



**ALCALDIA MAYOR  
BOGOTA D.C.**

---

**Instituto  
DESARROLLO URBANO**

**“ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR  
FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN  
CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-  
CUNDINAMARCA.”**

**CONTRATO DE CONSULTORÍA No. 1860 DE 2021**

**ETAPA 4: PROFUNDIZACIÓN SOBRE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA  
ESTRUCTURAS**


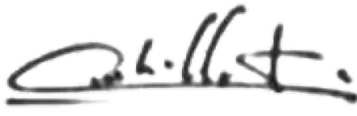
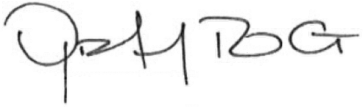
**VERSION 7**

**BOGOTÁ, 2023 – SEPTIEMBRE**

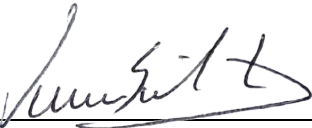


**CONTROL DE VERSIONES**



Versión	Fecha	Descripción de la Modificación	Folios
Versión 0	24/03/2023	Elaboración Inicial	81
Versión 1	14/04/2023	Ajuste por observaciones interventoría	89
Versión 2	24/04/2023	Ajustes de forma	89
Versión 3	26/05/2023	Ajuste por observaciones interventoría	103
Versión 4	06/06/2023	Ajuste por observaciones interventoría	107
Versión 5	16/06/2023	Ajuste por observaciones interventoría	116
Versión 6	18/08/2023	Ajuste por observaciones IDU y EMB	117
Versión 7	26/09/2023	Ajuste por observaciones Interventoría	123

**EMPRESA CONTRATISTA**

ELABORADO POR:	REVISADO POR:	APROBADO POR:
		
Ing. José Manuel Mata Especialista	Ing. Carlos Urdaneta Coordinador de Consultoría	Ing. Oscar Rico Director de Consultoría

**EMPRESA INTERVENTORA**

REVISADO POR:	AVALADO POR:	APROBADO POR:
		
Ing. Luis F. Santander Interventoría	Ing. Diotima Preciado Coordinador de Interventoría	Ing. Abraham Palacio Director de Interventoría

 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1.</b>	<b>INTRODUCCION</b>	<b>9</b>
<b>2.</b>	<b>ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN DEL COMPONENTE</b>	<b>9</b>
<b>3.</b>	<b>OBJETIVOS Y METODOLOGIA</b>	<b>9</b>
3.1.	OBJETIVO GENERAL	9
3.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	9
<b>4.</b>	<b>LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO</b>	<b>10</b>
<b>5.</b>	<b>RELACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE SOPORTE OBTENIDA</b>	<b>12</b>
<b>6.</b>	<b>INVENTARIO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES</b>	<b>12</b>
<b>7.</b>	<b>PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA</b>	<b>12</b>
7.1.	TUNEL	13
7.1.1.	Contexto Geotécnico	13
7.1.2.	Alternativas de construcción	14
7.1.2.1.	Métodos convencionales	14
7.1.2.2.	TBM	18
7.1.3.	Cálculo de Sostenimientos	21
7.1.3.1.	Métodos convencionales	21
7.1.3.2.	TBM	22
7.1.4.	Cálculos Realizados.	27
7.2.	ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DEL TÚNEL	31
7.2.1.	Portales y Emboquilles	31
7.2.2.	Galerías de conexión	32
7.2.3.	Pozos de ventilación y salidas de emergencia.	33
7.3.	ESTACIONES	34
7.3.1.	Descripción general	34
7.3.1.1.	Estaciones tipo 1	36
7.3.1.2.	Estaciones tipo 2	38
7.3.1.3.	Estación especial – Santa Fe	42
7.3.2.	Predimensionamiento	43

7.3.3.	Cálculo de comprobación de pantallas	64
7.3.3.1.	Objetivo	64
7.3.3.2.	Consideraciones y programa de calculo	64
7.3.3.3.	Parámetros geotécnicos	65
7.3.3.4.	Fases de calculo	65
7.3.3.5.	Resultados obtenidos	66
7.3.4.	Metodología de excavación	69
7.4.	PATIO TALLER	78
7.4.1.	Predimensionamiento	78
7.5.	CRUCES CON ESTRUCTURAS Y TRATAMIENTOS DEL TERRENO.	84
7.5.1.	Elementos singulares en el trazado.	84
7.5.2.	Tratamientos del terreno considerados.	88
7.5.2.1.	JET-GROUTING	88
7.5.2.2.	INYECCIONES ARMADAS	89
7.5.2.3.	INYECCIONES DE COMPENSACIÓN	89
7.5.2.4.	PANTALLAS DE PROTECCIÓN.	92
7.5.2.5.	PARAGUAS PESADO DE JET-GROUTING.	93
7.6.	SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE	94
7.7.	ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO	96
7.8.	AUSCULTACIÓN	96
7.8.1.	Metodología	97
7.8.2.	Magnitudes A Controlar	98
7.8.2.1.	Comportamiento Estructural Del Revestimiento Del Túnel	98
7.8.2.2.	Control de la Tuneladora. (Alternativa TBM)	98
7.8.2.3.	Movimientos de los Muros-Pantalla en Estaciones.	99
7.8.2.4.	Movimientos Del Terreno	99
7.8.2.5.	Afecciones a Niveles Freáticos	100
7.8.2.6.	Afecciones a Edificios e Infraestructuras Existentes	100
7.8.2.7.	Cuadro Resumen de Magnitudes	101
7.8.3.	Inventario de Edificaciones, Infraestructuras y Servicios en la zona de influencia de las obras	101
7.8.4.	Zonificación de Control	102
7.8.4.1.	Método Constructivo	102
7.8.4.2.	Profundidad De Excavación	103

