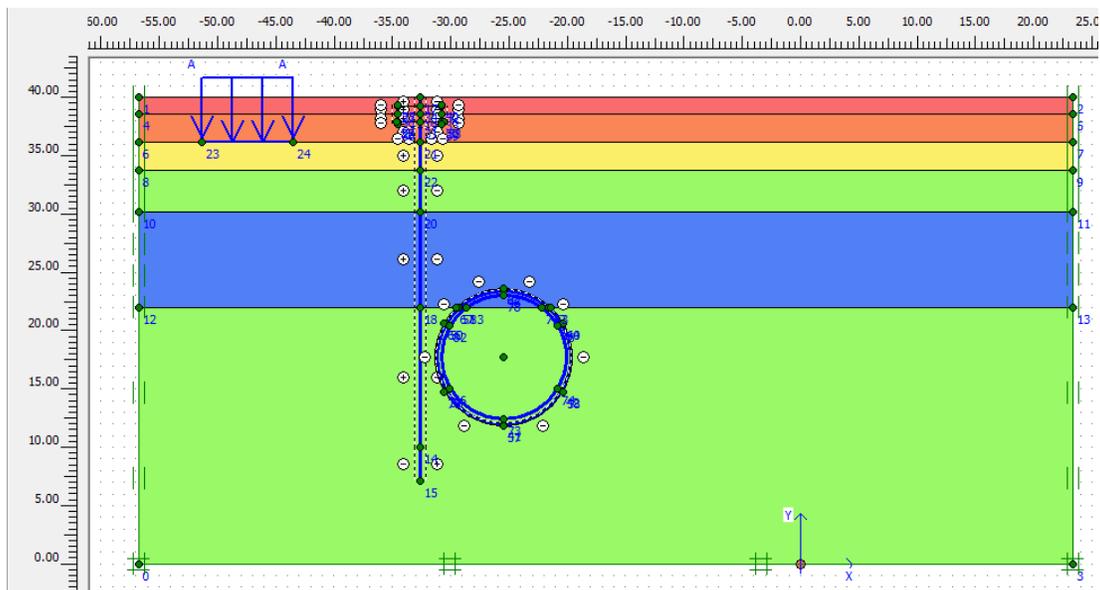


Figura 52, Modelo con propiedades de suelo y estructural asignados

7. Se crea la malla de elementos finitos y se refina en los sitios que sean más importante precisar la información que arroje el programa, como por ejemplo entre la pila y el túnel y en el terreno bajo la Catedral.

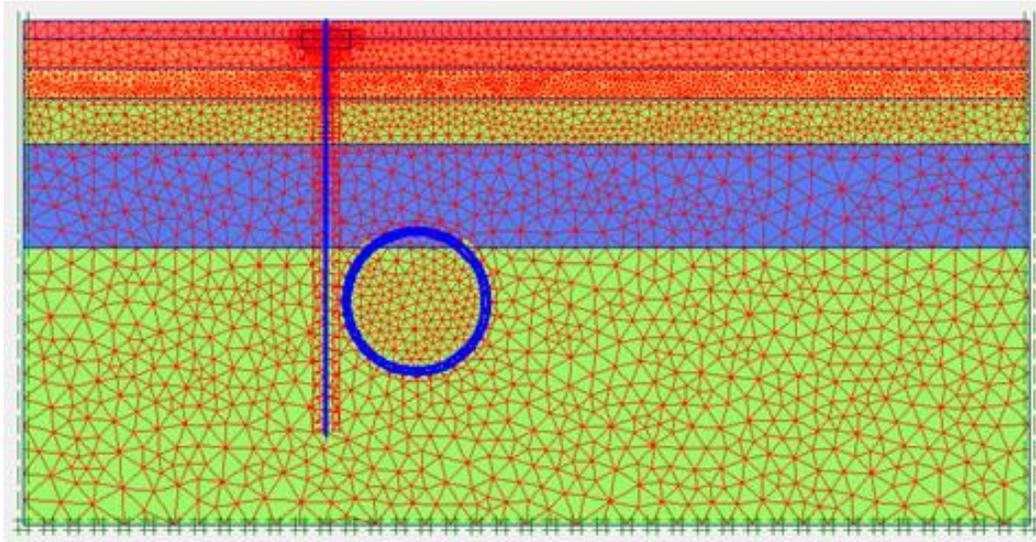


Figura 53, Malla de elementos finitos

8. Se definirán la condición de esfuerzos iniciales así como la ubicación del NAF (8.8 m de profundidad).

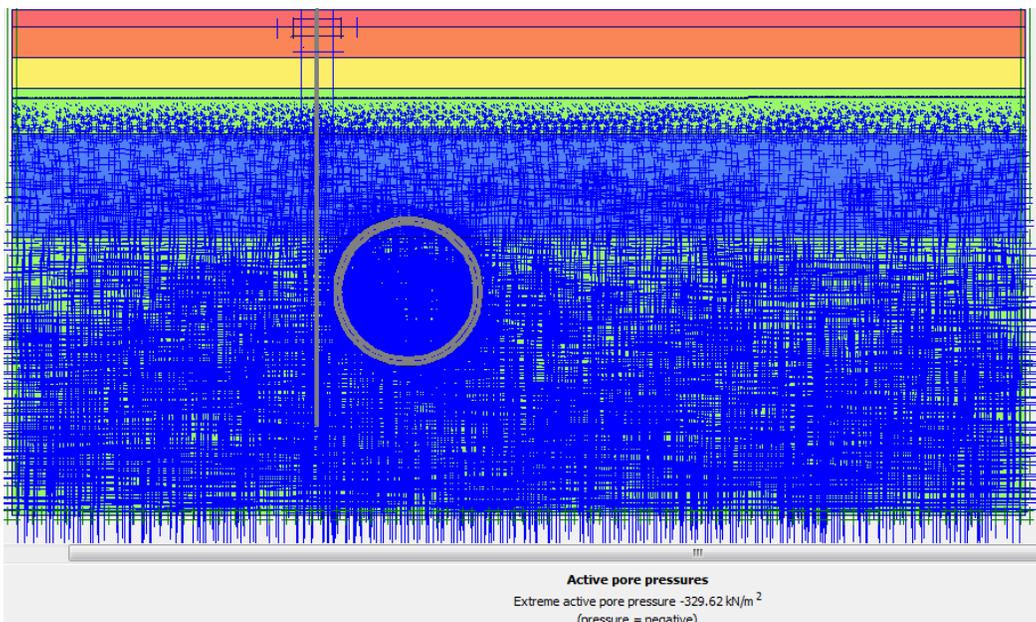


Figura 54, Presión de poro inicial

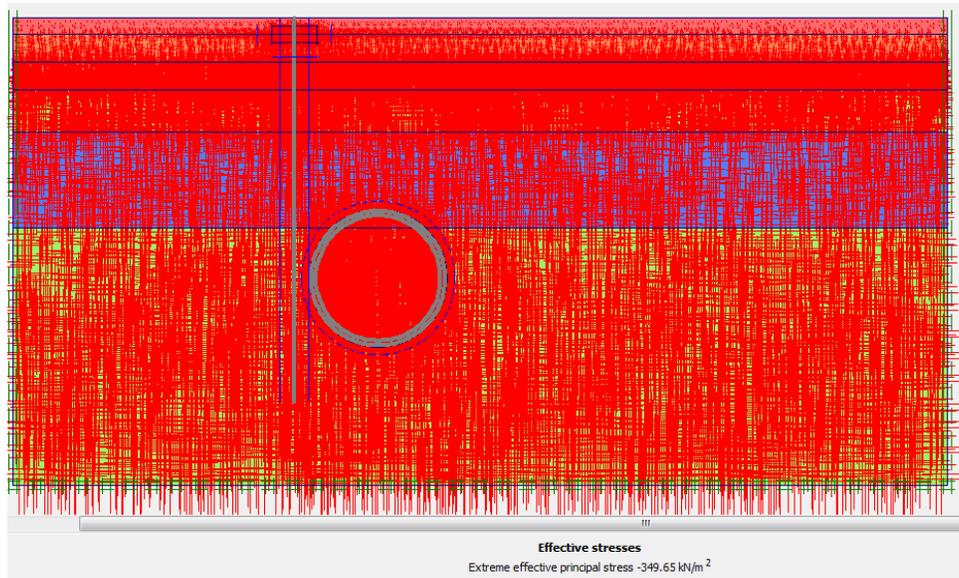


Figura 55, Esfuerzos iniciales

9. Con el programa de Output Calculations, se realiza la fase de análisis de etapas constructivas. (Explicadas más adelante)

Tipos de Análisis y Resultados

1. Sin Pantalla

- a. La primera fase es activar la carga A o carga de la Catedral.
- b. Con total multipliers se colocan 50 t/m^2 para la carga A.

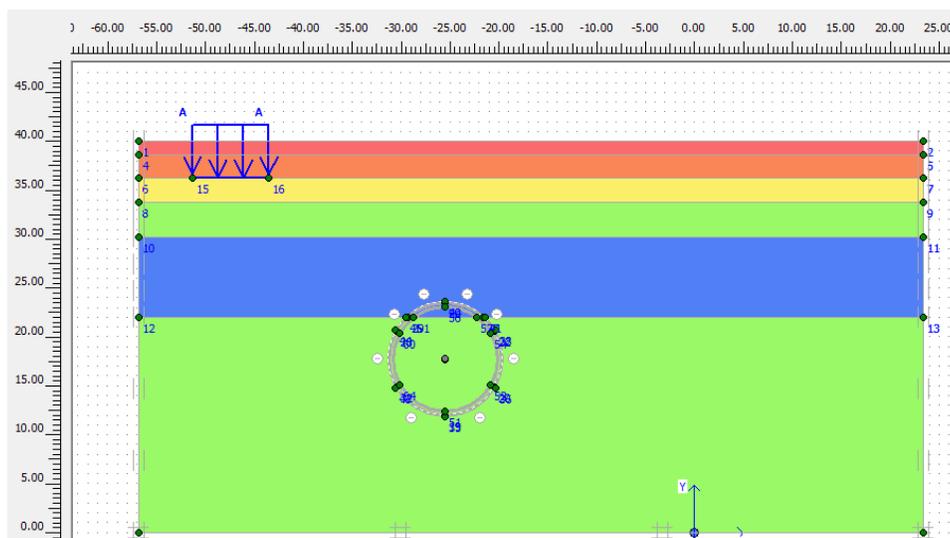


Figura 56, Paso a y b

- c. Excavar el terreno dentro del túnel y prender el liner (elemento plate) del escudo e inyectar bentonita al frente. Durante esta fase se hace el cluster dentro del túnel seco (sin presencia de agua) y se calculan las presiones de poro.

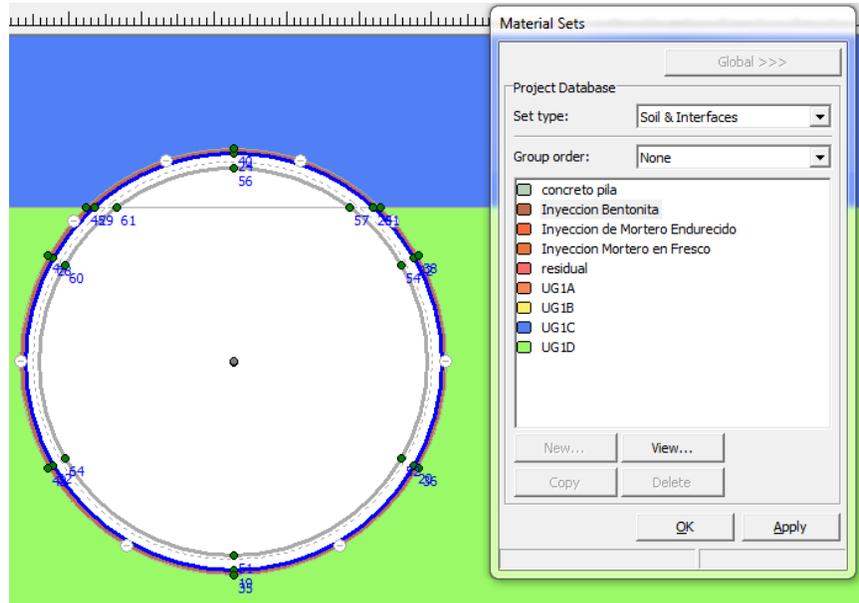
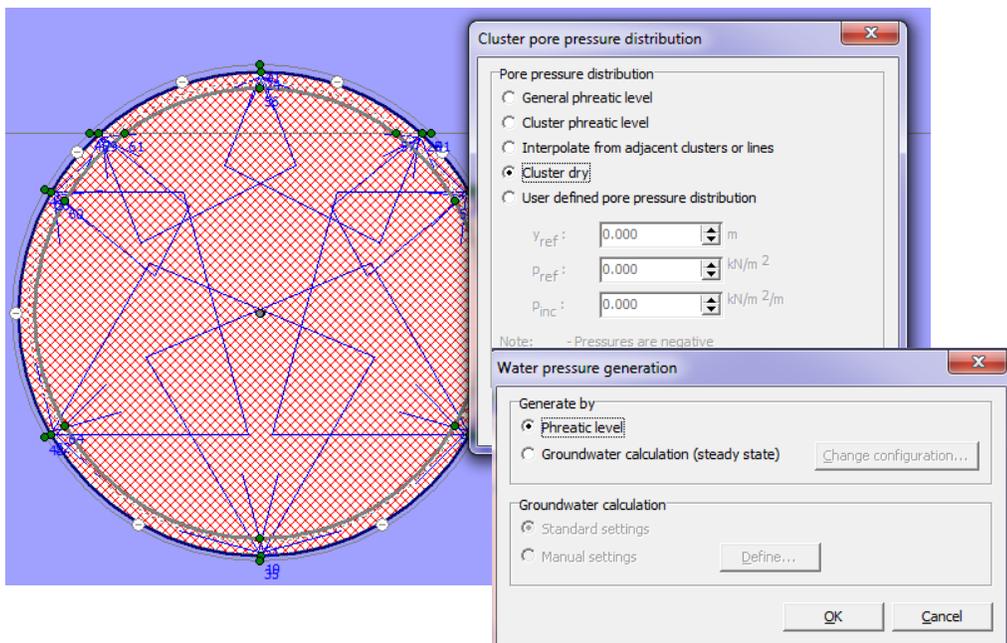


Figura 57, Paso c



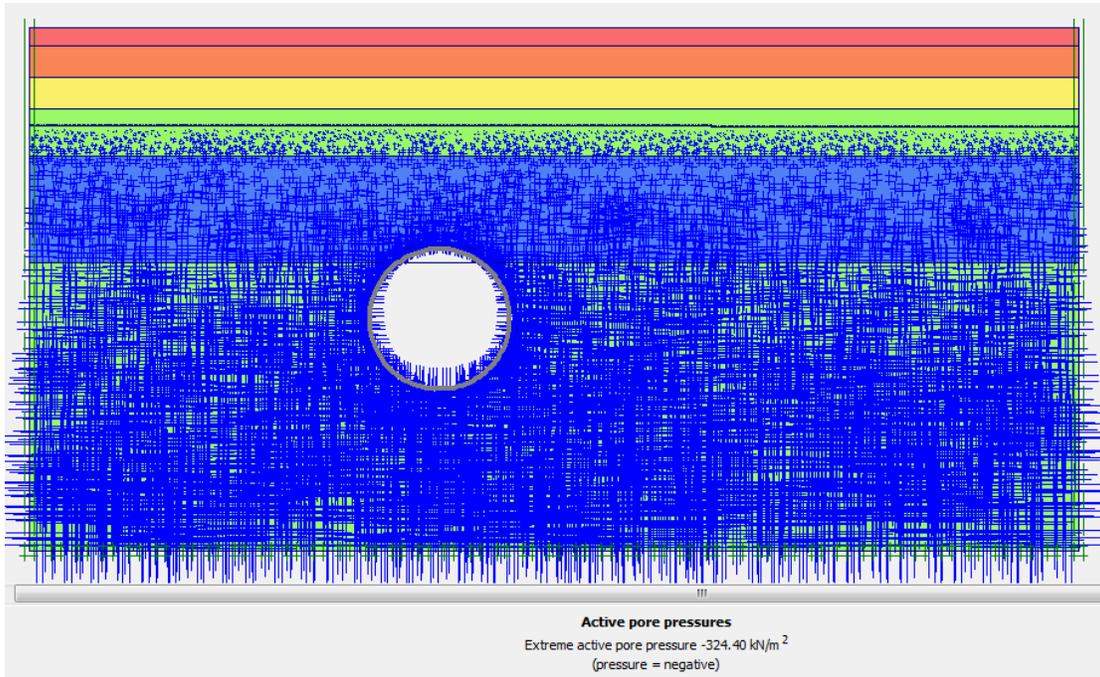


Figura 58, Paso c

- d. Simulando el paso del escudo, se apaga el liner “escudo” y se prende el liner del revestimiento (dovelas), inyectando mortero fresco.

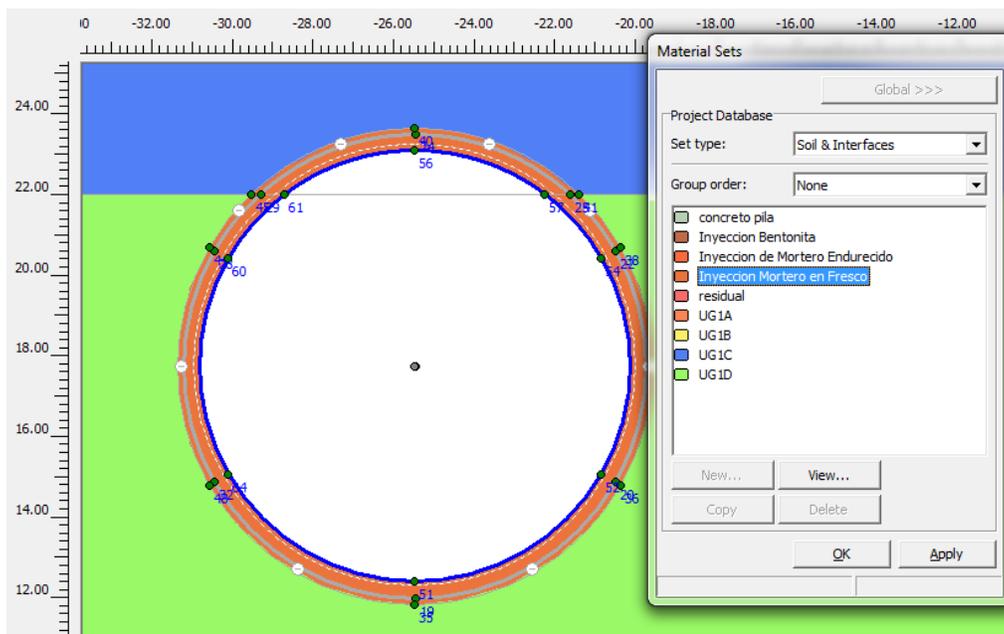


Figura 59, Paso d

- e. Se cambia el material de inyección o mortero por otro endurecido, donde su resistencia este al 100%

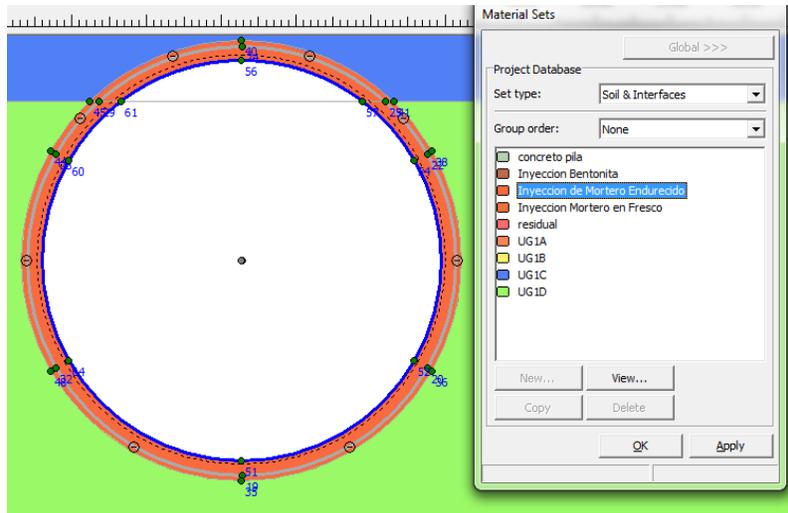
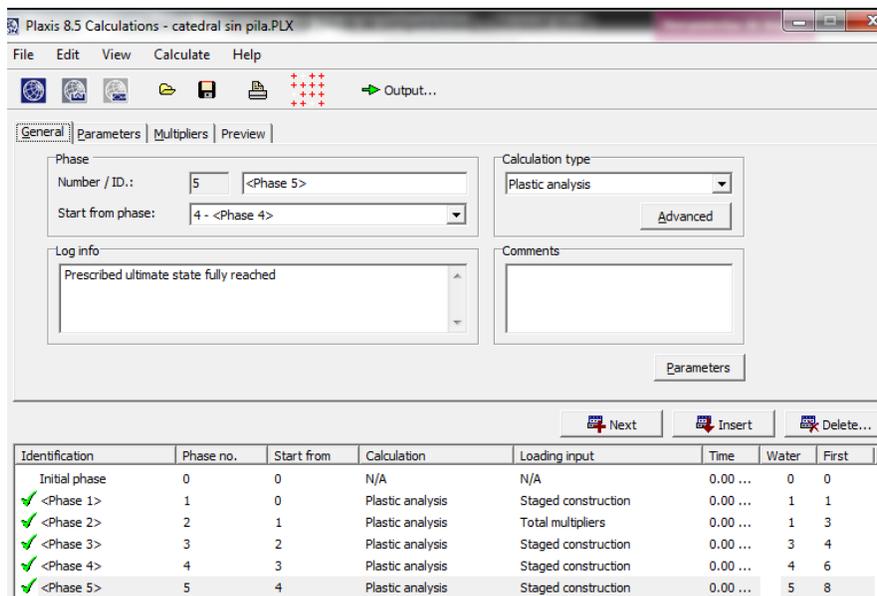


Figura 60, Paso e

Por último se colocan dos puntos donde se verá más de cerca los desplazamientos de la malla y su comportamiento en general, uno va en un hastial del túnel y el otro debajo de la cimentación de la Catedral. Se comienza a calcular y se obtienen los siguientes resultados desplazamientos verticales en la contrabóveda de 1.5 cm y debajo de la cimentación de Catedral desplazamientos de 1.3 cm.



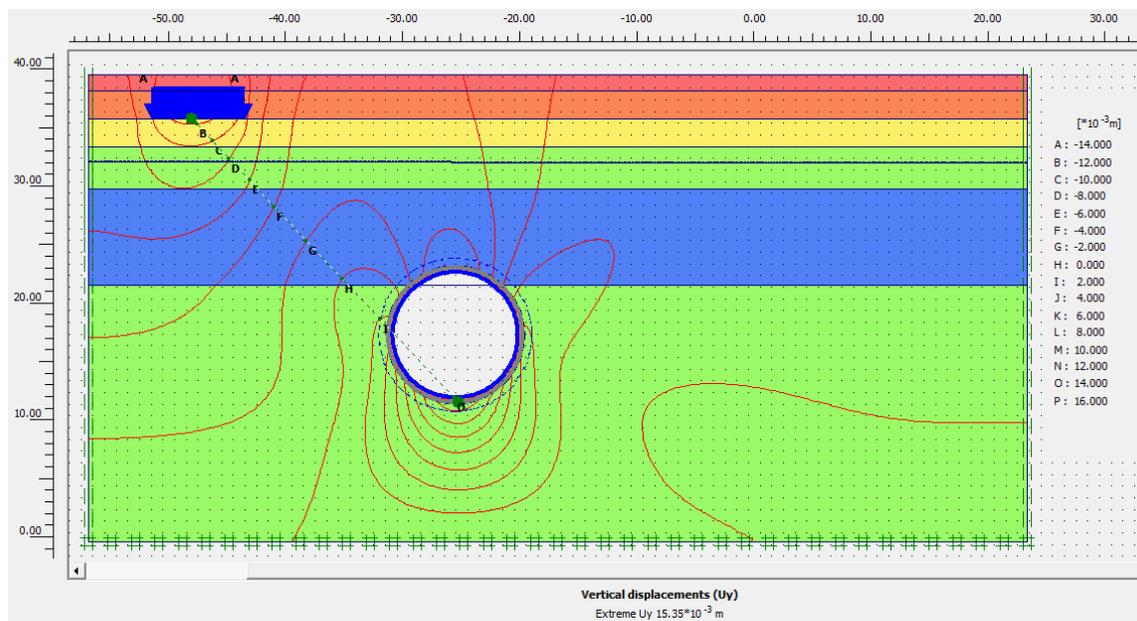
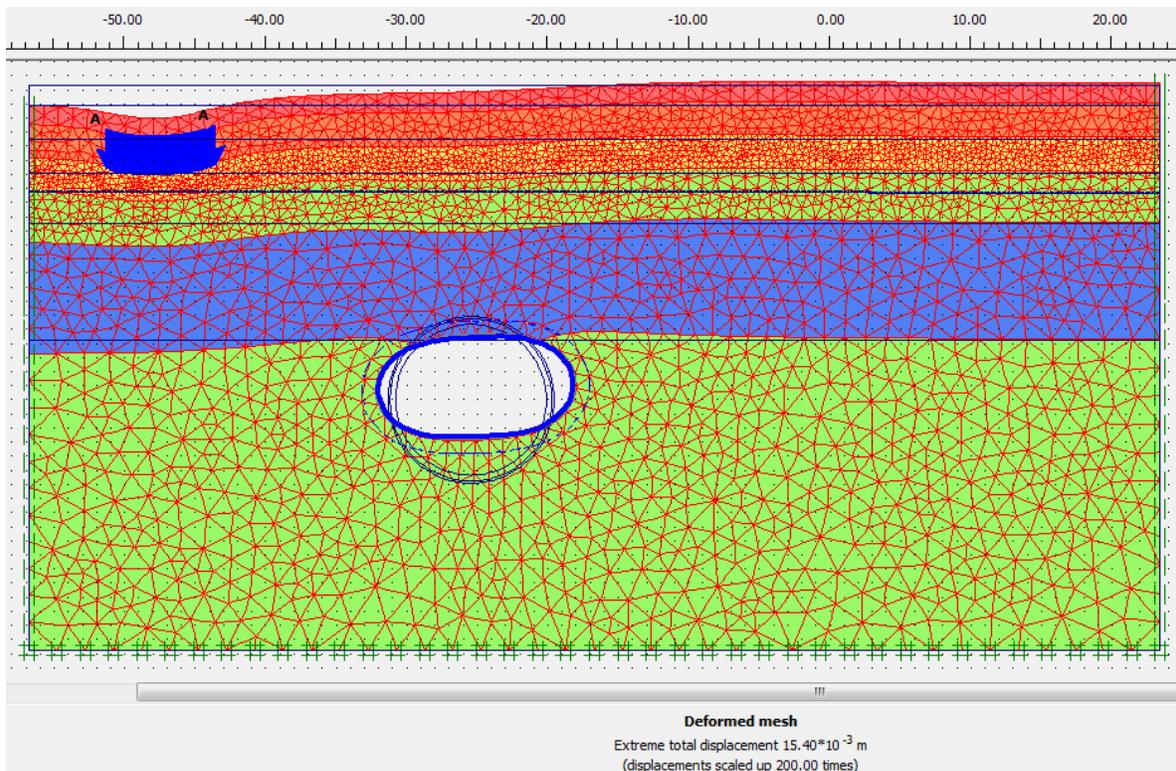


Figura 61, Etapa de Cálculos y resultados

2. Con Pantalla

- La primera fase es activar la carga A o carga de la Catedral.
- Con total multipliers se colocan 50 t/m² para la carga A.

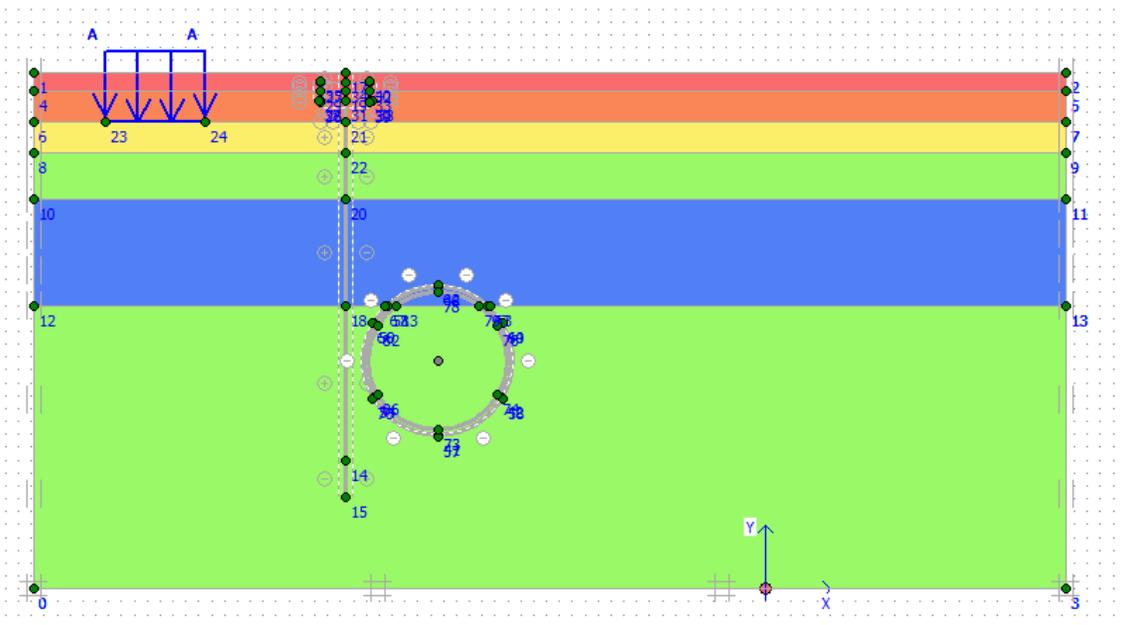


Figura 62, Paso a

- c. Reset a los desplazamientos
- d. Reset a los desplazamientos
- e. Activar la pila y construir la viga de atado usando concreto armado.

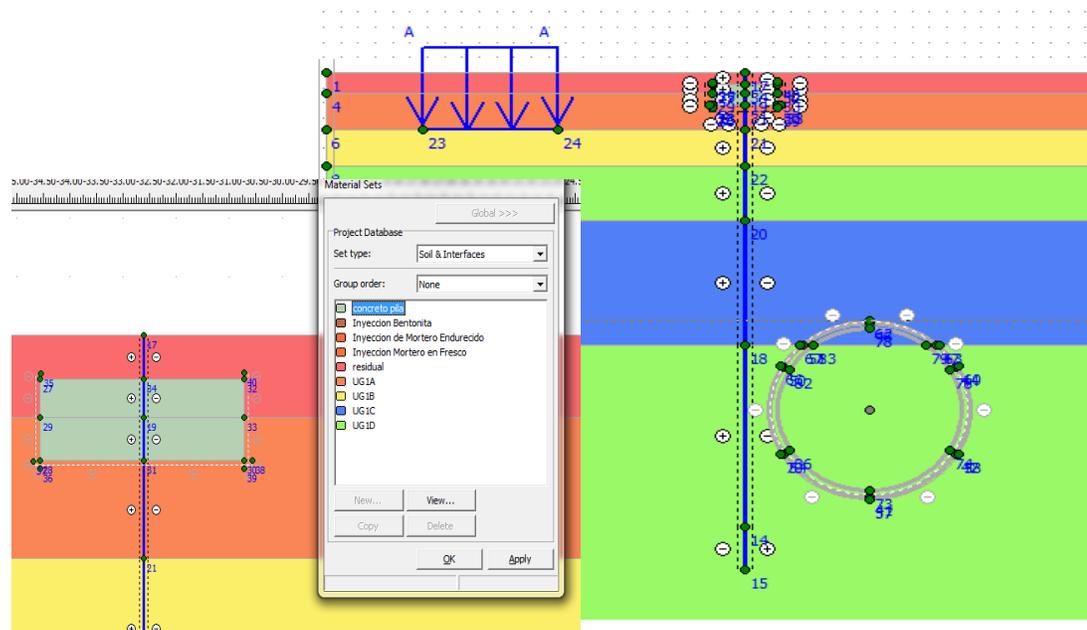


Figura 62, Paso e

- f. Excavar el túnel y prender el liner del escudo e inyectar bentonita al frente. Durante esta fase se hace el cluster dentro del túnel seco (sin presencia de agua), por lo que volvemos a calcular la presión de poro en la malla.

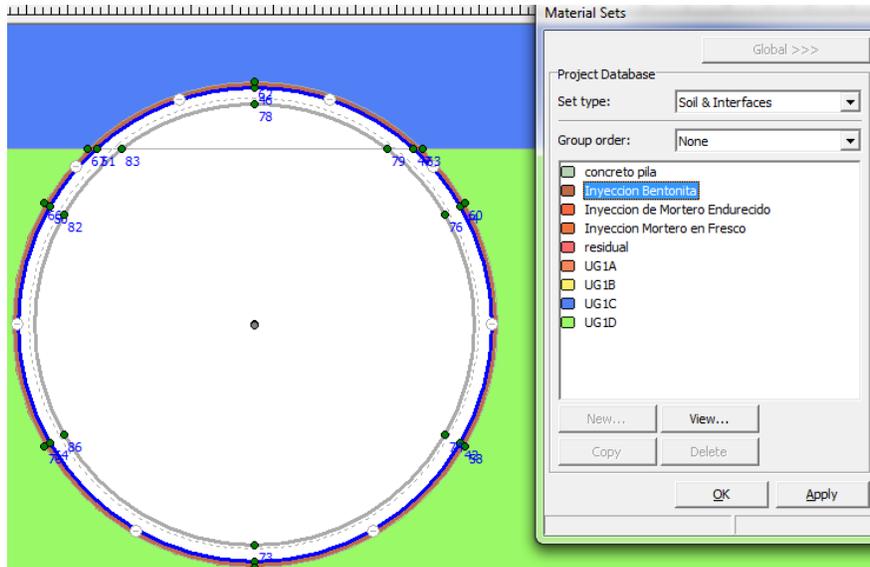


Figura 62, Paso f

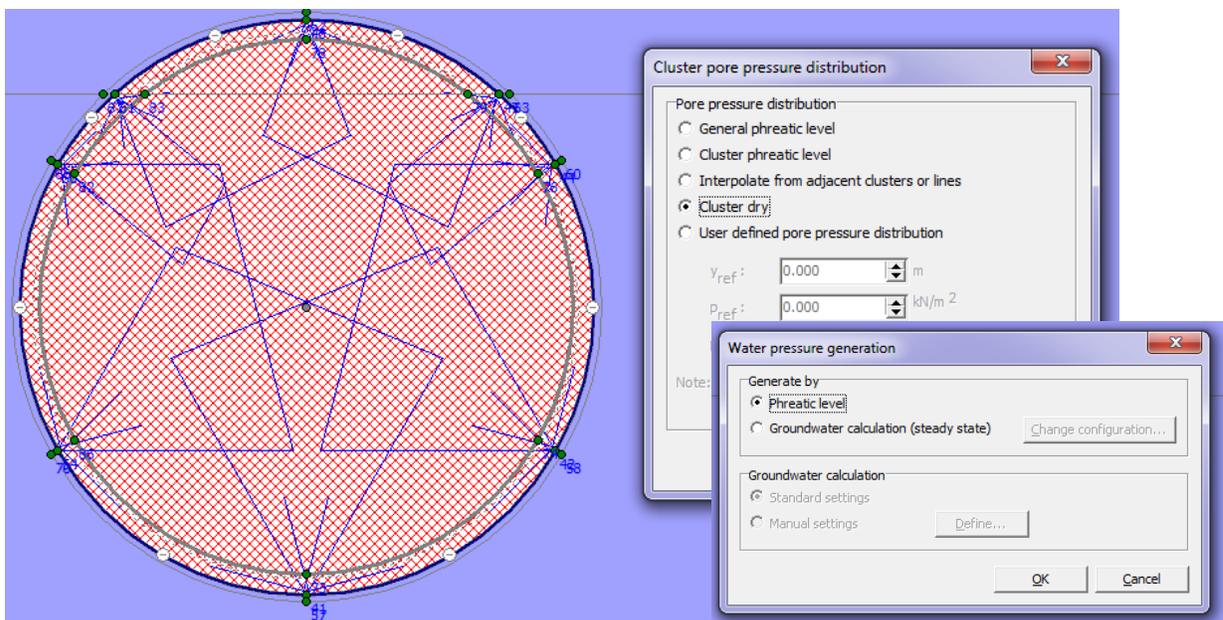


Figura 62, Paso f

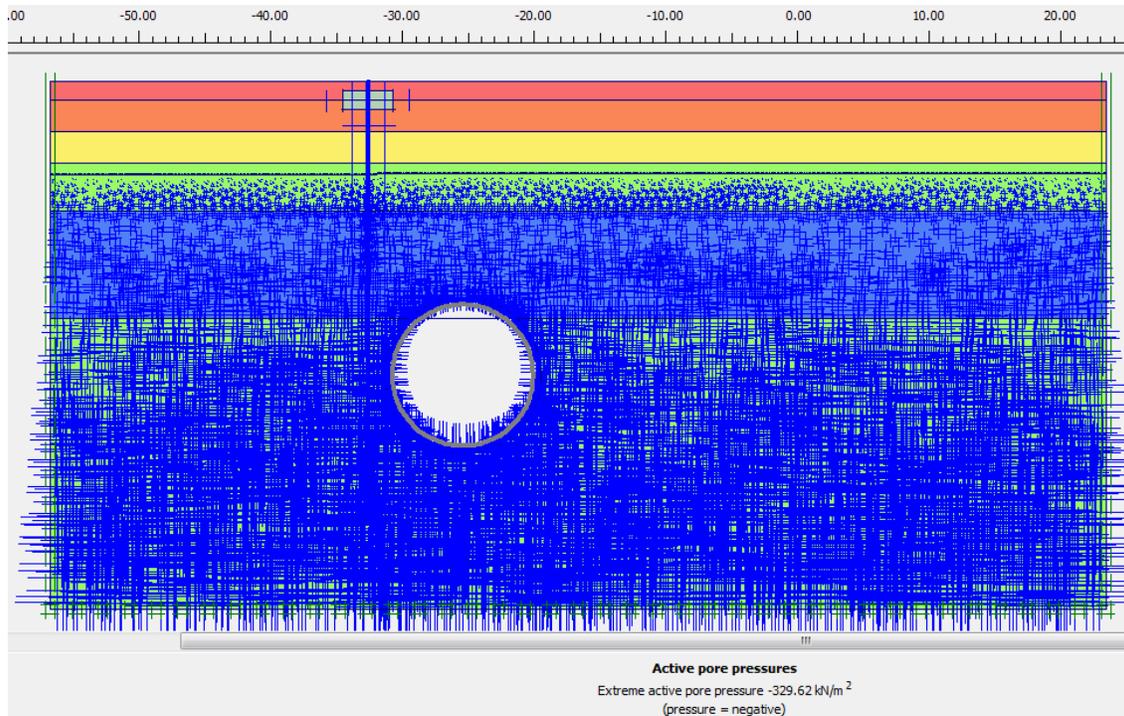


Figura 62, Paso f

- g. Simulando el paso del escudo, se apaga el liner “escudo” y se prende el liner del revestimiento (dovelas), inyectando mortero fresco.