7.8.4.3.	Presencia de Agua en el frente	104
7.8.4.4.	Materiales En El Frente De Excavación	104
7.8.4.5.	Materiales Sobre La Clave Del Túnel	105
7.8.4.6.	Movimientos Y Deformaciones Inducidas En Los Edificios O Estructuras	105
7.8.5.	Uso de la auscultación	106
7.8.6.	Instrumentación a Disponer	107
7.8.6.1.	Túnel con Tuneladora	108
o	Instrumentación en superficie	108
o	Instrumentación de anillo	109
7.8.6.2.	Túnel Mediante excavación Convencional Método Belga.	111
7.8.6.3.	Instrumentación de Pantallas	111
o	Estaciones	111
o	Pozos	112
7.8.6.4.	Instrumentación de Edificios	113
<b>8.</b>	<b>ESTIMACIÓN DE CANTIDADES Y COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCIÓN.</b>	<b>114</b>
8.1.	ESTIMACIÓN DE CANTIDADES Y COSTOS TÚNEL	114
8.1.1.	Alternativa Métodos Convencionales.	114
8.1.2.	Alternativa TBM.	116
8.2.	ESTIMACIÓN DE CANTIDADES Y COSTO ESTACIONES	117
8.3.	TIEMPO DE EJECUCIÓN DE CADA UNA DE LAS SOLUCIONES.	118
8.3.1.	Alternativa Métodos Convencionales.	118
8.3.2.	Alternativa TBM.	119
<b>9.</b>	<b>IDENTIFICACIÓN DE CRITERIOS DE EVALUACIÓN</b>	<b>119</b>
<b>10.</b>	<b>CALIFICACIÓN ALTERNATIVAS Y MATRIZ MULTICRITERIO (ETAPA 3)</b>	<b>120</b>
<b>11.</b>	<b>RIESGOS ASOCIADOS AL COMPONENTE</b>	<b>122</b>
<b>12.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>122</b>
<b>ANEXOS</b>		<b>123</b>
<b>1.</b>	<b>Planos</b>	<b>123</b>
<b>2.</b>	<b>Cantidades y costos.</b>	<b>123</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Alternativa seleccionada, Corredor 7, tipología subterránea.....	10
Figura 2. Perfil alternativa subterránea.....	11
Figura 3. Zona de empalme con el Patio Taller en Soacha. ....	11
Figura 4. Formas de secciones típicas en métodos convencionales. ....	15
Figura 5. Esquema de ejecución de un túnel en mina por el método belga .....	16
Figura 6. Relación entre tipo de TBM y terreno. ....	18
Figura 7. Vista de los elementos característicos de una TBM tipo EPB.....	19
Figura 8. Sección tipo propuesta para métodos convencionales. ....	22
Figura 9. Vista del anillo de dovelas desde el escudo. ....	26
Figura 10. Desarrollo en planta de varios anillos universales consecutivos.....	27
Figura 11. Detalle de perfil zona de cálculo.....	28
Figura 12. Salidas gráficas de los cálculos PLAXIS.....	29
Figura 13. Esquema usual de tratamientos de entrada y salida de la excavación en estaciones y portales.....	31
Figura 14. Perfil característico de las galerías de conexión. ....	32
Figura 15. Secciones de pozos de ventilación y salidas de emergencia. ....	33
Figura 16: Reconocimiento del área de influencia de las estaciones. Elaboración propia.	34
Figura 17. Plantas generales de la estación tipo 1. Elaboración propia. ....	37
Figura 18. Volumetría general de la estación tipo 1. Elaboración propia. ....	37
Figura 19. Cortes generales de la estación tipo 1. Elaboración propia .....	38
Figura 20. Vista en perfil de perforaciones a realizar en pantallas.....	40
Figura 21. Vista en planta de perforaciones a realizar en pantallas.....	40
Figura 22. Plantas generales de la estación tipo 2. Elaboración propia. ....	41
Figura 23. Cortes estación tipo 2. Elaboración propia .....	42
Figura 24. Distribución y dimensiones de muros en estación tipo 1.....	44
Figura 25. Distribución y dimensiones de muros en estación tipo 2.....	45
Figura 26. Curvas de capacidad para placa alveolar tipo LP-25.....	47
Figura 27. Sección de viga AASHTO tipo V.....	49
Figura 28. Sección de viga AASHTO tipo IV.....	53
Figura 29. Curvas de capacidad para placa alveolar tipo LP-50.....	53
Figura 30. Esquema de sección transversal de placa en contrabóveda. ....	55
Figura 31. Modelo matemático de placa curva. ....	56
Figura 32. Diagrama de momentos flectores para condición biempotrada. ....	56
Figura 33. Diagrama de momentos flectores para condición biapoyada.....	57
Figura 34. Esfuerzos axiales en placa curva. ....	57
Figura 35. Simulación 3D de parte de contrabóveda. ....	58
Figura 36: Dimensiones geométricas de Estación Santa Fe.....	59
Figura 37: Esquema de modo de trabajo de pilotes ofreciendo resistencia por fuste en contra de la subpresión.....	60