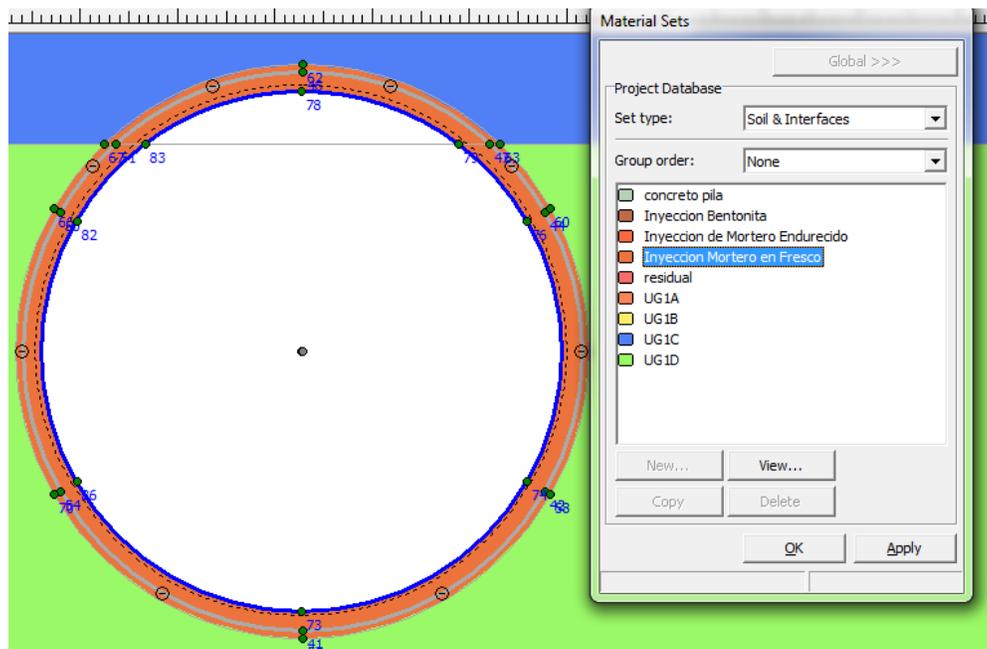


Figura 62, Paso g

- h. Se cambia el material de inyección o mortero por otro con más días, donde su resistencia este al 100%

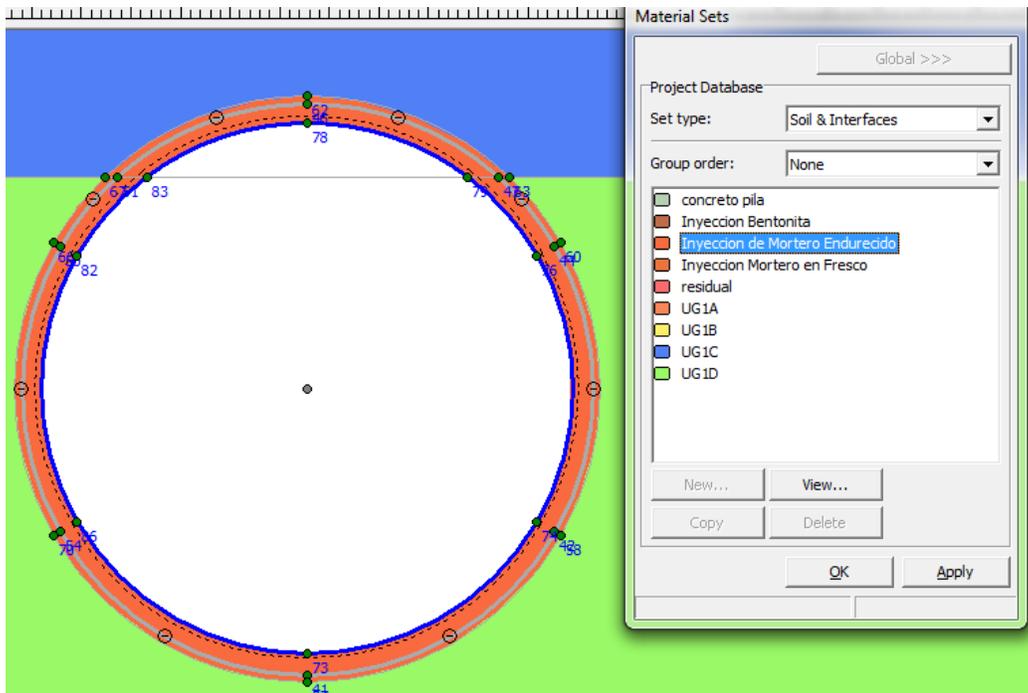


Figura 63, Paso h

Por último se colocan dos puntos donde se verán más de cerca los desplazamientos de la malla y su comportamiento en general, uno va entre el hastial del túnel y la pila y el otro debajo de la cimentación de la Catedral. Se comienza a calcular y se obtienen los siguientes resultados desplazamientos verticales de 1.38 cm en la contrabóveda del túnel, mientras que debajo de la cimentación de la Catedral los desplazamientos son menores a los 1 mm.

Plaxis 8.5 Calculations - catedral con pila.PLX

File Edit View Calculate Help

General Parameters Multipliers Preview

Phase
Number / ID.: 8 <Phase 8>
Start from phase: 7 - <Phase 7>

Calculation type
Plastic analysis
Advanced

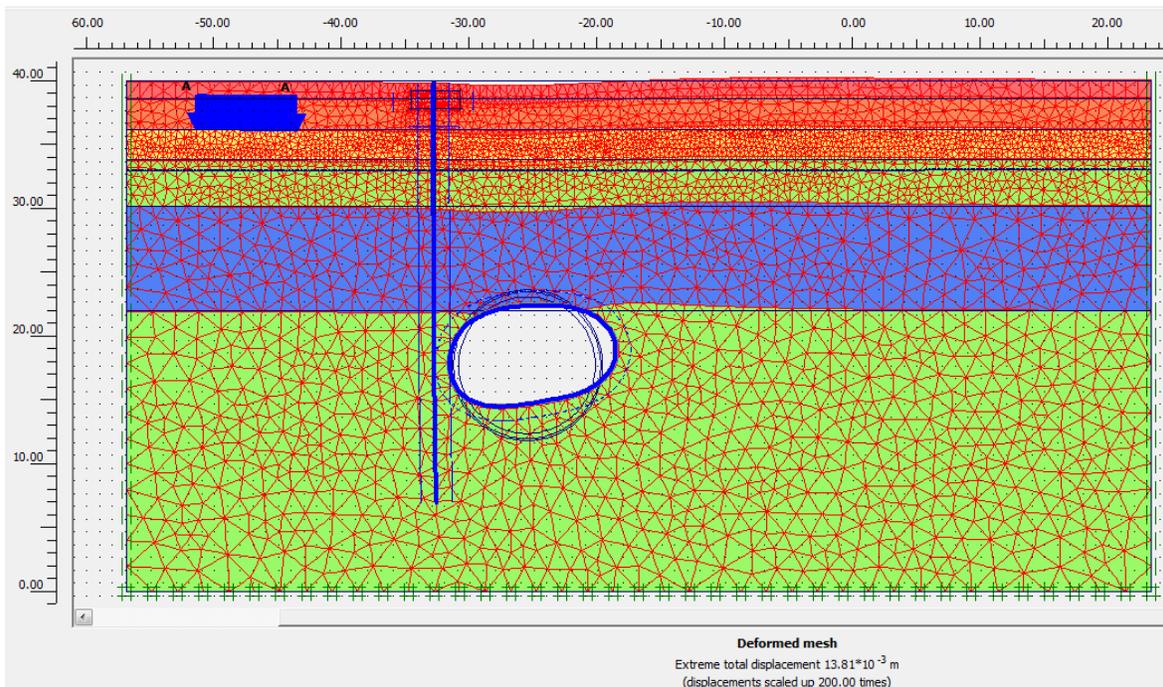
Log info
Prescribed ultimate state fully reached

Comments

Parameters

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 ...	1	3
✓ <Phase 3>	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	1	4
✓ <Phase 4>	4	3	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	1	6
✓ <Phase 5>	5	4	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	5	8
✓ <Phase 6>	6	5	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	6	10
✓ <Phase 7>	7	6	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	7	12
✓ <Phase 8>	8	7	Plastic analysis	Staged construction	0.00 ...	8	14



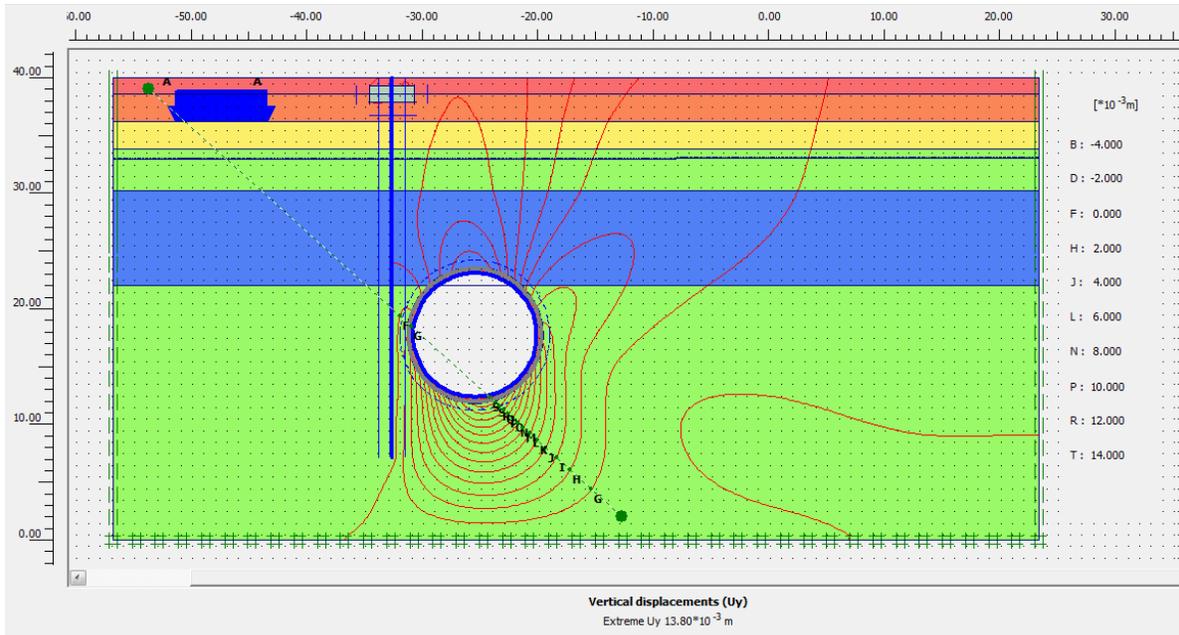


Figura 64, Etapa de Cálculos y resultados

Comparación de Resultados

La comparación entre los dos nos muestra que, inicialmente en un análisis sin pantalla los asentamientos bajo el terreno de la Catedral son de 1.3 cm, rebasando el umbral de acción, por lo que se realiza un segundo análisis usando una pantalla de pilas para la protección de Catedral.

La técnica o tratamiento disminuye las deformaciones del terreno y consecuentemente minimiza los asentamientos bajo Catedral, llegando a ser menores de 1 mm. Esta pantalla se realizará antes de la construcción del túnel y de la estación Catedral, por lo que interceptará la cubeta de asentamientos que se genere haciendo nulo o casi nulo el asentamiento inducido bajo la Catedral. En la siguientes dos figuras se puede ver los desplazamientos verticales producidos en toda la malla, notando como al introducir la pila los desplazamientos disminuyen notablemente debajo de la Catedral.

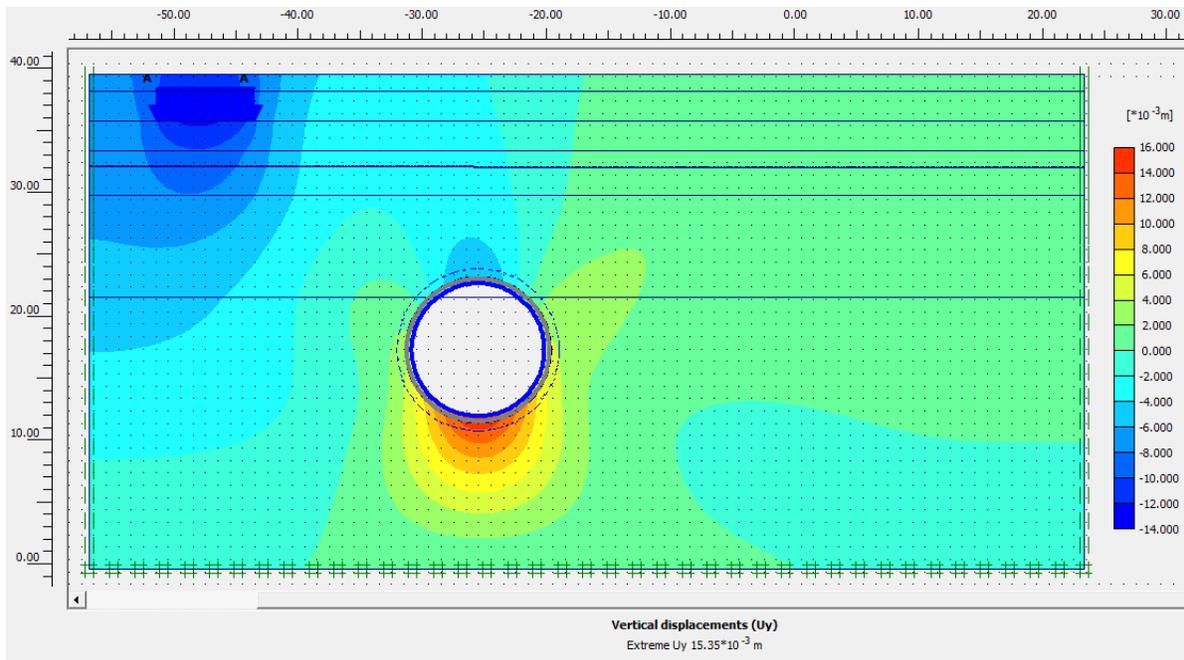


Figura 65, Desplazamientos Verticales sin Pantalla

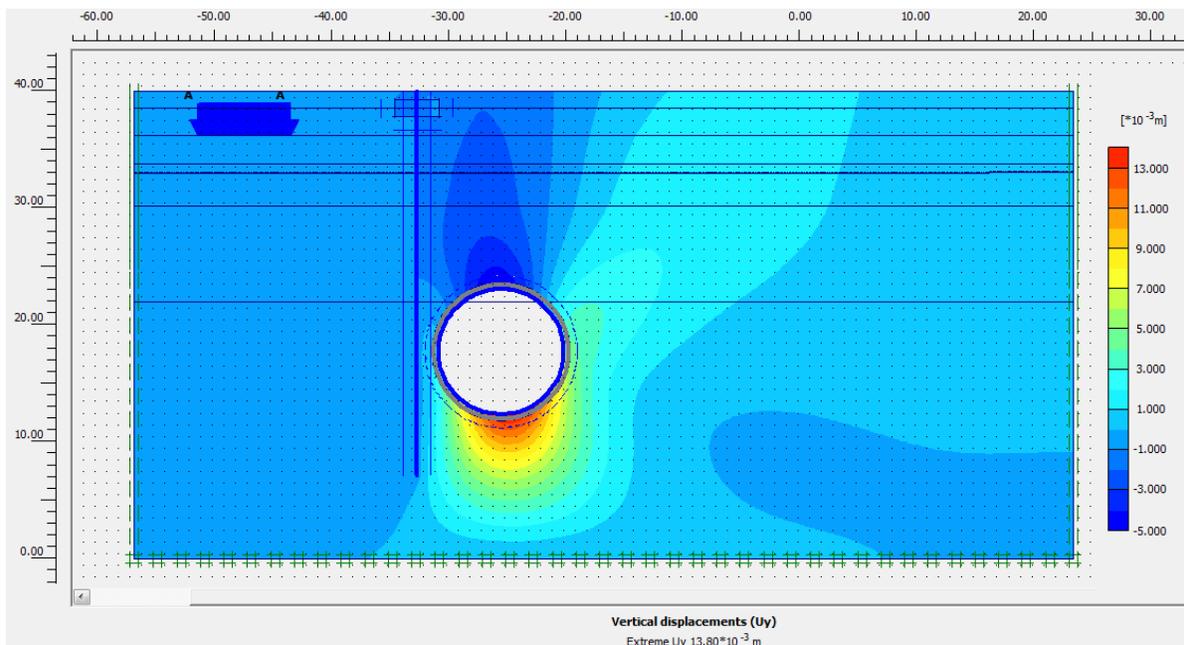


Figura 66, Desplazamientos Verticales con Pantalla

Por otro lado, los desplazamientos en el túnel son mayores en la contrabóveda, siendo de 1.53 cm para el caso sin pila y de 1.38 cm para el caso con pila.

Cubeta de Asentamientos

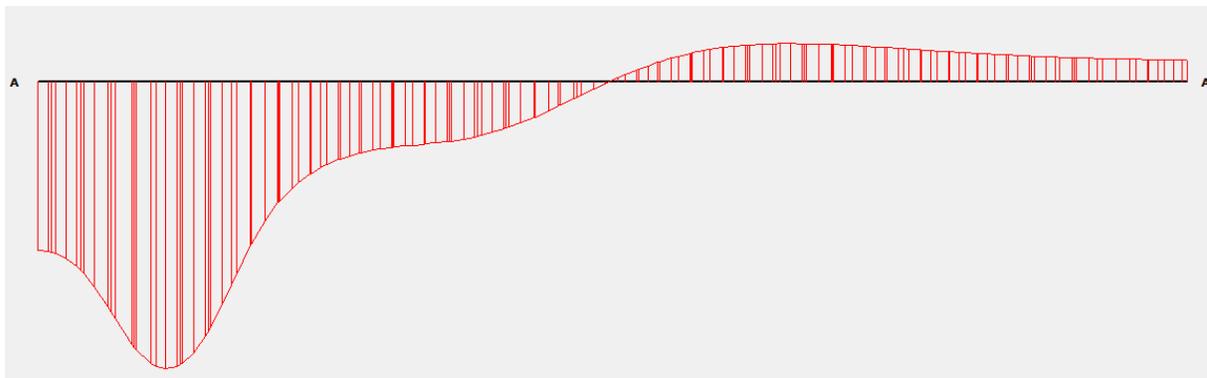
Se graficaron 6 niveles (diferentes profundidades) de la cubeta de asentamientos producida para el caso con pila y el caso sin pila. Las profundidades son las siguientes:

Profundidad	Detalle
0 metros	Nivel superficial
4 metros	Nivel de Cimentación de Catedral
16.5 metros	Nivel de Clave
29.5 metros	Nivel de Contrabóveda
31 metros	Nivel de profundidad máxima de pila
37 metros	Nivel más profundo

En la siguiente tabla se muestran los resultados de Asentamientos en Catedral para los casos con pila y sin pila:

Profundidad	Asentamiento (sin pila)	Asentamiento (con pila)
Superficial	(-) 1.17 cm	(-) 1.93 mm
Bajo Cimentación	(-) 1.3 cm	< 1 mm
Nivel de Clave	(-) 5mm	< 1mm
Nivel de Contrabóveda	(-) 2mm	< 1mm
Nivel de Profundidad máxima de pilas	< 1mm	0.00
6 metros por debajo de pilas	< 1mm	0.00

Nivel Superficial:



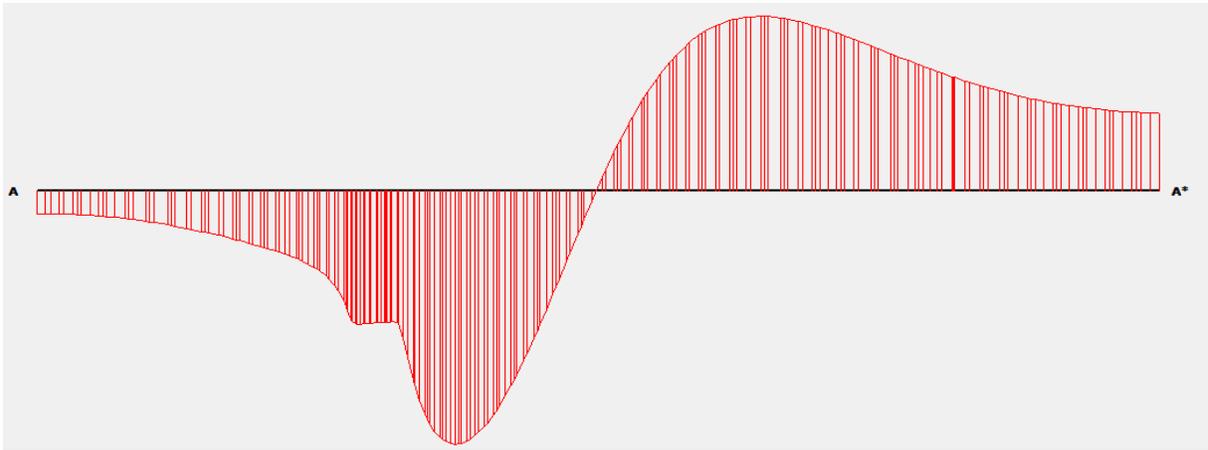


Figura 67, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo)

Nivel de Cimentación de Catedral:

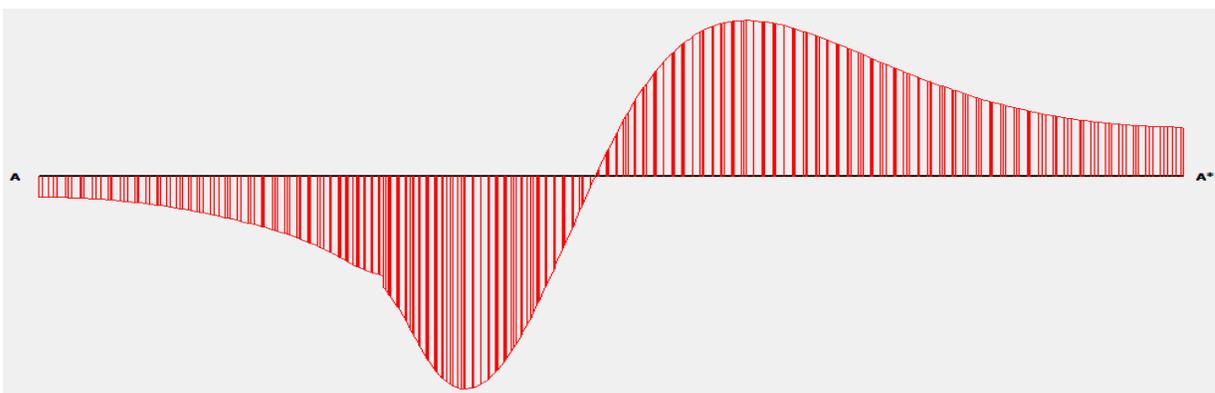
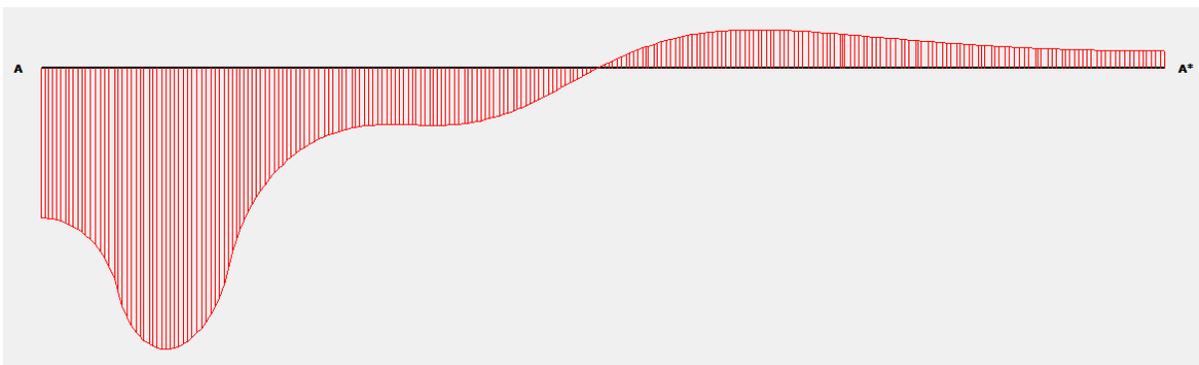


Figura 68, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo)

Nivel de Clave:

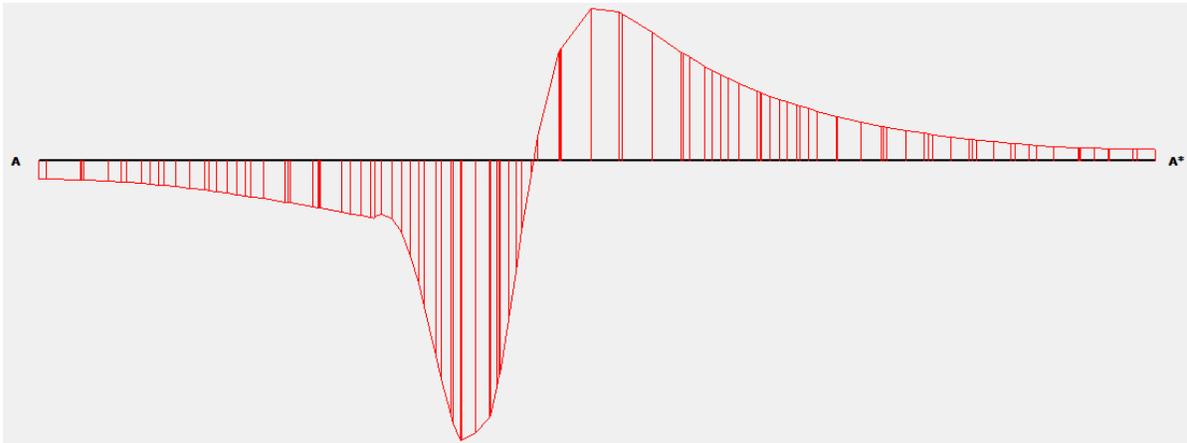
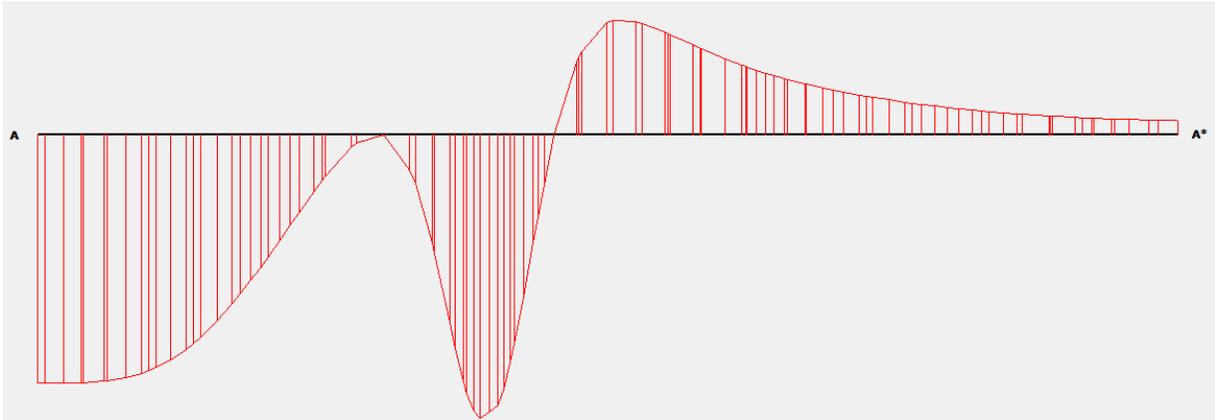
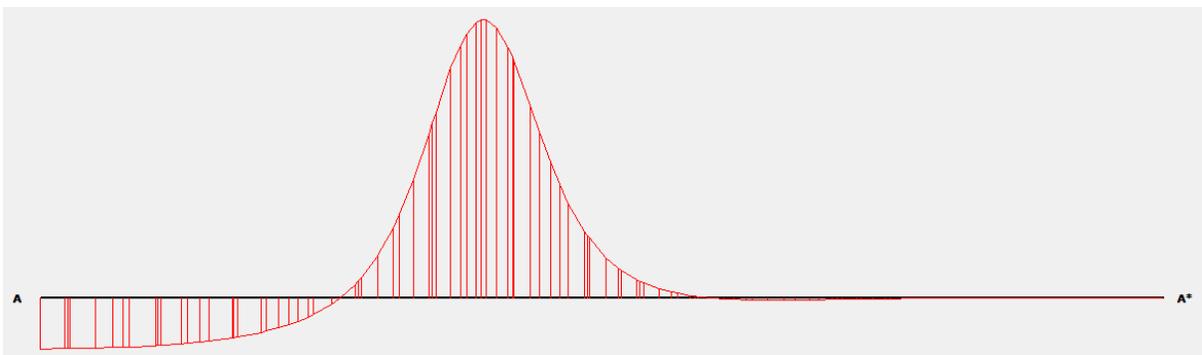


Figura 69, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo)

Nivel de Contrabóveda:



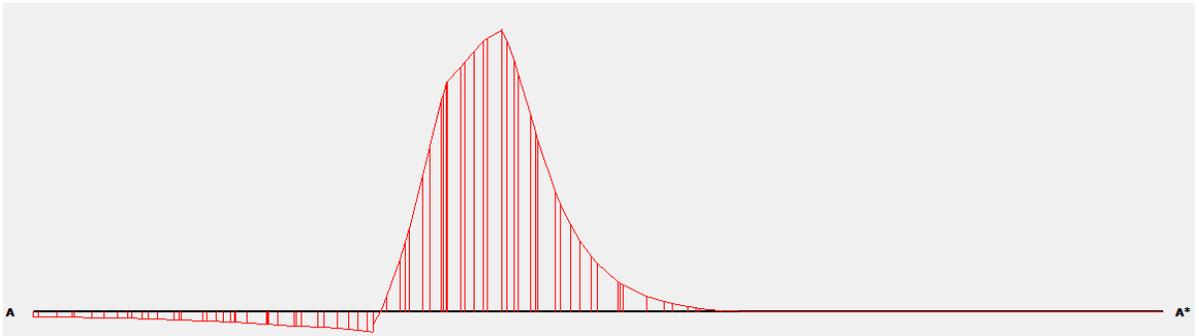


Figura 70, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo)

Nivel de profundidad máxima de pila:

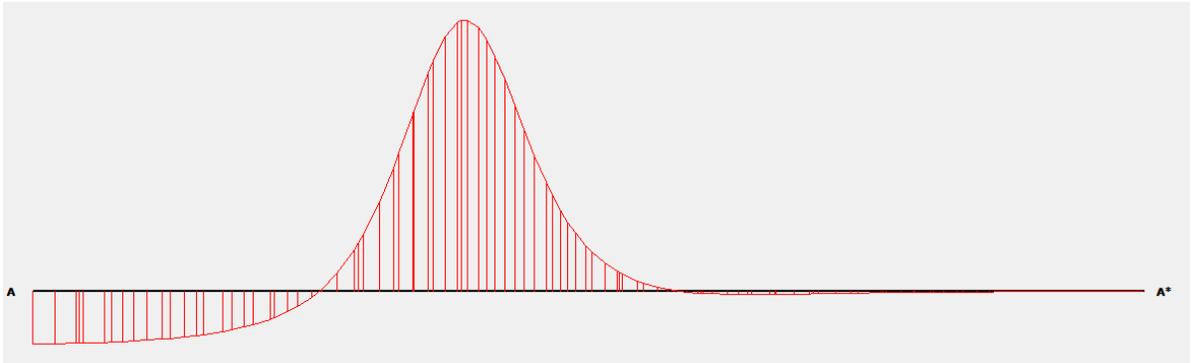


Figura 71, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo)

Nivel de profundidad máxima:

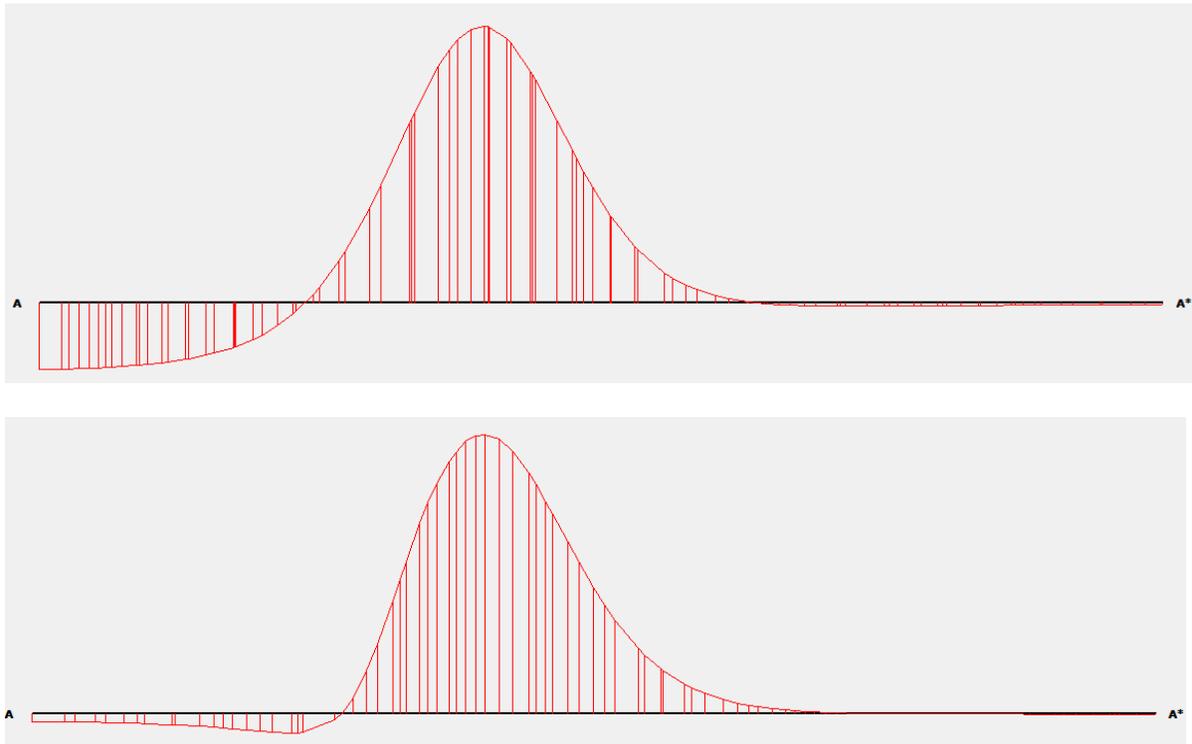


Figura 72, Caso 1: Sin Pila (arriba) y caso 2: Con Pila (abajo)

4.3. Sistema de Jet Grouting para la zona del Templo de San Francisco

4.3.1 Aspectos Generales de Jet Grouting

El objetivo principal de la técnica es erosionar el suelo y reestructurarlo al mezclarlo con la lechada de cemento. De esta manera se mejoran las propiedades geotécnicas del terreno y se convierte en una zona estanca.

Las propiedades del terreno mejorado dependen básicamente del objetivo del tratamiento, (estabilización o impermeabilización). Una vez reconocido este objetivo podemos abordar que las propiedades de cada columna de jet grouting son una función de diversos factores como, el sistema de jet empleado, los parámetros de inyección, la localización del nivel freático, el tiempo de curado, así como las características del terreno natural.

Las propiedades más importantes a especificar en cada columna de Jet Grouting son: geometría, localización, resistencia a la compresión simple y permeabilidad. En la siguiente figura se muestran las resistencias a la compresión simple típicas dependiendo del tipo de terreno y del tiempo.

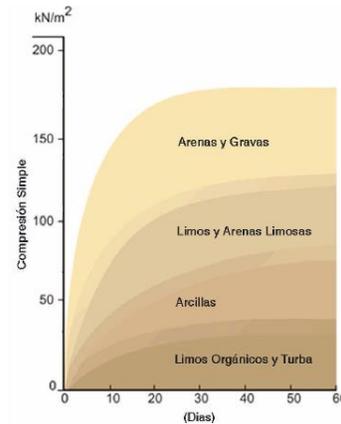


Figura 73, Resistencias a compresión simple para diferentes terrenos.

Existen varios tipos de ejecución, dos de las más importantes son:

1. Sistema de doble tratamiento (bottom up): en el cual realiza primero la perforación y después la inyección o jet. Este sistema es el más usado.
2. Sistema Jet Grouting (Downward): el cual realiza la inyección a gran velocidad al mismo tiempo que se hace la perforación, siendo el proceso de arriba hacia abajo.

Sistema de doble tratamiento (bottom up)

La ejecución comienza con una perforación hasta la profundidad requerida, por medio de una sarta o tubería de perforación. La cual está compuesta por pequeños tubos, sencillos, dobles o triples para conducir los diferentes fluidos a una herramienta llamada “monitor”. El monitor está colocado al final de la tubería y tiene varias boquillas las cuales provocan el cambio de la presión del flujo a un jet. La tecnología se basa en la inyección hacia el terreno, a gran velocidad de uno o más fluidos (agua, aire, lechada de cemento). La presión de inyección varía entre 10 y 60 MN/m².

Cuando los fluidos son inyectados hacia el terreno se va levantando a velocidad constante la herramienta, la lechada se propaga de manera ortogonal al eje de la herramienta.

Se pueden seleccionar diversos procedimientos de acuerdo a la combinación de las dos etapas (erosión e inyección). Normalmente se usa la misma torre de perforación para las dos etapas, regulando de esta manera la rotación y translación de la herramienta. La rotación generalmente se realiza a velocidad constante por lo que genera columnas de Soilcrete.

La técnica de Jet Grouting es un proceso (bottom up) o bien que se elabora de abajo hacia arriba. El proceso de manera general se puede dividir en dos etapas principales.

La primera etapa es la perforación y controles de la perforación (también conocida como prejetting o prewashing) y la segunda etapa es la inyección y controles de ejecución.

La primera etapa se rige por las condiciones del terreno y las especificaciones del diseño con relación a la longitud e inclinación de inyección. La perforación a rotación es la más utilizada normalmente para suelos de grano medio a fino. En algunos casos se necesita perforar usando una camisa de protección, pero en general se emplean perforaciones sin camisa y con circulación directa de agua o de la lechada de bentonita. Por lo general la circulación directa ayuda a sacar la rezaga hacia la superficie, así como a estabilizar las paredes.

Cuando se llega a usar camisa como guía (150 mm de diámetro normalmente), se facilita la descarga del material rechazado y sobre todo se mantiene la verticalidad y continuidad de la inyección. Otra manera de verificar la inclinación o desviación de la perforación es mediante inclinómetros.

Si se emplea una camisa, debe de removerse antes de colocar la tubería del jet y se inicie la inyección. En suelos de grano grueso o con alta dureza, se emplea la perforación a roto-percusión, su desventaja es que son equipos más grandes.