Figura 38: Modelización de la losa de cimentación completa SAP2000. ....	60
Figura 39: Momentos flectores y tensiones en la losa considerando la subpresión. ....	61
Figura 40: Vista 3D del modelo, con los apoyos perimetrales. ....	61
Figura 41: Resultado de las reacciones en los puntos en los que se colocan pilotes para arriostramiento vertical de la losa. ....	62
Figura 42 Esquema de colocación de Jet-Grouting en estaciones para minimizar la subpresión .....	63
Figura 43: Modelo general de cálculo de pantallas de estaciones. ....	66
Figura 44: Cálculo inicial de presiones PLAXIS. ....	67
Figura 45: Figura deformada del modelo tras la última fase de excavación. ....	67
Figura 46: Deformada de pantalla en la última fase. ....	68
Figura 47: Gráficas de momentos flectores en la última fase. ....	68
Figura 48: Esfuerzos cortantes en la última fase. ....	69
Figura 49. Esquema de fases de ejecución de estaciones Top - Down. ....	71
Figura 50. Actuaciones aparejadas a cada fase de ejecución de estaciones Top - Down. ....	71
Figura 51. Modelos 2D de Plaxis modelo considerando tanto los puntales como los forjados definitivos en el análisis. ....	73
Figura 52. Ejemplo de modelizaciones y tipologías de esfuerzos resultantes en contrabóveda. ....	74
Figura 53. Fases de excavación método alemán, definición general. ....	76
Figura 54. Detalle en 2D de las citadas fases. ....	77
Figura 55. Esquema de ejecución del método mixto en estaciones puntuales. ....	78
Figura 56. Vista de presentación 3D de zona de estación 1. ....	85
Figura 57. Edificación existente con niveles de aparcamiento en el entorno del PK 1+400 .....	85
Figura 58. Planta de desarrollo de zona de edificios de cimentaciones profundas en el entorno de la Estación Gorgonzola. ....	86
Figura 59. Cruce con canal en el entorno del PK 6+820. ....	86
Figura 60. Vista 3D centro comercial PK 7+350. ....	87
Figura 61. Puente en el entorno del PK 14+650. ....	88
Figura 62. Disposición en planta y alzado de los tratamientos de protección con Jet-grouting. ....	89
Figura 63. Figura del tratamiento de pozos de compensación. ....	90
Figura 64. Pantalla de tratamiento para protección de edificaciones. ....	93
Figura 65. Ejemplos de tratamiento de jet-grouting para la protección de la excavación. ....	94
Figura 66. Sección tipo de auscultación en túnel de línea con TBM. ....	109
Figura 67. Sección tipo de control del anillo de revestimiento. ....	110
Figura 68. Instrumentación de la sección de métodos convencionales. ....	111
Figura 69. Sección de instrumentación entre pantallas. ....	112
Figura 70. Sección de instrumentación en pozos. ....	113
Figura 71. Esquema de disposición de puntos de control en edificaciones. ....	114

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Relación de estaciones propuestas para el corredor férreo. ....	12
Tabla 2. Listado de estaciones con su tipología asignada y área total .....	35
Tabla 3. Cuantías de refuerzo en Kg/m <sup>3</sup> .....	63
Tabla 4. Parámetros geotécnicos para comprobación de pantallas.....	65
Tabla 5. Magnitudes a controlar por categoría. ....	101
Tabla 6. Criterios de zonificación de control. ....	102
Tabla 7. Zonificación según el método constructivo. ....	103
Tabla 8. Clasificación según la profundidad de excavación.....	103
Tabla 9. Zonificación según la presencia de agua. ....	104
Tabla 10. Zonificación según los materiales del frente de excavación.....	104
Tabla 11: Zonificación según los materiales sobre clave.....	105
Tabla 12: Límites de los asientos y las distorsiones angulares y deformaciones.....	106
Tabla 13: Elementos de auscultación por categorías de aplicación.....	107
Tabla 14. Costo de estaciones .....	117
Tabla 15. Resultados Matriz Multicriterio Etapa 3.....	120
Tabla 16 Resultados finales de la evaluación multicriterio.....	121



## 1. INTRODUCCION

El presente documento tiene como objeto exponer el desarrollo del componente de Estructuras para la Fase 4 del contrato de consultoría IDU 1860-2021 “*Elaborar los estudios de prefactibilidad del corredor Férreo del Sur en la modalidad ferroviaria y su articulación con otros sistemas de transporte de la región Bogotá – Cundinamarca*”, que incluye el predimensionamiento de las estructuras de la alternativa seleccionada, correspondiente al Corredor 7, esto de acuerdo a los resultados de la matriz multicriterio de la Etapa 3, así como los costos asociados a las mismas, esto considerando que la alternativa seleccionada fue la que resultó del ejercicio de análisis presentado en el documento CAC-SGC-GEN-MMC-01 Matriz Multicriterio Et IV, que tiene una longitud de 23.141 km, con 18 estaciones, y un trazado 100% subterráneo.

## 2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN DEL COMPONENTE

El componente de estructuras se incluye dentro de los estudios de Prefactibilidad, considerando el alcance determinado dentro del documento de Capítulos Técnicos, que compila la totalidad de productos que hacen parte del Contrato 1860.

Dentro del desarrollo de este contrato fue presentado para la fase 1, el documento de metodología, denominado 12. CAC-SGC-EST-M-01 Met Estructuras, y para la fase 2 se presentó el producto de Recopilación y Análisis de Información, con el documento 12. CAC-SGC-EST-INF.RAI-1-v.0 Estructuras. Considerando la importancia de la Fase 3 donde se determinaría la alternativa de corredor, fue desarrollado el documento 11. CAC-SGC-EST-INF.CYD-1 Estructuras, donde se presentaron las interferencias de cada una de las alternativas con los trazados evaluados en dicha fase y se determinaron los criterios que se aportaron desde este componente para el Análisis Multicriterio.