La selección de uno o dos tubos roscados de grandes longitudes (hasta 25 m) es muy benéfica para maximizar la productividad y minimizar las interrupciones en bloqueos de toberas y anillos durante la inyección. El diámetro de la perforación varía entre 120 y 300 mm. Es entonces cuando se usa la segunda etapa o etapa de inyección, donde se utilizan las boquillas del monitor para la inyección las cuales rotan y comienzan a subir. La extracción del monitor o subida se hace de dos formas, la primera de manera intermitente

cada 40 a 100 mm y de la segunda de manera continua y a velocidad constante. Generalmente se prefiere la intermitente debido a que el tratamiento es más efectivo por el número de pases que se hacen sobre una misma zona.

Debido a que el material se inyecta hacia el terreno y se mezcla con el suelo, el proceso crea excesos o sobrantes, los cuales llegan a la superficie a través del espacio anular entre el terreno y los tubos de perforación. El elemento de Soilcrete creado tiene el mismo volumen que el suelo in situ,

Geometrías

Se pueden realizar elementos de suelo – cemento (Soilcrete), con diferentes formas geométricas. En la siguiente figura se muestran las diferentes geometrías que se pueden lograr.

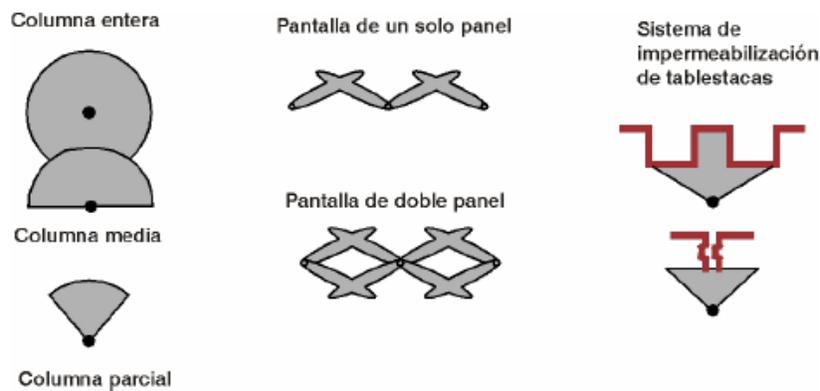


Figura 74, Diferentes geometrías logradas con Jet Grouting

Si la herramienta se extrae sin rotación se crea un elemento llamado “panel de jet grout”, el elemento plano es creado debido a la posición en sentido contrario de las boquillas en el monitor. Por otro lado, se podrá crear un elemento en forma de “V” si las boquillas están colocadas en el monitor de manera que formen un ángulo respecto al plano horizontal, finalmente se crean columnas cuando la herramienta rota al momento de ser elevada.

Se pueden obtener geometrías más complejas:

- Limitando el ángulo de rotación
- Haciendo la rotación en sentido horario y anti horario alternadamente.
- Modificando la velocidad de rotación al realizar el jet

Existen algunos elementos que se obtienen de superponer varias columnas de jet grouting, se pueden distinguir dos técnicas:

- *Fresh in Fresh*: Es una secuencia constructiva en la que se crean columnas separadas de manera continua. Una traducción burda sería Reciente sobre Reciente, esto debido a que el proceso del tratamiento es continuo sin esperar a que el material nuevo se endurezca. De esta manera parte del material ya colocado podrá erosionarse y reestructurarse, dejando un material más homogéneo y continuo.
Durante este proceso hay que cuidar la etapa de erosión, evitando lavar el material ya colocado, por lo que se recomienda usar lechada de cemento.
- *Fresh in Hard*: Es una secuencia constructiva también conocida como secuencia primaria y secundaria. Consiste en crear una nueva columna después de esperar a que la columna adyacente tenga cierto nivel de endurecimiento. Cuando se implementa es necesario llevar un control de cada set de columnas hechas y sus tiempos de curado, así como cuidar el efecto sombra. El efecto sombra ocurre cuando una columna ya endurecida no permite que un nuevo jet alcance y erosione el suelo de las orillas de las columnas, por lo que se reduce la dimensión de las columnas secundarias.

Cualquier geometría hecha con jet grouting puede ser reforzada con el uso de barras o tubos de acero, ganando mayor resistencia a tensión y a flexión. Su colocación es sencilla ya que se introducen cuando el material del elemento sigue fresco, también existe la posibilidad de colocarlo ya que ha endurecido, con ayuda de una perforación y luego llenándola de una lechada de cemento convencional. Este último método solo es efectivo para elementos someros.

Para otros casos se puede usar como refuerzo elementos de fibra de vidrio, la cual brindara gran resistencia a tensión, estos elementos son muy recomendables para frentes de túneles, ya que son fáciles de demoler.

Lechada o Grout

La lechada es un material compuesto por un reactivo químico (agente estabilizante) y agua. El reactivo o binder tiene el objetivo de mejorar las características del suelo, algunos tipos usados son: cal, cemento, mezcla de cal y arena, mezcla de arena y cemento.

La lechada más usada está compuesta por cemento y agua, en una relación entre 0.6 y 1.3. Para cada proyecto se debe escoger una relación agua/cemento, siendo esta relación grande será más eficiente el proceso de erosión, pero será menos resistente.

Las características de la lechada se escogen dependiendo del tipo de terreno, en algunos casos se recomienda usar cementos especiales como en zonas de agresividad química. También existe el uso de aditivos como la bentonita para evitar rechazos en exceso, esto ocurre cuando existe una relación alta de agua/cemento. Por otro lado, existen otros aditivos que aceleran el endurecimiento del material, tal es el caso del cloruro de calcio y del silicato de sodio.

La lechada es preparada en plantas automáticas (batchplants), lo cual facilita crear una mezcla bien proporcionada y poder inyectar de manera continua. Durante la inyección es fundamental que el rechazo llegue a la superficie sin problema, cuando esto no sucede se pueden observar levantamientos o desplazamientos laterales del terreno.

Se deben diseñar procedimientos especiales para evitar las obstrucciones, teniendo una buena conducción del material rechazado. Es de vital importancia este aspecto sobre todo en zonas urbanas. En algunas ocasiones se puede crear un tapón en el fondo con el objetivo de reducir la permeabilidad de la zona.

Los avances tecnológicos se han dado a partir de la capacidad de erosión e inyección del equipo. Por lo que el diseño de las boquillas de inyección debe poder reducir la pérdida de energía al máximo.

Es importante cuidar el desecho del material inyectado, si el material fluye a la superficie por el espacio anular podemos decir que no hay obstrucciones, pero si el material no fluye podría aumentar la presión del fluido y fracturar el terreno. En este caso no se formaría una columna de jet grouting sino capas delgadas de jet.

Equipo

Las herramientas principales para cualquier sistema de jet grouting son:

- El sistema de producción de la lechada de cemento
- Bombas de agua y de lechada de cemento
- Compresor de aire
- Plataforma de perforación
- La sarta de perforación
- El monitor
- Circuitos hidráulicos

Típicamente la planta del sistema de jet simple está compuesto por:

1. Contenedor de cemento
2. Planta de mezclado y dosificación (batching plant)
3. Bombas de alta presión
4. Tablero de control
5. Equipo de perforación

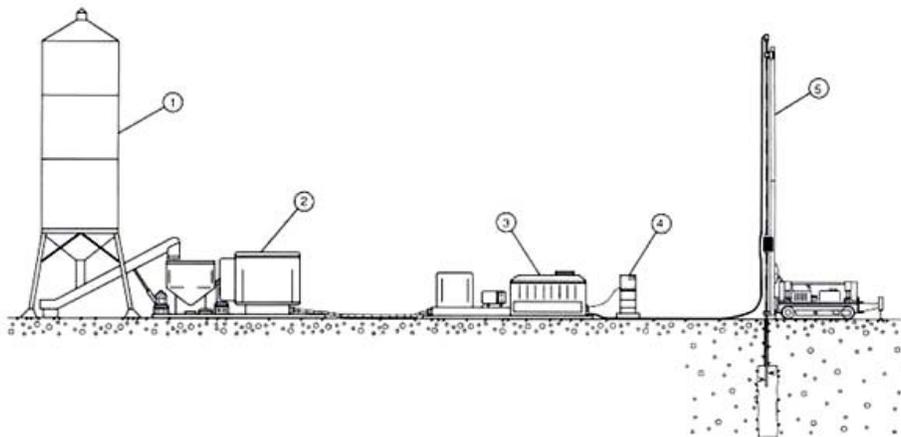


Figura 75, Planta para Jet Simple

Para el sistema de jet doble se debe agregar un compresor de aire mientras que para el sistema de jet triple se debe agregar un compresor de aire y una bomba para agua de alta presión.

El sistema de producción de cemento, debe ser automático, por lo que si no se cuenta con una planta de mezclado y dosificación en sitio se deberá hacer en alguna planta comercial

cercana. Para esta técnica se requieren bombas de alta presión, lo cual es la clave para que la técnica sea efectiva. Las bombas vienen equipadas de tal manera que es posible ajustar la velocidad del flujo.

Las plataformas de perforación y las sartas usadas en el exterior y en el interior tienen diferentes características. Otra diferencia importante es el número de conductos para cada tipo de sistema, uno para jet simple, dos para el jet doble y tres para el jet triple.

Sistemas (Tipos) de Jet Grouting

Existen tres sistemas tradicionales, la selección del más apropiado depende de las características del suelo *in situ*, de la aplicación y de la resistencia del Soilcrete necesaria. Los tres sistemas son el simple, el doble y el triple, los cuales responden al número y tipo de fluido inyectado.

Cada tratamiento de jet grouting se ejecuta controlando ciertos parámetros, entre ellos están las características geométricas, variables cinemáticas que definen el movimiento de la sarta así como la composición, presión, y velocidad de inyección del fluido. La mayoría de estos parámetros van de la mano, por lo que no pueden ser seleccionados de manera independiente. Tal es el caso del diámetro de las boquillas, velocidad del flujo, y la presión.

Dependiendo del sistema que se emplee se selecciona la herramienta. El monitor es la herramienta llave para realizar el Jet Grouting. Este es un cilindro de acero que tiene colocado varias boquillas (2 a 8 mm de diámetro), con las cuales se realiza la inyección.

El monitor en la parte baja tiene un hueco de mayor diámetro a las boquillas, que durante la fase de perforación funciona para la circulación directa del fluido de perforación. Al iniciar la fase de inyección este hueco se cierra e inicia la inyección a través de las boquillas.

- **Jet Simple**

El sistema de jet simple, utiliza una inyección a gran presión de lechada de cemento para erosionar y mezclar el suelo. Este sistema es muy efectivo para suelos no cohesivos, pero no funciona muy bien para técnicas de reforzamiento de cimentaciones, debido al riesgo de presurizar y levantar el suelo.

Durante este proceso la inyección de lechada es bombeada a través de la tubería y sale por medio de una boquilla horizontal con una velocidad alta (aprox 200 m/seg), este fluido provoca la erosión y reestructuración del suelo. Este método es el más antiguo y más simple. Se pueden usar varias boquillas al mismo tiempo.

Dentro de este tipo se considera al CCP⁸, crea columnas con diámetros entre 1 y 2 m, es la técnica más simple. La inyección de lechada se realiza a través de una boquilla de 40.5 mm de diámetro. La lechada se mezcla a gran presión con el suelo, mejorando su resistencia y estabilidad.

La presión de inyección usada es de 20 MN/m², mientras que la extracción del monitor es de manera intermitente cada 25 a 50 mm. El proceso constructivo es el siguiente:

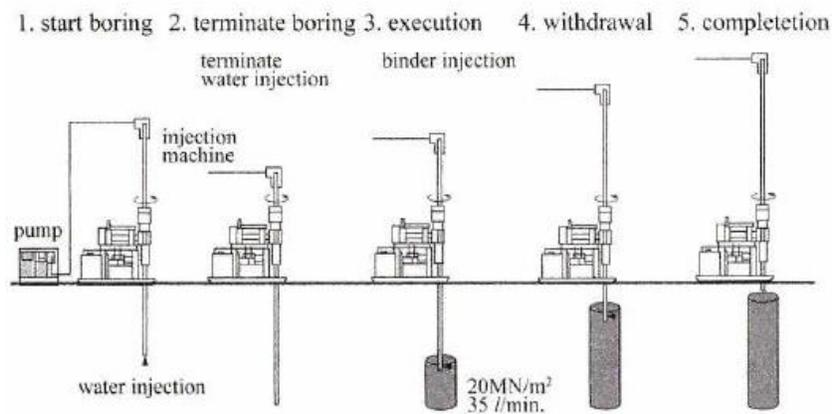


Figura 76, Proceso del método CCP

Dependiendo el tipo de suelo se tienen tablas con los parámetros estándar operacionales, así como valores de diseño:

⁸CCP = Chemical Churning Pile

(a) For sand layer.

SPT N-value of original soil	$N < 5$	$5 < N < 10$	$10 < N < 15$
Binder injection pressure (MN/m ²)	20.0	20.0	20.0
Withdrawal speed (m/min.)	0.25	0.25	0.25
Rotation speed (rpm)	20	20	20
Flow rate of binder slurry (m ³ /min.)	0.035	0.035	0.035
Diameter of column (m)	0.40	0.35	0.30

(b) For clay layer.

Cohesion of original soil (kN/m ²)	$C < 10$	$10 < C < 30$	$30 < C < 50$
Binder injection pressure (MN/m ²)	20.0	20.0	20.0
Withdrawal speed (m/min.)	0.25	0.25	0.25
Rotation speed (rpm)	20	20	20
Flow rate of binder slurry (m ³ /min.)	0.035	0.035	0.035
Diameter of column (m)	0.50	0.45	0.30

Binder type	soil	W/C ratio	q_u (MN/m ²)	cohesion, c (MN/m ²)	adhesion (MN/m ²)	bending strength (MN/m ²)	elastic modulus (MN/m ²)
CCP5	sand	90%	1.0	1/6 q_u	c/3	2c/3	100 q_u
	clay		0.8				
	organic		0.2				
CCP-6	sand	100%	3.0				
	clay		1.0				
CCP-7A	sand	150%	2.0				
	clay		0.5				
CCP-7B	sand	110%	1.0				
	clay		0.5				
CCP-8	organic	100%	0.3				

Figura 77, Parámetros estándar operacionales del método CCP

Es necesario llevar un control y monitoreo de los parámetros operacionales así como de la relación de la lechada, su densidad y la geometría. Por otro lado la verticalidad de la herramienta no debe pasar de 1/250.

- **Jet Doble**

El sistema de jet doble o de doble fluido, también conocido como JSG, la erosión y reestructuración del suelo se realiza con un solo fluido. El fluido o lechada, la cual es rodeada por un jet de aire. La envoltura del jet de aire incrementa la eficiencia de la erosión, disminuyendo la pérdida de energía y aumentando el diámetro del tratamiento desde 2 hasta 5 m. Este sistema es más efectivo para los suelos cohesivos, que el sistema de jet simple.

La presión de inyección de lechada es de 20 MN/m² y la presión de inyección del aire es de 0.7 MN/m², mientras que la extracción del monitor es de manera intermitente cada 25 a 50 mm. El equipo usado es el mismo que para el Jet Simple, la diferencia es la boquilla con dos vías de inyección coaxial de 60.5 mm de diámetro.

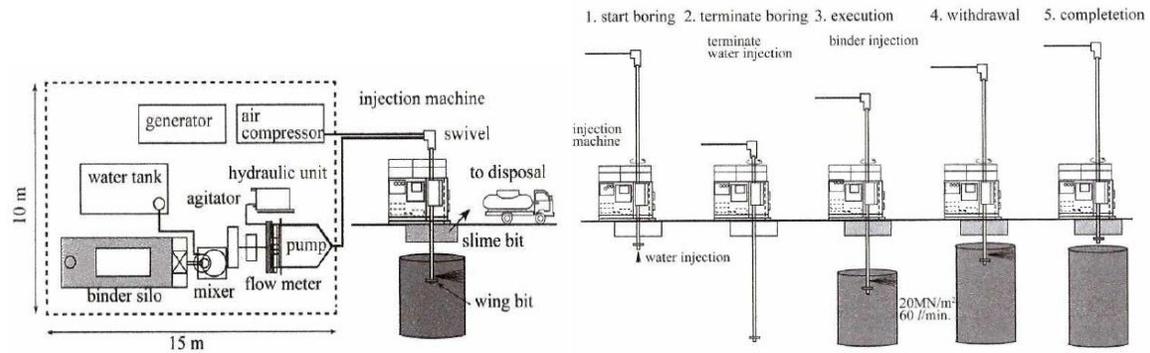


Figura 78, Sistema y Procedimiento de Jet Doble

Dependiendo el tipo de suelo se tienen tablas con los parámetros estándar operacionales, así como valores de diseño:

(a) For sand layer.

SPT N-value of original soil	$N < 10$	$10 < N < 20$	$20 < N < 30$	$30 < N < 35$	$35 < N < 40$	$40 < N < 50$
Air pressure (MN/m ²)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Binder injection pressure (MN/m ²)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
Withdrawal speed (m/min.)	0.025	0.029	0.03	0.038	0.048	0.059
Rotation speed (rpm)	20	20	20	20	20	20
Flow rate of binder slurry (m ³ /min.)	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
Diameter of column (m)	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0

(b) For clay layer.

SPT N-value of original soil	$N < 1$	$N = 1$	$N = 2$	$N = 3$	$N = 4$
Air pressure (MN/m ²)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Binder injection pressure (MN/m ²)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
Withdrawal speed (m/min.)	0.033	0.037	0.043	0.05	0.063
Rotation speed (rpm)	20	20	20	20	20
Flow rate of binder slurry (m ³ /min.)	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
Diameter of column (m)	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2

Binder type	soil	W/C ratio	q_u (MN/m ²)	cohesion, c (MN/m ²)	adhesion (MN/m ²)	bending strength (MN/m ²)	elastic modulus (MN/m ²)
JG-1	sand	100%	3.0	0.5	} $c/3$	} $2c/3$	300
JG-1	clay	100%	1.0	0.3			100
JG-2	sand	150%	2.0	0.4			200
JG-3	sand	200%	1.0	0.2			100
JG-4	organic	100%	0.3	0.1			30
JG-5	clay	150%	1.0	0.3		100	

Figura 79, Parámetros estándar operacionales del Jet Doble

Existe otro sistema de doble jet llamado SuperJet, el cual alcanza un diámetro de 5 m. La lechada es inyectada a 30 MN/m² envuelta por aire inyectado a una presión entre 0.7 y 1.05 MN/m². El aire reduce la fricción permitiendo que la lechada llegue más lejos (aumentando el diámetro). La boquilla de inyección es un cilindro doble de 140 mm de diámetro.

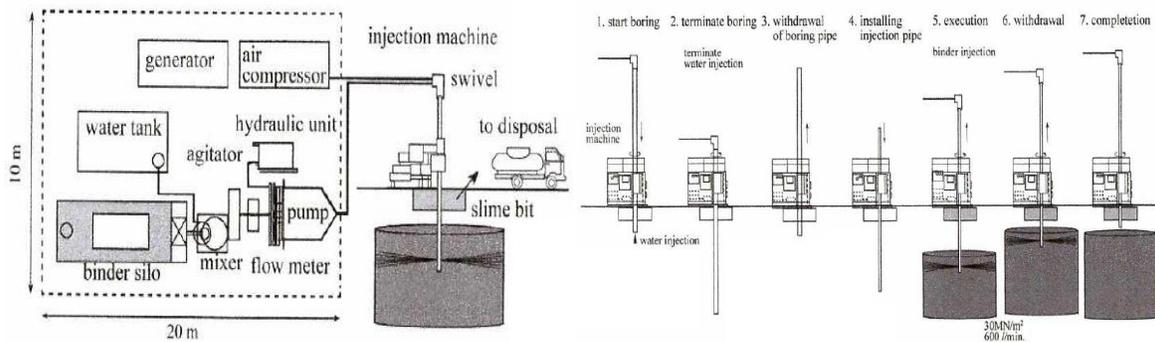


Figura 80, Sistema y Procedimiento del SuperJet

Dependiendo el tipo de suelo se tienen tablas con los parámetros estándar operacionales, así como valores de diseño:

SPT N-value of original soil for sand	$N < 50$	$50 < N < 100$	$100 < N < 150$	$150 < N$
SPT N-value of original soil for clay	$N < 3$	$3 < N < 5$	$5 < N < 7$	$7 < N < 9$
Air pressure (MN/m^2)	0.7 to 1.05	0.7 to 1.05	0.7 to 1.05	0.7 to 1.05
Binder injection pressure (MN/m^2)	30	30	30	30
Withdrawal speed (m/min.)	0.0625	0.625	0.625	0.625
Rotation speed (rpm)	20	20	20	20
Flow rate of binder slurry ($m^3/min.$)	0.06	0.06	0.06	0.06
Diameter of column (m) depth < 30 m	5.0	4.5	4.0	3.5
Diameter of column (m) depth > 30 m	4.5	4.0	3.5	3.0

Binder type	soil	W/C ratio	q_u (MN/m^2)	cohesion, c (MN/m^2)	adhesion (MN/m^2)	bending strength (MN/m^2)	elastic modulus (MN/m^2)
SJ-1-H	sand	135%	3.0	0.5	} $c/3$	} $2c/3$	300
SJ-1-H	clay	135%	1.0	0.3			100
SJ-1-L	sand	135%	2.0	0.4			200
SJ-1-L	clay	135%	0.7	0.2			70
SJ-2	sand	150%	3.0	0.5			300
SJ-2	clay	150%	1.0	0.3			100
SJ-3	sand	150%	3.0	0.5			300
SJ3	clay	150%	1.0	0.3			100
SJ-4	organic	100%	0.3	0.1			30

Figura 81, Parámetros estándar operacionales del SuperJet

- **Jet Triple**

En el sistema de Jet Triple o CJG, se observa que los dos procesos (erosión e inyección) son procesos que se ejecutan por separado. El diámetro logrado es de 2 m.

En el monitor se coloca una tubería de tres fases para separar la entrada de agua, de aire y de la lechada. En la parte superior del monitor se utiliza un jet de agua (presión de 40

MN/m²) rodeado por un jet de aire (presión de 0.7 MN/m²) para erosionar el suelo, mientras que por una boquilla ubicada en la parte inferior se inyecta la lechada (presión de 2 a 5 MN/m²) a una velocidad más baja que el jet de aire y agua. La separación de los procesos de erosión y de inyección resulta en una mejor calidad de Soilcrete. Este sistema es el más efectivo dentro de los suelos cohesivos.

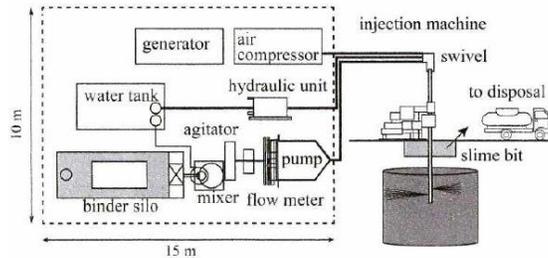


Figura 82, Sistema del Triple Jet

Dependiendo el tipo de suelo se tienen tablas con los parámetros estándar operacionales, así como valores de diseño:

(a) For sand layer

SPT N-value of original soil	N < 30	30 < N < 50	50 < N < 100	100 < N < 150	150 < N < 175	175 < N < 200
Water injection pressure (MN/m ²)	40	40	40	40	40	40
Air pressure (MN/m ²)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Binder injection pressure (MN/m ²)	2 to 5	2 to 5	2 to 5	2 to 5	2 to 5	2 to 5
Withdrawal speed (m/min.)	0.0625	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04
Rotation speed (rpm)	20	20	20	20	20	20
Flow rate of binder slurry (m ³ /min.)	0.18	0.18	0.16	0.14	0.14	0.14
Diameter of column (m)	2.0	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2

(b) For clay layer

SPT N-value of original soil	N < 3	3 < N < 5	5 < N < 7	7 < N < 9
Water injection pressure (MN/m ²)	40	40	40	40
Air pressure (MN/m ²)	0.7	0.7	0.7	0.7
Binder injection pressure (MN/m ²)	2 to 5	2 to 5	2 to 5	2 to 5
Withdrawal speed (m/min.)	0.05	0.05	0.04	0.04
Rotation speed (rpm)	20	20	20	20
Flow rate of binder slurry (m ³ /min.)	0.18	0.16	0.14	0.14
Diameter of column (m)	2.0	1.8	1.6	1.2

Binder type	soil	q _u (MN/m ²)	cohesion, c (MN/m ²)	adhesion (MN/m ²)	bending strength (MN/m ²)	elastic modulus (MN/m ²)
JG-1	sand	3	0.5	c/3	2c/3	300
JG-1	clay	1	0.3			100
JG-2	sand	2	0.4			200
JG-3	sand	1	0.2			100
JG-4	organic	0.3	0.1			30
JG-5	clay	1	0.3			100

Figura 83, Parámetros estándar operacionales del Triple Jet

Existe una variación conocida como X-Jet, el cual cruza a cierto diámetro un jet de agua (presión de 40 MN/m²) con un jet de aire (presión de 0.6 a 1.5 MN/m²), mientras que al mismo tiempo se inyecta la lechada por debajo (presión de 4 MN/m²). El diámetro formado es de 2.5 m. De esta manera el suelo tiene dos etapas de erosión y se logran mayores diámetros de suelo tratado.

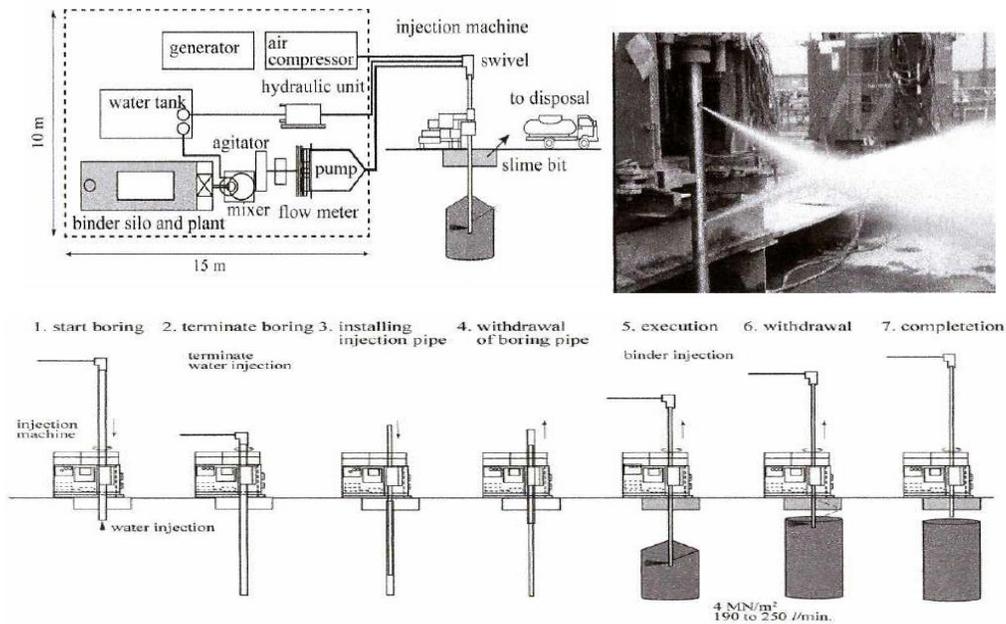


Figura 84, Sistema del Triple Jet

Los sistemas de jet doble y triple ayudan a incrementar el diámetro de la columna, previniendo movimientos horizontales y ascendentes del terreno, mediante la inyección conjunta de aire y lechada.

4.3.2 Jet Grouting bajo el Templo de San Francisco

El templo fue fundado en 1530, siendo uno de los mejores templos de la época. Durante los siguientes años sufrió grandes transformaciones, construyendo un convento, un cementerio y seis capillas alrededor, era un gran terreno.

Durante los siglos XVIII y XIX se dismanteló debido a varias guerras, a tal grado que dejaron de existir varias capillas y el convento. En 1937 se comenzó a reconstruir el templo.

Hoy en día solo queda el templo de San Francisco y el templo dedicado a Nuestra Señora de Aránzazu.

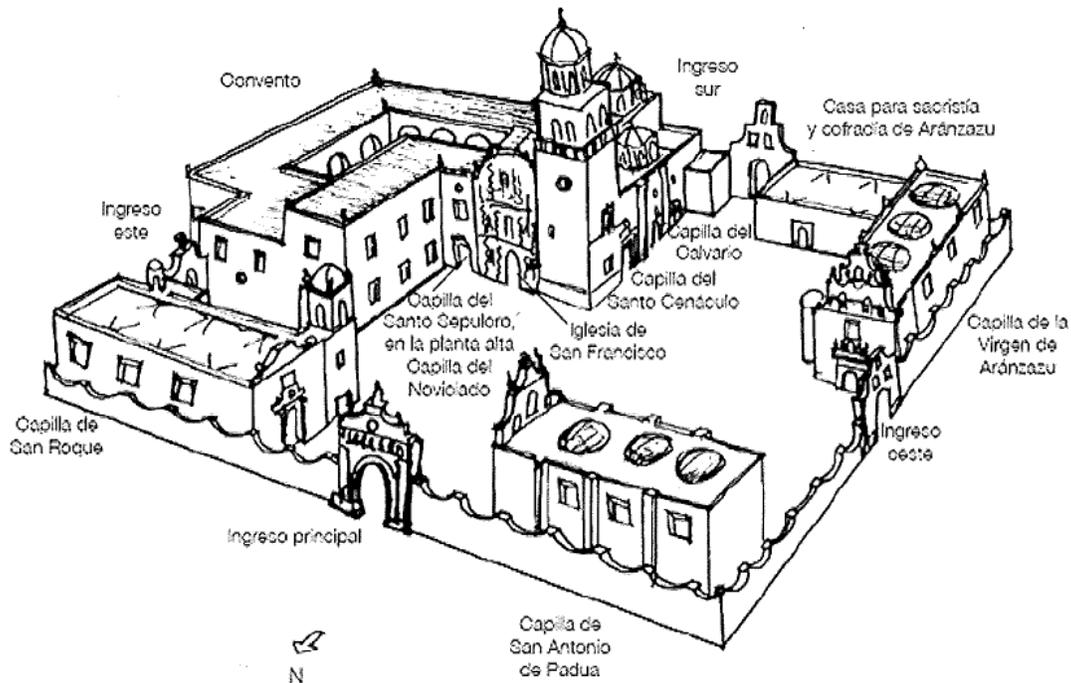


Figura 85, Reconstrucción del Convento de San Francisco

Características Geotécnicas y Geométricas del Templo

El templo está situado en el cruce de las Avenidas 16 de Septiembre y Revolución Oriente, tiene unas dimensiones en planta de 61 m por 28 m así como una torre al norte de 8 m por 8 m en planta. Las calas demuestran que la cimentación se encuentra a 4 m de profundidad, parte de esta cimentación alberga una zona de criptas.

En la cripta se aprecia la boca de un túnel que actualmente se encuentra obstruido.

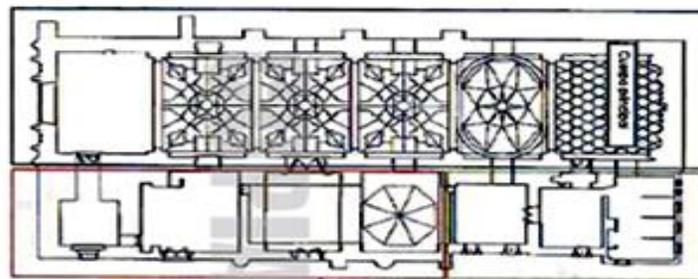


Figura 86, Planta de Cimentación del Templo de San Francisco

Se hicieron dos sondeos cercanos al templo, el ST26 y ST27, donde se demuestra que el templo esta cimentado en una capa de arena limosa (UG1B).

La siguiente figura se muestra el perfil geotécnico bajo el templo:

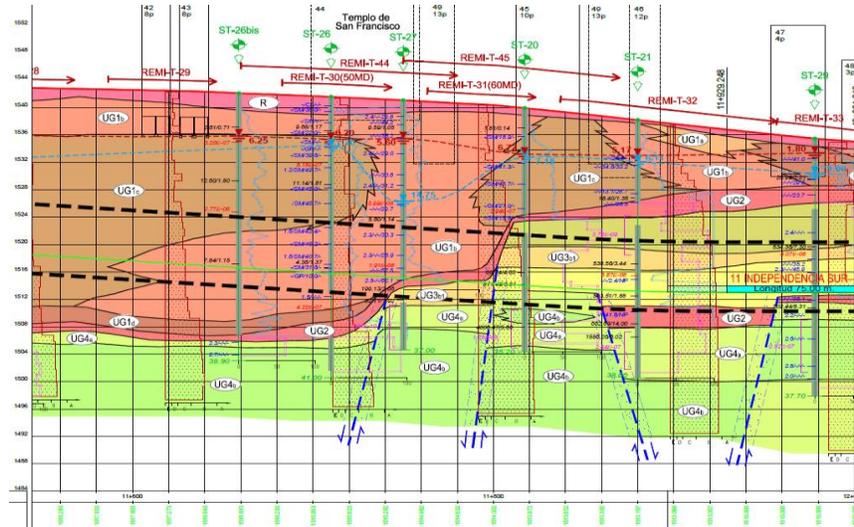


Figura 87, Perfil Geotécnico del Templo de San Francisco

En este caso la tuneladora pasará por debajo de una esquina del templo (formado por las paredes norte y este), como se muestra en la siguiente figura, por lo que se considera un tratamiento de Jet Grouting. El propósito de usar esta técnica es mejorar la resistencia a la compresión del suelo, mejorar la capacidad de carga de la cimentación y disminuir lo más posible la permeabilidad del terreno.

La protección irá 2 m por debajo del túnel y 4 m radiales a la excavación, destacando que el túnel en esta zona tiene una cobertura a la clave de 19 m. En la zona tratada se deberá garantizar una mejora del terreno que permita alcanzar $E=2500$ MPa, $\sigma_c=5$ MPa y $k=10^{-8}$ m/s.

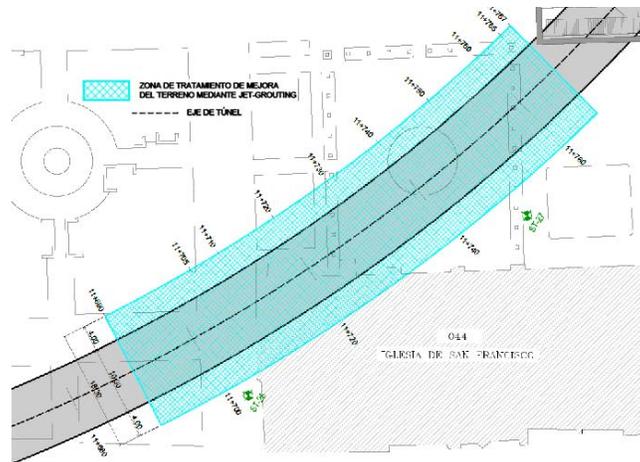


Figura 88, Planta de Tratamiento

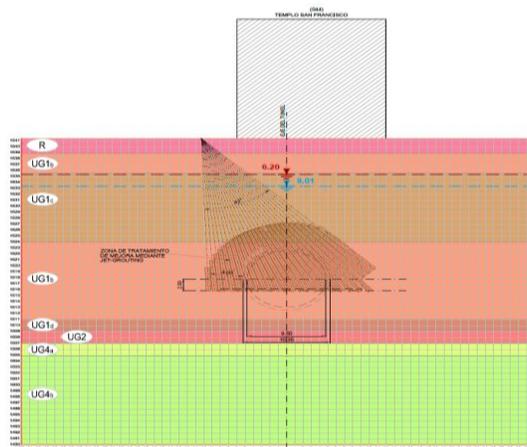


Figura 89, Sección de Tratamiento bajo el Templo de San Francisco

Se proponen columnas de 80 cm de diámetro colocadas a cada 10 cm de separación en tres bolillo. En la figura siguiente se muestra la planta del tratamiento.

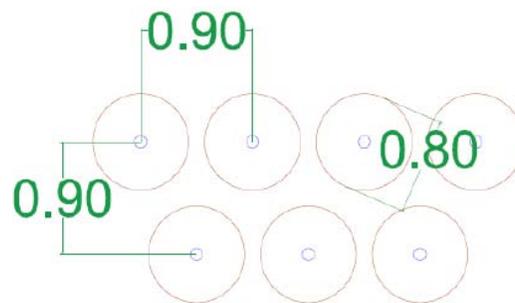


Figura 90, Geometría del Tratamiento del Templo de San Francisco

4.3.3 Ejecución del Panel de Prueba

Diseño de mezcla y selección de parámetros

Antes de iniciar el panel de prueba se reconocen las propiedades del terreno y el objetivo del tratamiento, en este caso estabilización. Una vez reconocido este objetivo podemos abordar que las propiedades de cada columna de jet grouting son una función de diversos factores como, el sistema de jet empleado, los parámetros de inyección, la localización del nivel freático, el tiempo de curado, así como las características del terreno natural.

Cada columna del panel se ejecuta controlando las características geométricas, variables cinemáticas que definen el movimiento de la sarta así como la composición, presión, y velocidad de inyección del fluido. La mayoría de estos parámetros van de la mano, por lo que no pueden ser seleccionados de manera independiente. Tal es el caso del diámetro de las boquillas, velocidad del flujo, y la presión. Estos parámetros se consideran iniciales y de referencia para poder realizar el tratamiento.

El panel se ejecuta como una prueba paramétrica, ya que los criterios de diseño son asumidos por el constructor. Los datos se miden en una escala de intervalo significativo para obtener una distribución normal.

Las propiedades más importantes a especificar inicialmente para el panel son: geometría, localización, resistencia a la compresión simple y permeabilidad. El fin del panel de prueba es lograr las siguientes características mínimas del terreno:

- Resistencia a compresión > 5.0 MPa
- Resistencia a tensión > 0.5 Mpa
- Cohesión > 2.50 Mpa
- Módulo de elasticidad > 2500 Mpa
- Densidad aparente > 19 kN/m³
- Permeabilidad <10⁻⁸ m/s

El tipo de Jet Grouting que se usará para la prueba de panel, es del tipo Jet Doble o también conocido en sitio como Trevi Jet T1/S. Este sistema funciona como un bi-fluido, ya que se utiliza la lechada de cemento y aire como agentes de ruptura y consolidación del terreno.

En las pruebas de panel se requieren lograr columnas de 0.95 metros de diámetro. El volumen de inyección promedio es de 3.54 m³, considerando que fuera una mezcla pura de agua/cemento. Haciendo el cálculo por columna se tiene:

$A=p \times r^2$	0.708 m ²
$V=A \times h$	0.708 * 5 m
Vol. columna de 5 m	3.54 m ³

El tipo de cemento es CPC 40, su resistencia a los 28 días es de 408 kg/cm². El tiempo de fraguado inicial es de 45 minutos y el tiempo de fraguado final es de 600 minutos. La prueba se realizó formando dos filas de 4 columnas separadas a cada 2 metros. La siguiente figura muestra la geometría formada en sitio.