## 3. OBJETIVOS Y METODOLOGIA

### 3.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo de este documento es presentar para el proyecto titulado “*Elaborar los estudios de prefactibilidad del corredor Férreo del Sur en la modalidad ferroviaria y su articulación con otros sistemas de transporte de la región Bogotá – Cundinamarca*”, el predimensionamiento de las estructuras de la alternativa seleccionada, correspondiente al Corredor 7, tipología subterránea, así como los costos asociados a las mismas.

### 3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Presentar el predimensionamiento de las estructuras de la alternativa seleccionada, correspondiente al Corredor 7, tipología subterránea.
- Elaborar los planos del predimensionamiento con plantas, cortes, alzados y localización de las estructuras de la alternativa seleccionada.

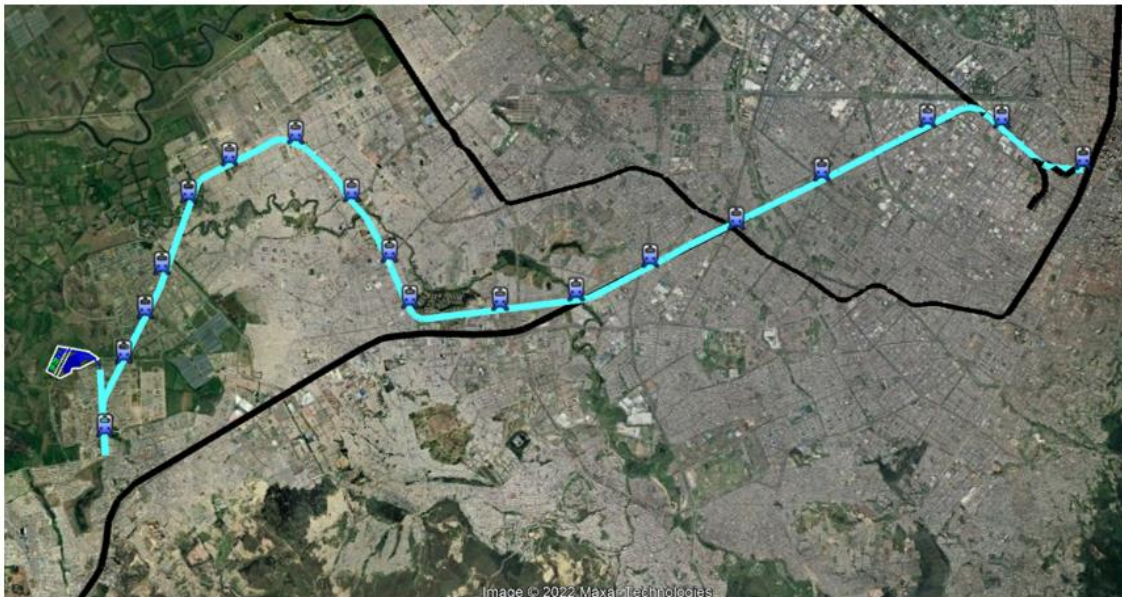
- Estimación de Costos de las estructuras que conforman la alternativa seleccionada.

#### 4. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto y el área de estudio se localiza en el Centro y Sur de Bogotá y en el Municipio de Soacha, Cundinamarca, usando parte del antiguo corredor férreo del Sur, el cual es propiedad del Instituto Nacional de Vías, y cuya titularidad señala que el TRAMO FERREO BOGOTA – EL SALTO (CORREDOR DEL SUR) fue transferido por la Empresa Colombiana de Vías Férreas – FERROVÍAS al Instituto Nacional de Vías – INVIAS, mediante la Escritura Pública No. 2380 otorgada el 11 de septiembre de 2007 en la Notaría 59 del Círculo de Bogotá.

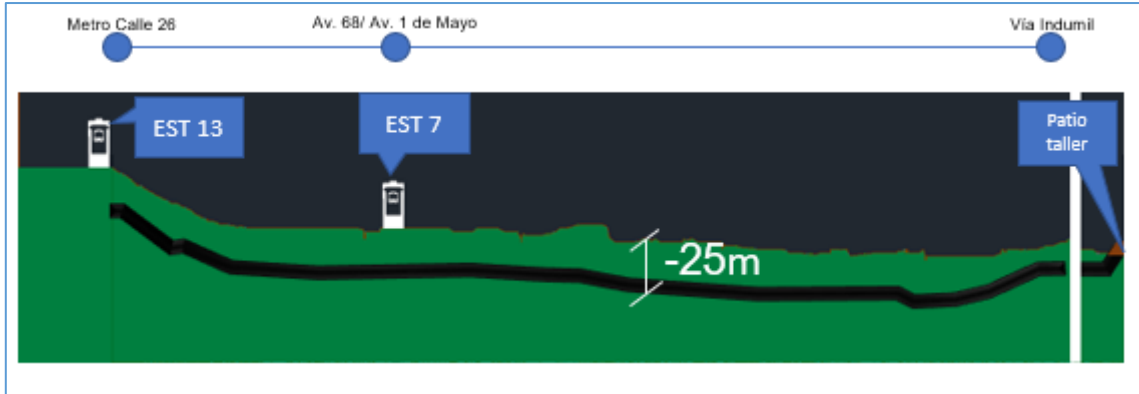
En la Figura 1, se presenta la localización de la propuesta del corredor férreo del actual proyecto, el cual recorrerá en sentido Sur - Norte el municipio de Soacha, las localidades de Bosa, Kennedy, Puente Aranda y los Mártires de la Ciudad de Bogotá D.C, terminando en cercanías a la estación central de la Calle 26. Sobre estas localidades, se proyectan 18 estaciones establecidas para el corredor férreo propuesto, las cuales se describen en la siguiente tabla.

**Figura 1. Alternativa seleccionada, Corredor 7, tipología subterránea**



*Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2022*

**Figura 2. Perfil alternativa subterránea.**



*Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2022*

Este corredor empieza a subir en su tramo final para lograr empalmar con el patio taller, tal y como se muestra en la siguiente ilustración.



**Figura 3. Zona de empalme con el Patio Taller en Soacha.**

*Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2022*

A continuación, se presenta la tabla de la totalidad de estaciones que conforman el trazado.

**Tabla 1. Relación de estaciones propuestas para el corredor férreo.**

Estación	Nombre	Ciudad o municipio	Ubicación
1	Santa fe	Bogotá	Av. Caracas con Calle 23
2	La Hoja		Av. Ciudad de Quito con Calle 22
3	Gorgonzola		Calle 13 con Calle 39
4	La Camelia		Transversal 83 con Calle 2B
5	San Eusebio		Av. 1 de mayo con Cra 52b
6	La Campiña		Transversal 72d con calle 42c Sur
7	Villa del Río		Cra 63 con Autopista Sur
8	Olarte		Carrera 72d con calle 57b Bis Sur
9	El Apogeo		Av. Bosa con Cra 77K
10	Bosa Centro		Av. Bosa con Cra 80
11	La Paz		Cra 84C con Calle 57b Sur
12	Las Margaritas		Calle 60 Sur con Cra 88c
13	Tintal		Calle 74c Sur con Cra 89
14	El Edén		Cra 87m con Calle 88 Sur
15	Ciudad Verde	Soacha	Calle 37 con Cra 34
16	Frailejón		Calle 17 con Cra 31
17	Las Huertas		Calle 1 #19B-94
18	Soacha Centro		Cl. 7 #7-28

## 5. RELACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE SOPORTE OBTENIDA

Dentro del alcance del contrato 1860 se realizó la Recopilación y Análisis de Información (RAI), dicho producto, se entregó dentro de la Fase 2 del contrato y se encuentra aprobado por interventoría. El documento es el denominado 12. CAC-SGC-EST-INF.RAI-1-v.0 Estructuras.

## 6. INVENTARIO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Este inventario, fue realizado dentro de la Fase 3 del contrato y se encuentra en el documento 11. CAC-SGC-EST-INF.CYD-1 Estructuras que se encuentra aprobado por interventoría y radicado en IDU.

## 7. PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

Dentro de este capítulo se pretende exponer como fue realizado el predimensionamiento del túnel y de las estaciones que conforman el trazado, correspondiente al Corredor 7, tipología subterránea.



## 7.1. TUNEL

Este epígrafe destinado a las estructuras de túnel comienza con una descripción de los parámetros que influirán en las distintas decisiones, secciones y tratamientos destinados a la ejecución de los distintos elementos propios de la línea, a continuación se presentan las dos alternativas de excavación de los túneles y en la parte final del documento se realizará el análisis destinado a los condicionantes del dimensionamiento de las soluciones y al análisis económico y temporal de ambas alternativas de excavación.

Con esto este epígrafe de las distintas soluciones que se presentan para este estudio de prefactibilidad quedaría totalmente definido.

### 7.1.1. Contexto Geotécnico

El trazado de la alternativa que se está comentando en este documento se desarrolla en su totalidad sobre el relleno cuaternario que define la Sabana de Bogotá que a su vez se sitúa sobre un gran sinclinal que definen los materiales terciarios y cretácicos que rodean la sabana.

Los análisis previos de los que se disponen, junto con la profundidad de la línea que se refleja en los distintos planos determinan que la totalidad del trazado se desenvuelve dentro de los materiales del cuaternario que comentaremos con mayor profusión a continuación.

Estos materiales presentan características de medios aluviales, medios de conos de deyección y lacustre. Están formados por alternancias de arcilla, limos, arenas y pequeñas intercalaciones de grava fina. Por otro lado, pueden presentarse del mismo modo como alternancia de arcillas, limos, arenas y gravas, finas y gruesas así como niveles de gravas, bolos y bloques, en función de su mayor proximidad a los relieves.

Los materiales lacustres están formados fundamentalmente por potentes niveles de arcillas, muy plásticas y alta humedad, limos y esporádicos niveles de arena fina, situándose sobre un potente espesor de suelos de conos de deyección a modo de boina.

Aunque no va a influir en la excavación propiamente dicha, sí que van a tener importancia en el comportamiento de los elementos en superficie de tal modo que habrá que comentar, que hay que destacar también la presencia de rellenos antrópicos de tipología variada en las partes superiores de la traza; se observan una serie de rellenos antrópicos típicos de rellenos de vaguadas para explanación de vías principales a lo largo de toda el trazado con espesores máximos de 2-3 m; en otras zonas se observan también rellenos inertes vertidos sin ningún tipo de consolidación.

Desde el punto de vista de los fenómenos de remoción en masa la totalidad del trazado queda fuera de cualquier tipo de amenaza, tal y como se observa en el documento 11. CAC-SGC-GEO-INF.PAS-1.

En lo que se refiere a las consideraciones necesarias a la hora de plantear las soluciones que se desarrollan en el documento, por una parte, lo principal es que estamos trabajando en una zona de suelos, con más o menos cohesión y mayor o menor consistencia o densidad, a lo largo de la totalidad de la traza, y nivel freático próximo de la superficie.

Esto implica varias consideraciones; en primer lugar que se requerirá que la metodología de excavación, el planteamiento de las fases y los sostenimientos y revestimientos planteados tienen que estar acordes a esta tipología de terreno y, por otro lado, saber que hay ciertos parámetros que van a condicionar los espesores de los elementos estructurales del túnel y el comportamiento en superficie.