Figura 91, Geometría del Panel de Prueba

Se hicieron 8 pruebas distintas, donde se variaba la presión de lechada, presión de aire y la velocidad ascensional de tratamiento. Los datos en cada columna son:

	PRUEBA 1	PRUEBA 2	PRUEBA 3	PRUEBA 4
Longitud de tratamiento (m.l.)	5	5	5	5
Nº Columnas	1	2	3	4
Presión Lechada (Kg/cm ²)	400	400	450	450
Presión de Aire (Kg/m ²)	10	10	10	10

Diámetro Toberas (mm)	2.5	2.5	2.5	2.5
Velocidad Ascensional (cm/min)	30	30	30	15
Velocidad de Rotación (r.p.m)	10	10	10	10

	PRUEBA 5	PRUEBA 6	PRUEBA 7	PRUEBA 8
Longitud de tratamiento (m.l.)	5	5	5	5
Nº Columnas	5	6	7	8
Presión Lechada (Kg/cm ²)	450	450	450	450
Presión de Aire (Kg/m ²)	10	10	10	10
Diámetro Toberas (mm)	3	3	3	2.5
Velocidad Ascensional (cm/min)	30	30	30	15
Velocidad de Rotación (r.p.m)	10	17	10	10

4.3.4 Metodología Operativa

Controles realizados durante la Ejecución (dosificación y rechazos de mezcla)

La dosificación de la mezcla que se inyectó fue igual para las 3 últimas pruebas y para la primera fue diferente.

Dosificación de Mezcla	PRUEBA 1	PRUEBA 2	PRUEBA 3	PRUEBA 4
Relación C/A	1.5	1.7	1.3	1.3
Peso Específico Mezcla	1.65	1.71	1.59	1.65
Peso de Cemento (Kg)	995	1005	910	862
Agua (Lt)	663	650	700	663

Dosificación de Mezcla	PRUEBA 5	PRUEBA 6	PRUEBA 7	PRUEBA 8
Relación C/A	1.2	1.2	1	1
Peso Específico Mezcla	1.56	1.56	1.53	1.53
Peso de Cemento (Kg)	852	852	750	750
Agua (Lt)	710	710	750	750

Es importante cuidar el desecho del material inyectado, si el material fluye a la superficie por el espacio anular podemos decir que no hay obstrucciones pero si el material no fluye

podría aumentar la presión del fluido y fracturar el terreno. En este caso no se formaría una columna de jet grouting sino capas delgadas de jet.

Los rechazos de mezcla ocurrieron, lo cual indica que las columnas se están formando y el material fue desalojado por medio de un canal a una fosa.

Geometría y Características obtenidas en el Panel de Prueba

Las columnas obtienen los siguientes diámetros:

Columna	Diámetro (m)	Profundidad tratamiento (m)
1	1.5	5
2	1.75	5
3	1.60	5
4	1.50	5
5	1.60	5
6	1.65	5
7	1.60	5
8	1.35	5

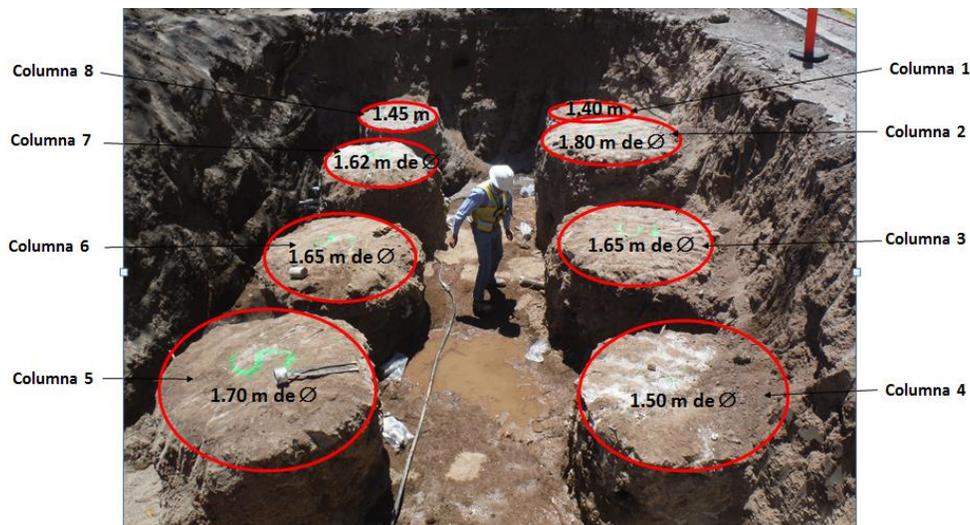


Figura 92, Diámetros del Panel de Prueba

4.3.5 Pruebas

Prueba de Resistencia a Compresión Simple

Según la norma española EHE, a los 7 días se alcanza un 0.65% de la resistencia a compresión simple.

Tabla 1. Resistencia a compresión sobre probetas del mismo tipo.

Edad del hormigón (días)	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Hormigones de endurecimiento rápido	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

A los 7 días de la prueba de panel, se extrajeron 15 núcleos, 8 verticales y siete horizontales. Comprobándose que se alcanza la resistencia especificada para la prueba.

Columna	Edad	Resistencia a Compresión (kg/cm ²)	Observación
1	7 días	94.39	Núcleo vertical
1	7 días	139.10	Núcleo horizontal
2	7 días	83.98	Núcleo vertical
2	7 días	126.15	Núcleo horizontal
3	7 días	57.99	Núcleo vertical
3	7 días	79.46	Núcleo horizontal
4	7 días	55.69	Núcleo vertical
4	7 días	75.99	Núcleo horizontal
5	7 días	81.52	Núcleo vertical
5	7 días	97.58	Núcleo horizontal
6	7 días	70.58	Núcleo vertical
6	7 días	81.76	Núcleo horizontal
7	7 días	59.20	Núcleo vertical
7	7 días	91.53	Núcleo horizontal
8	7 días	76.15	Núcleo vertical

Gracias al Panel de Prueba, se obtienen los parámetros base para la colocación del Jet Grouting. Se corrobora que se cumplen las especificaciones marcadas por el cliente, ya que el terreno alcanza una mayor resistencia a la compresión, mejorando la capacidad de carga del terreno y se disminuye la permeabilidad de gran manera.

Los diámetros alcanzados en el Panel sobrepasan los indicados en el proyecto por lo que se busca bajar la presión de inyección de lechada y aire, así como aumentar la velocidad ascensional de la tobera.

V. INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO

La instrumentación planeada durante la fase del proyecto ejecutivo, debe realizarse a través de un plan de auscultación, verificando el estado actual de los edificios que se sitúen dentro de la zona de afectación. Estas afectaciones son producidas por la excavación del túnel y la construcción de las estaciones.

Antes del inicio de la obra se debe hacer un levantamiento de los edificios situados dentro de la zona de influencia. Este levantamiento se hace ante un notario donde queda asentado legalmente el estado en ese momento de los edificios antes del inicio de los trabajos de obra. Este levantamiento notarial evitará problemas con los vecinos en un futuro.

La instrumentación tiene por objetivo dar seguimiento al comportamiento del túnel, de las estaciones y de las edificaciones cercanas. Se auscultará el comportamiento del terreno y de las estructuras vecinas, verificando las hipótesis de diseño y acopiando información útil para futuros proyectos. Considerándose dos enfoques, uno antes de la obra y el segundo durante y posterior a la etapa de construcción.

Se debe conocer y aplicar criterios generales para prever los tiempos de instalación, las características de cada instrumento y las frecuencias de medición. La instrumentación se piensa como un sistema que permite monitorear el comportamiento que presenten las estructuras como estaciones, túnel y edificaciones vecinas, estableciendo protocolos de actuación y comunicación ante situaciones críticas.

Para este propósito es indispensable que se conozcan de antemano los informes geotécnicos, estructurales y geohidrológicos del comportamiento del túnel y de las estaciones, así como de su interacción con las obras de infraestructura existentes y de los probables impactos en ellas debidos a las excavaciones. Finalmente se seleccionan los tipos y características de los instrumentos.

Para lograr un buen programa de instrumentación se consideran los siguientes pasos:

1. Definir las condiciones de proyecto: tipo de proyecto, propiedades del suelo, condiciones de agua, estado de edificaciones, método planeado de construcción.

2. Predecir los mecanismos de control del comportamiento: se determinarán una o varias hipótesis para mecanismos que puedan controlar los movimientos o el resultado en los cambios en los esfuerzos y presiones de poro
3. Definir soluciones: cada instrumento es seleccionado para dar respuesta a una pregunta específica.
4. Seleccionar parámetros de monitoreo: definir que parámetros son más importantes durante el monitoreo, como por ejemplo presión de poro, deformaciones, esfuerzos, temperatura, cargas, etc.
5. Estimar magnitudes de cambios: el rango y sensibilidad de los instrumentos, los cuales se determinan a partir de esta etapa.
6. Diseño de medidas correctivas: tener planes de corrección
7. Selección de instrumentos
8. Selección de sitios de medición: ubicados mediante evaluación de zonas críticas

Para el proyecto se realizará un reporte de inspecciones cada mes sobre los edificios y sobre el trazo del eje del túnel de manera superficial. La brigada de monitoreo es la encargada de realizar esta actividad, los resultados se deben de comparar con el levantamiento notarial de las edificaciones, para poder decidir si los daños presentados son causados por la construcción de la obra o si ya existían.

Se colocará instrumentación en el túnel, en las estaciones y en los edificios cercanos para controlar desplazamientos verticales y horizontales y esfuerzos. La influencia del túnel se refleja en el comportamiento del terreno y en la posición del NAF, se puede considerar esta influencia como una distancia de 2 veces el diámetro del túnel, en este caso de 23.1 m.

También se ubicarán Secciones de Control, a nivel de superficie, en el túnel y en las estaciones. El monitoreo ayudara a establecer medidas preventivas durante la vida útil de la estructura, en caso de que los movimientos y/o presiones sean mayores a las establecidas en el diseño.

Los edificios cercanos están expuestos a movimientos del terreno provocados por la construcción de la obra, por lo que dentro del levantamiento notarial se establece inicialmente un inventario de cada edificio y se clasifica cada uno bajo una categoría de riesgo y una exposición al mismo. Esto nos ofrece el grado de riesgo de cada edificio con

lo cual se propone la cantidad de instrumentación a usar y si es necesario algún tipo de estructura para su protección. Dentro de categoría de daño se verifica el estado de conservación del inmueble y dentro de la exposición al riesgo se define la tolerancia de cada inmueble en función a los movimientos provocados por la obra

Para controlar y tener un monitoreo frecuente de las deformaciones del terreno se deberá contar con varios bancos de nivel, algunos de referencia y otros profundos que serán absolutos, con los cuales se pueda establecer un hundimiento regional y el local. Las mediciones con respecto a estos bancos se realizan dos veces al año. Los bancos de nivel profundo están ubicados a una distancia de la obra de 100 m y a 40 m de profundidad.

Monitoreo en tiempo real

Para llevar un monitoreo en tiempo real, se usa un sistema de auscultación automática llamado GEOSCOPE, en el que se combinan instrumentos eléctricos y técnicas de comunicación. Todo se puede controlar, conocer y predecir los comportamientos, ya que como se dijo el monitoreo comienza en la etapa previa a la obra. Este sistema tiene la facilidad de mandar una alarma para distintos umbrales propuestos.

La comunicación es un complemento de la instrumentación consta de un multiplexor y datalogger que permiten la automatización de una estación, tramo de túnel o edificios que cuente con instrumentos automatizados. Las mediciones son continuas por lo que durante la construcción se llevara un control de monitoreo semanal.

Un sistema automatizado es un sistema eléctrico a través del cual se permite la conexión de los diferentes instrumentos garantizando la calidad y continuidad de la señal. Los datos obtenidos se almacenan en el datalogger, de ahí pasan a un multiplexor y son transferidos a una computadora portátil para su evaluación y análisis por medio de radio frecuencia, fibra óptica o red. En superficie se colocan unas casetas de instrumentación en la cual se alojará el datalogger y el multiplexor. Los sistemas dentro del túnel y en las estaciones estarán controlados de esta manera.

Secciones de Control Superficiales

Los instrumentos o sensores se colocan en puntos representativos o característicos de cada zona, conocidas como secciones de control. Estas secciones pueden ser de convergencia o bien de instrumentación.

Las secciones de convergencias se definen como el movimiento relativo producido entre dos puntos del intradós del túnel, mientras que las secciones instrumentadas pueden ser usadas en el túnel y en superficie, evaluando la afectación hacia las estructuras aledañas como hundimientos, elevaciones del terreno, etc.

Se establecen secciones de control de tipo normal y completas en superficie, las de tipo normal se encargan de controlar las deformaciones en superficie y en el terreno. Irán ubicadas en cada cruce de calle a cada 150 o 200 m.

Cada sección de control normal estará integrada por:

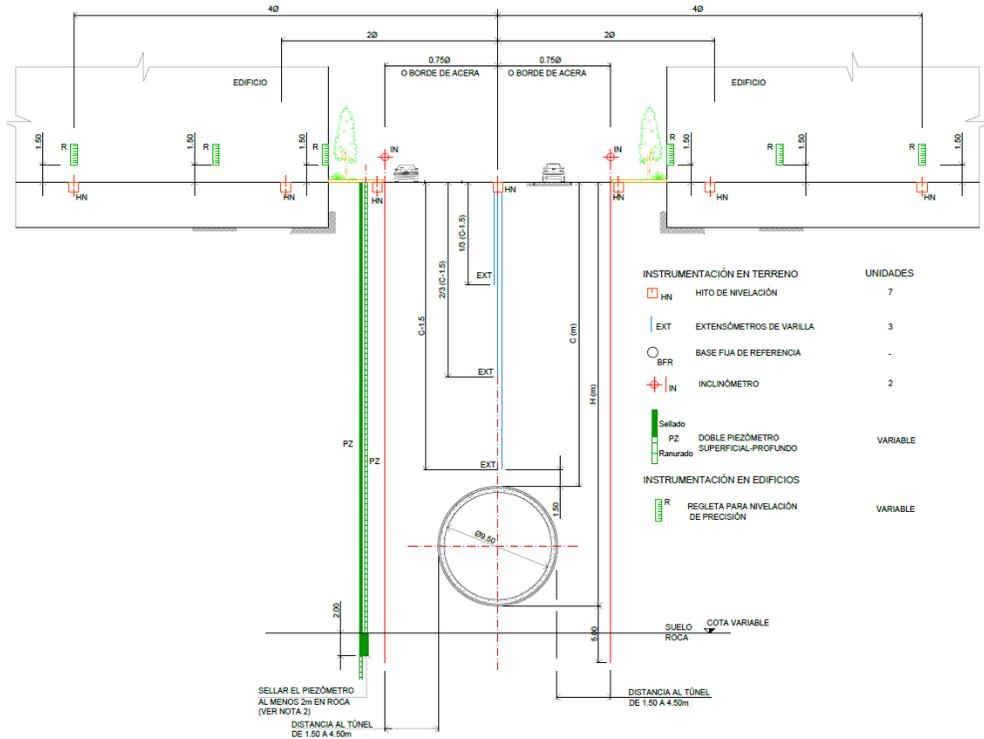
- 7 hitos de nivelación (control de asentamientos), solo se colocarán hitos a 4Φ si están en suelo o en roca fracturada.
- 3 extensómetros de varilla (control de deformaciones del interior del terreno), cada varilla se instalará en su propia perforación.
- Regleta en fachada (control de movimientos de edificio)
- 1 base topográfica o base de referencia (control de movimientos)

Por otro lado están las completas, que se encargan de controlar todo tipo de deformación superficial y en el terreno. Se ubican en los tramos de mayor sensibilidad. En total son 15 zonas de control. Están integradas por:

- 7 hitos de nivelación
- 3 extensómetros de varilla
- Regleta en fachada
- 1 base topográfica
- 2 inclinómetros (control de deformaciones horizontales en el terreno)
- 1 piezómetro doble, excepto en tramos en los que el túnel este excavado en suelo hasta una profundidad de 5 m por debajo de la contrabóveda del túnel, donde se colocará un piezómetro sencillo.

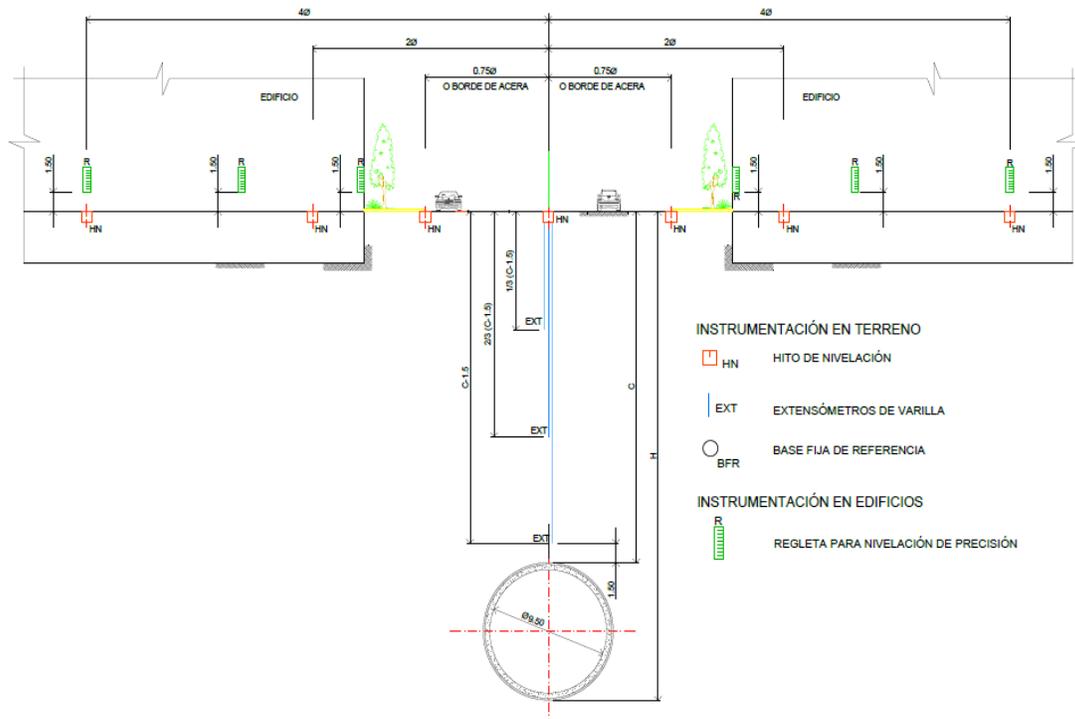
El piezómetro doble no estará ranurado en la zona de suelos y deberá estar empotrado en dos metros de roca.

Por ejemplo para los edificios de gran importancia como Catedral, el Templo de San Francisco, etc. se colocarán indiscutiblemente secciones de control normales y completas superficiales y en el túnel.



SITUACIÓN DE SECCIONES DE CONTROL COMPLETAS EN SUPERFICIE (SCSC)	
1.- 9+650	8.- 11+160
2.- 10+310	9.- 11+210
3.- 10+660	10.- 11+530
4.- 10+780	11.- 11+620
5.- 10+860	12.- 11+715
6.- 11+040	13.- 11+820
7.- 11+100	-

Figura 93, Sección de Control Completa en Superficie



SITUACION DE SECCIONES DE CONTROL NORMALES EN SUPERFICIE (SCSN)		
1.- 9+560	8.- 10+560	15.- 12+390
2.- 9+760	9.- 10+950	16.- 12+610
3.- 9+880	10.- 11+470	17.- 12+800
4.- 9+985	11.- 11+735	18.- 13+000
5.- 10+090	12.- 12+100	19.- 13+200
6.- 10+200	13.- 12+210	20.- 13+350
7.- 10+480	14.- 12+310	

Figura 94, Sección de Control Normal en Superficie

Superficialmente

Se debe controlar y monitorear los movimientos horizontales y verticales, por lo que se utilizará topografía asistida de los siguientes instrumentos:

- Clavos, Niveletas y Prismas: control de movimientos verticales y horizontales en superficie. Se colocan a no menos de 1.50 m de altura a partir de nivel banqueta sobre los edificios, se obtiene una gráfica de cada niveleta de la fecha de medición contra el desplazamiento.
- Plomos: control de desplazamiento angular de edificaciones aledañas, se colocan en la parte superior de los edificios. Se obtienen graficas de cada plomo

en cada fecha de medición contra el desplome para dos sentidos (norte-sur y este-oeste)

Por otro lado se debe controlar y monitorear la posición del nivel freático, comprobando la alteración entorno a la excavación, para esto se utilizarán:

- Piezómetros simples también conocidos como Casagrande, su objetivo es conocer la posición y presión del agua, en las excavaciones se colocan tuberías de PVC que funcionan como filtro con ranuras de 2mm a cada 3 mm en tres bolillo.