Estos parámetros, estimados con base en la información secundaria de carácter geotécnico que fue posible reunir, son tanto el módulo de deformación del terreno a la hora de valorar el comportamiento de los asientos en superficie y las densidades, cohesiones y ángulos de rozamiento interno, a la hora del cálculo de los empujes que van a actuar sobre el túnel una vez excavado y en fase de ejecución.

La consecuencia de que estemos trabajando en un entorno de terreno blando (suelos) implica estas consideraciones que desarrollaremos con mayor extensión en los epígrafes siguientes.

Por último señalar, y así se tendrá en cuenta en el predimensionamiento de los elementos del túnel, que desde el punto de vista sísmico, la ciudad de Bogotá se encuentra incluida en una estrecha franja que atraviesa todo el país en dirección NE-SW, catalogada con una amenaza sísmica intermedia con valores de la aceleración  $A_a$  (g) entre 0,1 y 0,2. Este hecho condicionará los cálculos posteriores, e incluso los predimensionamientos a los que se hará referencia en este documento.

#### 7.1.2. Alternativas de construcción

##### 7.1.2.1. Métodos convencionales

En el caso que nos ocupa, el entorno de la excavación con los condicionantes del terreno que hemos expuesto, la excavación convencional debe estar adaptada a un entorno de suelos (terrenos blandos). La excavación convencional se puede definir como la construcción de cavidades subterráneas de forma arbitraria utilizando un proceso cíclico que consta de los siguientes pasos:

- Excavación utilizando métodos de perforación o de demolición (explosivos), o excavadoras mecánicas muy básicas
- Desescombro
- Colocación de los elementos primarios de revestimiento, como por ejemplo:
- Cerchas o mallas de redondos
- Bulones para suelo o roca
- Concreto lanzado o in situ.

- Colocación de elementos de revestimiento definitivo, drenaje y estado final del túnel.



**Figura 4. Formas de secciones típicas en métodos convencionales.**

La excavación convencional se realiza, por tanto, según un proceso de ejecución cíclico que consiste en la repetición de una serie de pasos de excavación seguida de la aplicación de un revestimiento primario. La excavación y el revestimiento dependerán de las condiciones y el comportamiento del suelo. El método convencional de construcción de túneles, que utiliza principalmente equipos estándar y permite acceder al frente de excavación del túnel prácticamente en cualquier momento, resulta muy flexible en situaciones o lugares que exigen un cambio en el análisis estructural o en el diseño y que, por ello, exigen también cambios en los medios de revestimiento.

En el caso de suelos, tales como el aluvial que comporta prácticamente la totalidad de la traza que nos ocupa, estos elementos flexibles no lo son tanto, ya que el comportamiento de los suelos, independientemente de que puedan variar alguna de sus características geotécnicas están muy condicionados a dos elementos fundamentales, por un lado la excavación bajo elementos previos de contención y en segundo lugar la ejecución del revestimiento final una vez que se va avanzando la citada excavación.

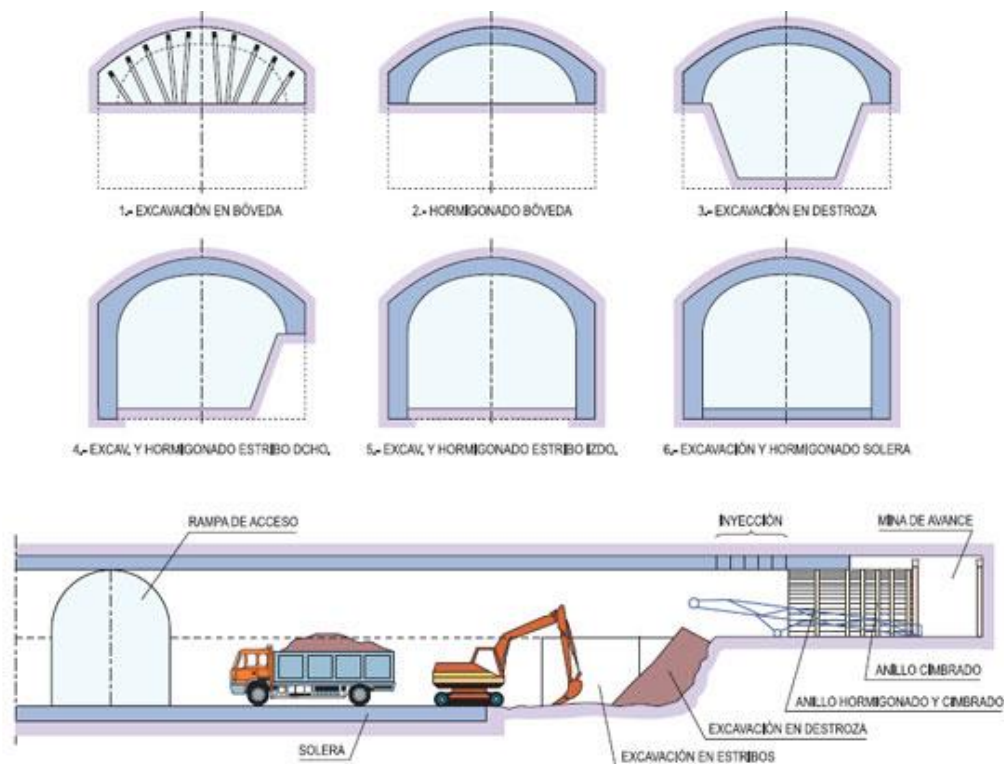
Por ello, y teniendo en cuenta las particularidades de este CORREDOR FÉRREO DEL SUR, donde la sección tiene entorno a los 7 metros de ancho, las fases de excavación deben ser las que establecen métodos de excavación para suelos como es el Método Belga que comentamos a continuación.

El Método Belga, también conocido como el Método Clásico de Madrid o el Método de Galería de Clave, es una técnica utilizada en la construcción de túneles de suelo en los que el terreno presenta una cohesión media que permite variar los metros de avance antes de la entibación dependiendo de las características del terreno y la presencia más o menos masiva de agua en la excavación. Desde el punto de vista histórico, se originó a partir de los principios aplicados en la construcción del Túnel del Charleroi en 1828, que conectaba Bruselas y Charleroi. Este método se distingue por su progresiva excavación de los componentes del túnel, eliminando primero los elementos más estables para evitar colapsos o inestabilidades en el frente de trabajo. El Método Clásico de Madrid recibe este nombre debido a su amplio uso en la construcción de los túneles del metro de Madrid. Es

adecuado para túneles con una anchura máxima de 11 m, incluyendo un espacio máximo de 8 m de ancho y 3 m de ambos hastiales.

El Método Belga implica la excavación de una pequeña galería en clave que se ensancha gradualmente. Durante este proceso, se protege y fortalece el frente de trabajo hasta que sea posible colocar el concreto (revestimiento definitivo) en toda la bóveda (se suele denominar avance en bóveda o calota).

La bóveda se sostiene en el terreno mediante un entramado progresivo de madera. La bóveda se asegura con un encofrado y cuando está asegurada, la parte inferior se va excavando a medida que se va asegurando el avance. De esta manera, la galería se construye mientras se avanza, sin poner en peligro a los trabajadores debido a posibles hundimientos del túnel. Al abrir pequeñas secciones es posible solucionar cualquier problema que pudiera surgir de inestabilidad, puesto que la seguridad del método se basa en que se trabaja con un frente muy pequeño, normalmente inferior a 3 m<sup>2</sup>. Este método está ampliamente comprobado en la práctica de la ingeniería civil, aunque su rendimiento es limitado.



**Figura 5. Esquema de ejecución de un túnel en mina por el método belga**

Las fases que se proponen para la ejecución de nuestro túnel en el caso de optar por la metodología convencional de excavación serían las siguientes:



- a) Excavación de la bóveda. Realmente se inicia con una galería de avance, entibada en la zona de clave, que va unos metros por delante de la bóveda, y desde la que se ensancha la excavación de esa zona. Esta excavación va unida a la debida entibación.
- b) Hormigonado de la bóveda con inyección del trasdós para rellenar huecos y asegurar el contacto terreno-hormigón.
- c) Excavación y entibación de hastiales por bataches, previa excavación en destroza.
- d) Hormigonado de hastiales por bataches.
- e) Destroza y hormigonado de la contrabóveda.

En el caso de que esta metodología requiera ser implementada en secciones mayores, como por ejemplo puede ser las instalaciones ferroviarias de final de línea, las fases c) y d) se cambian, se excavan los hastiales en pozo y se hormigonan antes de excavar la destroza.

En resumen, el Método Belga es efectivo cuando el terreno es lo suficientemente bueno para soportar el descalce de parte de la bóveda para ejecutar los bataches. Esto es posible considerando los terrenos que tendremos en la traza de este CORREDOR FÉRREO DEL SUR, con luces inferiores a 9 metros, siendo la cantidad de agua en terrenos arenosos el principal factor limitante. Además, su sencillez y la poca infraestructura necesaria para su implementación lo hacían un sistema económico para tramos cortos en los años 60 y 70, permitiendo atacar el túnel desde varios frentes sin grandes inversiones.

El tipo de entibación requiere una gran participación de la mano de obra, lo que conlleva los retos propios de un trabajo artesanal. Sin embargo, brinda una supervisión personal y constante, con una gran capacidad de respuesta ante imprevistos. Es esencial trabajar continuamente en turnos de 8 horas para evitar problemas en el terreno.

En términos generales, la velocidad de avance puede variar entre 30 metros por mes en terrenos muy duros a 40-50 m por mes en terrenos más arenosos, llegando en ocasiones a 50 m por mes en terrenos óptimos con 3 turnos de trabajo.

En el epígrafe correspondiente al predimensionamiento se van a determinar, de un modo previo, a nivel del alcance propio del estudio de prefactibilidad, tanto la sección tipo que se comenta como las distintas fases que serán de ejecución para la finalización total del túnel con el espacio interior en la sección requerida y estimada a partir de los elementos de tramos adyacentes al correspondiente al CORREDOR FÉRREO DEL SUR.

Es importante señalar que de cara a garantizar un avance importante y seguro de las excavaciones debe contemplarse la ejecución de paraguas de jetgrouting en el momento en el que estemos trabajando en zonas bajo el nivel freático. En el epígrafe correspondiente en el que se tratan los tratamientos del terreno se analizará la ejecución de estos elementos de protección que se entienden de importancia a la hora de ejecutar el túnel por medios convencionales.

### 7.1.2.2. TBM

La segunda de las alternativas que se van a analizar en la construcción del túnel objeto del presente proyecto es la ejecución del túnel con tuneladora (TBM, Tunnel Boring Machine) y se comenta a continuación la diferencia existente entre los distintos tipos de máquina y se realiza la aproximación a la tipología de máquina prevista considerando los condicionantes geotécnicos de este trazado.

En general existen dos tipologías propias de máquina en lo que se refiere a las TBM. Por un lado las máquinas propiamente de roca, que son las máquinas abiertas y los dobles escudos, que permiten de un modo total o parcial respectivamente, apoyarse en los hastiales del terreno excavado para el avance.