5.1 Instrumentación en el Túnel

Se debe monitorear los desplazamientos verticales superficiales ya que el movimiento de la TBM induce levantamientos y/o asentamientos del terreno, presentando un empuje máximo sobre el eje del túnel, por el cambio de diámetro mismo del escudo, así como por el espacio anular entre dovela y terreno. Por otro lado, los movimientos horizontales son medidos en los hastiales del túnel. Si los movimientos horizontales longitudinales son mínimos lo que corresponde a una buena presión de confinamiento.

Se seleccionan distintos tramos considerados críticos o donde se deberá de tener más cuidado, se verifican las deformaciones y se controlan los esfuerzos.

1. Control de Deformaciones: permite conocer el equilibrio de la sección y como tiende a ovalarse, hacia los hastiales. Se harán las lecturas cada 50 anillos usando un distómetro, o bien un extensómetro de cinta digital
 - Sistema de Convergencias y Divergencias: mide las deformaciones horizontales del túnel respecto a su clave con ayuda de un extensómetro de cinta. Primero se toma la medida Simple y luego la Compuesta. La Simple mide 3 puntos mientras la compuesta mide 5 puntos del túnel, para marcar los puntos se usan ganchos. Para el modo automatizado se usan clinómetros a cada 100 m, los cuales miden el desplazamiento de la junta pensando que el anillo es fijo

2. Control de Esfuerzos: medición de esfuerzos o presión de la masa del suelo, donde después se compararan con los datos de proyecto. Se utilizan los siguientes instrumentos:
- Celdas de presión: miden la interacción suelo-estructura, presión del suelo que actúa sobre las dovelas, esta presión es producida por el agua y el terreno del entorno. Se instalan en la dovela una vez terminada
 - Deformímetros: van acompañadas de las celdas de presión, existen de dos tipos, para determinar los esfuerzos del concreto y del acero en las dovelas.

Secciones de Control en Túnel

Se establecerán secciones de control normales y completas, donde se combinará la instrumentación para la medición de deformación y de esfuerzos.

Para las secciones normales se colocarán:

- 3 dianas reflejantes (control de deformaciones del interior del túnel), usando el sistema simple de convergencias (medición de 3 puntos del túnel).

Mientras que para la sección completa se usará:

- 5 dianas reflejantes (control deformaciones en interior del túnel), usando el sistema simple de convergencias (medición de 3 puntos del túnel) y el sistema compuesto de convergencias (medición de 5 puntos en el túnel).
- 12 deformímetros de cuerda vibrante (control deformaciones en acero de la dovela)
- 6 celdas de presión (control de presiones totales en dovelas)

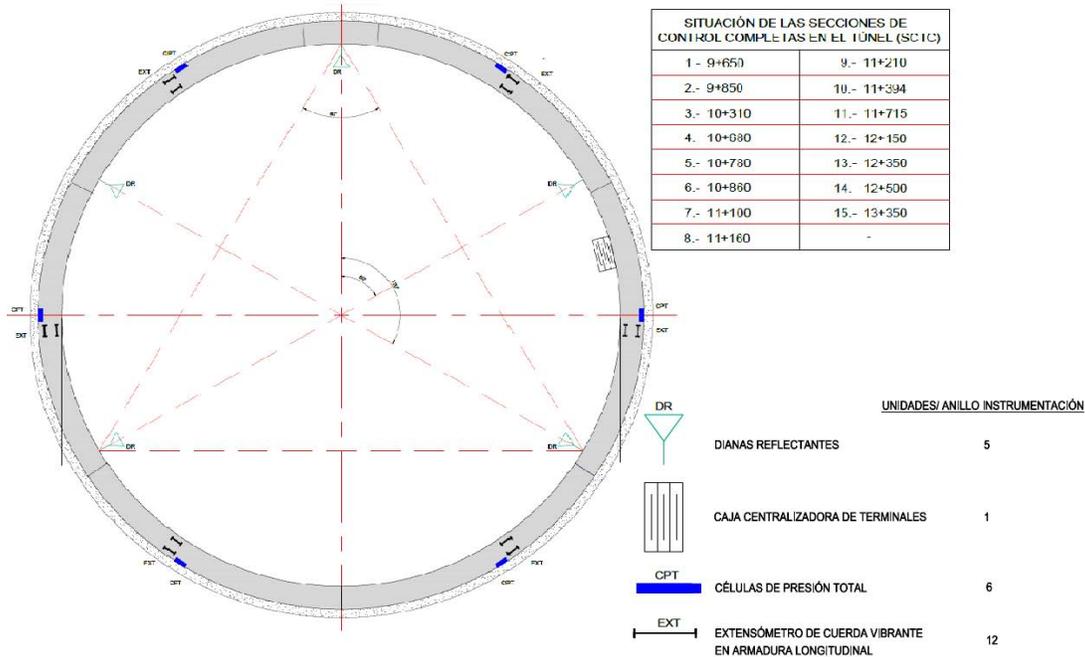


Figura 95, Sección de Control Completa en Túnel

5.2 Instrumentación en Edificaciones dentro de la zona de influencia

Se emplean instrumentos que miden los movimientos inducidos por la excavación del túnel en los edificios que se encuentran dentro de la zona de influencia, para este proyecto la zona tiene una distancia de hasta los 2 diámetros.

Se verifica cualquier tipo de movimiento que pueda o no poner en riesgo la estructura, por lo mismo se deberá hacer un levantamiento notarial previo a la obra para conocer las condiciones originales de las edificaciones y llevar un control de ellas. Se evaluarán dos puntos en particular:

1. Control de movimientos horizontales y verticales de fachadas
 - Regletas/Dianas/Clavos de nivelación: controlan los movimientos verticales de los edificios situados dentro de la zona de influencia. Se colocan a no menos de 1.50 m de altura a partir de nivel banqueta sobre los edificios, se obtiene una gráfica de cada niveleta de la fecha de medición contra el desplazamiento.

2. Evolución de las grietas/fisuras o nuevas apariciones de fisuras: control mediante seguimiento visual de su evolución, usando fisurómetros para llevar mejor control de aperturas.
 - Testigos de yeso: donde se le coloca fecha, ancho, inicio, fin y dimensiones.
 - Fisurómetro (tell tale): se usa para llevar mejor control de las fisuras, cuando ya están desplazándose.
 - Crack meter: medidor de fisuras con lectura automática.

Para el caso de los Edificios Históricos se llevara una instrumentación más compleja, con el fin de asegurar la estabilidad y continuidad de los edificios. El monitoreo debe hacer mediciones en tiempo real y continuo de los edificios así como el control y monitoreo de las pantallas de protección (control de desplazamientos).

Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe

- 1 piezómetro, 2 inclinómetros, 7 hitos de nivelación, 3 extensómetros de varilla y 6 clavos de nivelación. Además se colocarán fisurómetros y testigos de yeso.
En el perímetro se acomodan 10 clavos de nivelación debido a la cercanía de la Estación Alcalde.

Casa de los Perros

- 1 piezómetro, 2 inclinómetros, 7 hitos de nivelación, 3 extensómetros de varilla y 6 clavos de nivelación. Además se colocarán fisurómetros y testigos de yeso.
La sección de control superficial completa coincide con la sección de control de túnel completa.

Palacio Municipal

- 2 piezómetros, 2 inclinómetros, 7 hitos de nivelación, 3 extensómetros de varilla y 6 clavos de nivelación. Además se colocarán fisurómetros y testigos de yeso.
La sección de control superficial completa coincide con la sección de control de túnel completa, en el perímetro hay dos secciones normales de túnel.

Templo de San Francisco

- 2 piezómetros, 2 inclinómetros, 7 hitos de nivelación, 3 extensómetros de varilla y 6 clavos de nivelación. Además, se colocarán fisurómetros y testigos de yeso.

La sección de control superficial completa coincide con la sección de control de túnel completa.

Templo de San José

- 2 piezómetros, 2 inclinómetros, 7 hitos de nivelación, 3 extensómetros de varilla y 6 clavos de nivelación. Además, se colocarán fisurómetros y testigos de yeso.

La sección de control superficial completa coincide con la sección de control de túnel completa.

Catedral de Guadalajara y Sagrario Metropolitano

Debido a la importancia y estado actual de la Catedral, la SCT pidió un plan de auscultación especial para ella, por lo que la empresa SOLDATA entregó una propuesta la cual se vio complementada y evaluada por el Instituto de Ingeniería.

Originalmente en el proyecto se tenía contemplado colocar los siguientes instrumentos:

- 2 piezómetros, 4 inclinómetros, 14 hitos de nivelación, 6 extensómetros de varilla y 12 clavos de nivelación. Además, se colocarán fisurómetros y testigos de yeso.

Actualmente no existe información sobre el estado tensional de la Catedral, por lo que el nuevo sistema de instrumentación se centra en la lectura de giros y movimientos.

La propuesta de auscultación se dividió en dos partes, la instrumentación de la parte externa y la instrumentación de la parte interna de Catedral. Aunque para la adquisición y gestión de datos se seguirá utilizando el sistema GEOSCOPE.

La parte externa estará conformada por dos estaciones totales automatizadas llamadas cyclops, las cuales estarán colocadas frente a Catedral una sobre el Palacio Municipal y la otra en el Hotel ONE. Por otro lado la Catedral tendrá 4 niveles dobles de prismas los cuales permiten tomar medidas 24/7, 1 ciclo cada 30 minutos.

La estación colocada en el Palacio Municipal (C01), tiene un diámetro de cobertura de 100 m, por lo que podrá fácilmente tomar las mediciones de la fachada norte y mitad de la oeste

de la Catedral. Para cada medición recalculará su nivel la estación a partir de prismas colocados fuera de la zona de influencia. La estación colocada en el Hotel ONE (C02), tomará las mediciones de la fachada sur y la mitad de la fachada oeste (parte del Sagrario).

Se trata de un sistema completo de topografía automatizada que transmitirá los datos en tiempo real. Este sistema permitirá controlar los movimientos verticales superficiales y en profundidad, con un alto grado de precisión.



Figura 96, Planta y fachada oeste para instrumentación con cyclops

La parte interna de Catedral irá monitoreada mediante una red de nivelación que permitirá controlar giros y movimientos verticales. Los instrumentos que lo conforman son:

Detección de movimientos verticales superficiales y en profundidad

- Niveles de precisión: un clavo anclado a cada pilar con una frecuencia de medición de dos veces por semana y sobre el trazo del túnel.
- Prismas: colocados en 4 niveles en los paramentos
- Bancos de nivel profundos
- Hitos profundos

Control de posible activación de fisuras y grietas existentes y nuevas

- Bases tridimensionales o fisurómetros: colocadas en cada fisura para obtener el comportamiento tridimensional de cada fisura

Control de giros producidos en elementos estructurales

- Tiltmeters biaxial: colocadas en columnas y muros a dos niveles.
- Electrolevels: se colocarán dos en cada torre.

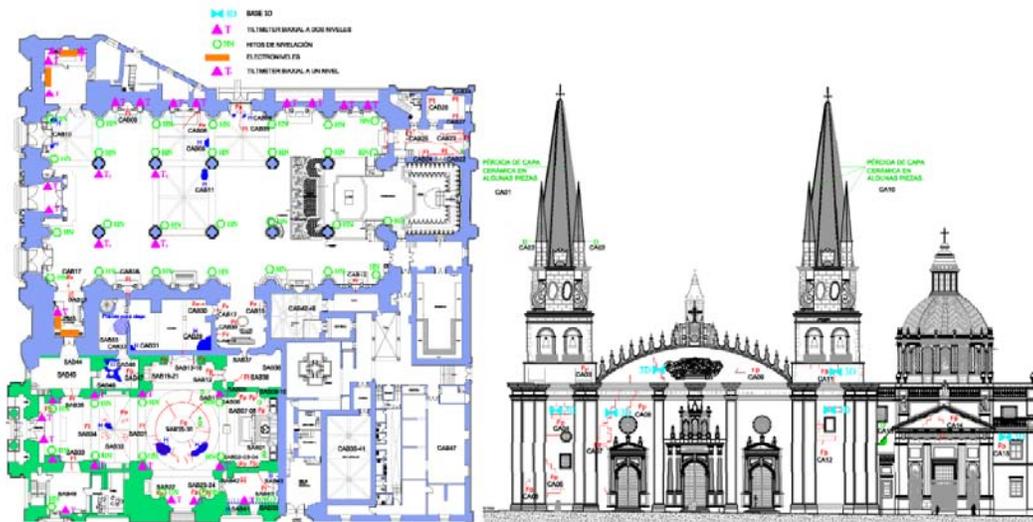


Figura 95, Planta y fachada oeste para instrumentación interna

5.3 Instrumentación en Estaciones

Existe una instrumentación para cada una de las cinco estaciones, se pretende combinar el control de comportamiento estructural de las pantallas con el comportamiento de los edificios afectados por la ejecución de las estaciones. Se usarán los siguientes instrumentos:

- Celdas de Presión: 3 por cada estación, colocadas dentro de los muros Milán hacia el terreno, las cuales se usan para medir la presión total del suelo (determinando la presión activa y pasiva), también se usa para determinar la presión ocasionada por el nivel freático. Las mediciones se realizan cada 10 días formando en los reportes una gráfica de presión contra tiempo.
- Deformímetros de cuerda vibrante: 3 en cada estación embebidos en el concreto del muro Milán, que miden las tensiones o deformaciones del concreto respecto al tiempo. Las mediciones se realizan cada 10 días formando en los reportes una gráfica de deformación contra tiempo.
- Clavos de nivelación: usados como parte de la topografía superficial para llevar el control de los hundimientos, nos da los movimientos verticales.

- Hitos de nivelación: usados como parte de la topografía superficial para llevar el control de los hundimientos de manera más precisa ya que van anclados al terreno y su cabeza va protegida, nos da los movimientos verticales. Se pueden usar para nivelar la zona superior de los extensómetros y así corregir los datos registrados.
- Inclinómetros en suelo y muros de cuerda vibrante: los que están dentro de muros son 3, su función es medir los movimientos horizontales (desviación) respecto a la profundidad del muro. Mientras que los que están en el suelo miden los desplazamientos horizontales de la masa del suelo.
Se debe monitorear el comportamiento de la estructura durante el proceso de operación y funcionalidad. Para monitorear se debe tomar lecturas cada 50 cm de desplazamientos angulares en sus dos sentidos de medición (A+, A-) y (B+, B-), después se hacen las correcciones pertinentes y la gráfica de profundidad contra la desviación. Durante el proceso constructivo se hacen mediciones diarias.
Los inclinómetros para muro, adosan una tubería de PVC al armado del muro Milán, de esa manera queda embebido en el muro. Mientras que los inclinómetros de suelo usan un cople telescópico que no permite deformaciones debidas a la fuerza del suelo.
- Piezómetro abierto: usados para detectar, medir y monitorear el nivel freático en terrenos altamente permeables, en el proyecto se usan en suelo y en roca. Consiste de un filtro de tubos ranurados cubiertos con un filtro de geotextil para filtrar el agua entrante. La medición puede ser de manera normal y de manera automatizada.
- Extensómetro de barra: conocer el desplazamiento vertical a una profundidad determinada, para las mediciones manuales se colocan hasta 3 varillas en el mismo barreno. Se obtiene una gráfica por barra de fecha de toma de lectura contra asentamiento.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El proyecto Tren Eléctrico Urbano Línea 3 de Guadalajara Jalisco, continúa en proceso constructivo, se piensa que estará terminado a principios del año 2018. Dentro del proyecto TEU, se contempla un gran sistema de protección para los monumentos históricos, el cual tiene como propósito principal disminuir los movimientos verticales producidos por la construcción del túnel y de las estaciones.

En este trabajo se analizaron dos casos particulares del sistema de protección, el primer caso, la pantalla de pilas para protección de la Catedral y el segundo caso, el mejoramiento masivo con Jet Grouting bajo el Templo de San Francisco.

La pantalla de pilas para proteger Catedral se analizó mediante el programa de elementos finitos "Plaxis 2D", en los resultados se puede apreciar como los asentamientos verdaderamente son reducidos gracias al efecto de la pantalla de pilas. En el nivel de la cimentación se alcanzan asentamientos menores a 1 mm, siendo menores a los especificados por el cliente (menores a los 6 mm). En el modelo sin pila, se observa que los asentamientos en el nivel de la cimentación son mayores a 1.3 cm por lo que no entran en lo especificado.

El caso del Jet Grouting, se analizó mediante pruebas en campo y en laboratorio. Para que el tratamiento tenga el efecto deseado se realiza un panel de prueba inicialmente. Los parámetros son escogidos arbitrariamente por el constructor, dependen mucho del tipo de Jet usado y del tipo de suelo.

El diámetro que se propone para las columnas es de 90 cm, pero en los resultados se ve que las columnas tienen un diámetro mucho mayor a lo esperado. En este caso se puede concluir que la velocidad ascensional era muy lenta y que la presión de la lechada era muy alta. Para lograr el diámetro de 90 cm se deberá bajar estos parámetros.

Por otro lado las pruebas de resistencia a compresión a los 7 días, resultan favorables ya que el 65% de la resistencia se logra sin mayor problema.

VII. REFERENCIAS

1. Klaus Kirsch y Alan Bell. (2013). Ground Improvement.U.S. CRC Press.
2. Pat M. Cashman y Martin Preene. (2013). Groundwater Lowering in Construction, A practical guide to dewatering.U.S. CRC Press.
3. Paolo Croce, Alessandro Flora y Giuseppe Modoni. (2014). Jet Grouting, Technology, design and control.U.S. CRC Press.
4. SENER Grupo de Ingeniería, S.A. (2014). Control e Instrumentación TSU., Parte 1, 16.
5. TRANSCONSULT Consultoría en Tránsito y Transportes SC y SENER Grupo de Ingeniería, S.A. (2014). Planos Autorizados del Proyecto TEU Guadalajara.
6. SENER Grupo de Ingeniería, S.A. (2014). Informe de Campaña Geotécnica Complementaria del Proyecto TEU Guadalajara.
7. SENER Grupo de Ingeniería, S.A. (2014). Informe de Pruebas de Bombeo del Proyecto TEU Guadalajara.
8. SCT, TRANSCONSULT Consultoría en Tránsito y Transportes SC y SENER Grupo de Ingeniería, S.A. (2014). Bases del Proyecto TEU Guadalajara Tramo 2.
9. Ana BielzaFeliu, (1999), Manual de Técnicas de Tratamiento del Terreno, Madrid, U.D. Proyectos
10. Juan Manuel Fernández Vincent. JetGrouting.Sitio web:
http://www.geotecnika.com.ar/_publicaciones/CAMSIG_XIX_JET_GROUTING_02.pdf

11. Darío Arriaga Vázquez. (2006). Aspectos Constructivos de la Técnica de Compactación Dinámica para Mejoramiento Masivo de Suelos. TESIS UNAM, De UNAM Base de datos.
12. Pietro Lunardi. (1997). GroundImprovementbymeans of Jet Grouting. de Universidad de Parma. Parma Italia. Sitio web: http://www.rocksoil.com/pdf/116_r.pdf
13. Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Ashraf Mahtab y Shulin Xu. (2007). Mechanized Tunnelling in Urban Areas. London UK. Taylor & Francis.
14. Masaki Kitazume y Masaaki Terashi. (2013). The Deep Mixing Method. London UK. Taylor & Francis.