Estas máquinas no son aptas para el terreno en el que se encuentra el trazado del CORREDOR FÉRREO DEL SUR, sino que las características de suelo que nos encontramos, y el entorno urbano en el que está el tramo, hacen que sea obligatorio el uso de máquinas que permitan compensar la presión de tierras durante la excavación, para evitar asientos excesivos y controlar el avance de la excavación al poder tener estabilizado el frente de la misma.

Este tipo de máquinas con estas características de poder compensar la presión de cara a minimizar asientos, deja una terna de máquinas que pueden utilizarse: Por un lado los escudos simples, (en los que se colocan anillos de dovelas como revestimiento pero que la presión del frente no se encuentra compensado por ningún elemento) los hidro escudos, donde esta presión se encuentra compensada mediante elementos externos a presión (normalmente fluidos bentónicos o aire comprimido, y las más utilizadas en este tipo de trabajos que son las tuneladoras EPB.

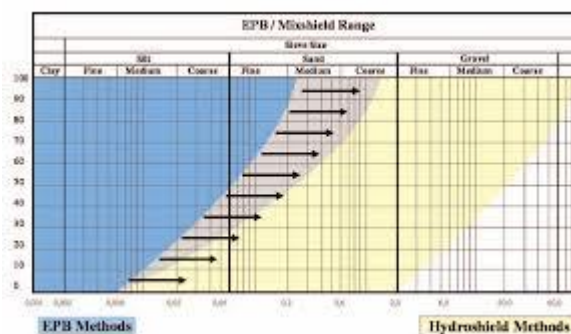


Figura 6. Relación entre tipo de TBM y terreno.

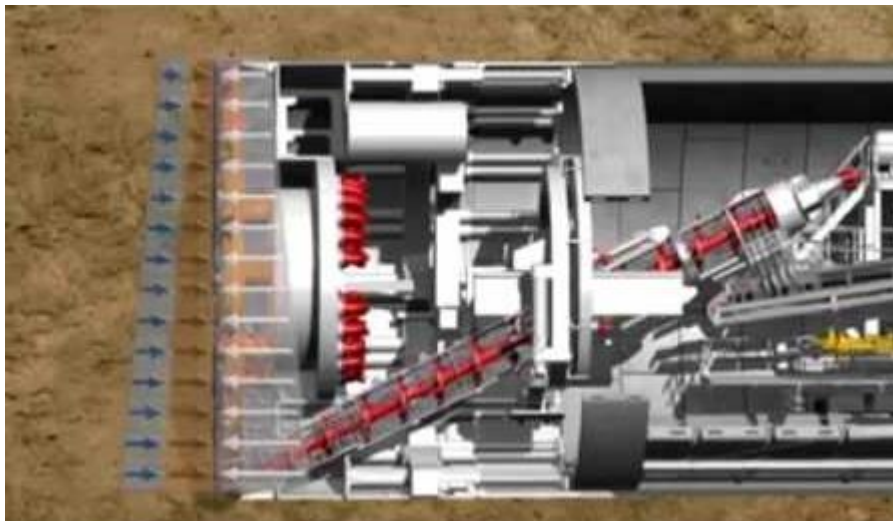
Las características de nuestro tramo, hace que sea la tipología de máquina más conveniente esta última, de tal modo que se describe la misma a continuación, de un modo somero. Tal y como se observa en la figura que se adjunta donde se relacionan los tipos de TBM de suelos con la granulometría del terreno a excavar.

Las tuneladoras EPB (en inglés, Earth Pressure Balance), son escudos de presión de tierras que se utilizan normalmente en la excavación de terrenos cohesivos. Pertenecen al grupo de tuneladoras que denominamos escudos, y que se diferencian de los topes por la carcasa metálica exterior que sostiene provisionalmente el frente de avance hasta que se coloca el sostenimiento definitivo. Los escudos EPB han sido utilizados con éxito en la construcción de túneles, aunque también puede utilizarse con la técnica de hincas de tubos. Como ventajas se encuentran sus elevados rendimientos, trabajando incluso bajo el nivel freático, su versatilidad y respeto medioambiental, aunque requieren de una elevada inversión económica.

El sostenimiento del frente de excavación se realiza con la propia tierra excavada, que se aloja en una cámara de extracción para mantener la presión sobre el frente y minimizar asentamientos en superficie. Esta función se puede reforzar añadiendo espumas al material extraído, lo cual amplía la aplicabilidad de la máquina, al aumentar la plasticidad de los terrenos.

El material se extrae mediante un tornillo de Arquímedes, que en función de su velocidad de extracción y bajo el control de la fuerza de avance proporcionada por los cilindros de propulsión, permite controlar la presión de balance de las tierras. El material excavado se deposita en una cinta transportadora a través de un tornillo sinfín. El transporte del material al exterior se realiza mediante vehículos sobre raíles o camiones.

El sostenimiento definitivo del túnel se consigue mediante un revestimiento de dovelas prefabricadas cuyo predimensionamiento se realiza en los epígrafes siguientes. Aun así en la siguiente figura se muestra un esquema con los componentes principales de nuestra tuneladora EPB para la colocación de dovelas.



**Figura 7. Vista de los elementos característicos de una TBM tipo EPB.**

La tuneladora propuesta es adecuada para perforar roca y suelo suelto. De hecho, el denominado MODO DUAL puede realizar excavaciones en modo EPB (Earth Pressure Balance) o en Modo ABIERTO (sin presión de tierra). El sistema Earth Pressure Balance TBM ha sido diseñado para la excavación en suelos y materiales sueltos y ha sido desarrollado para la aplicación en casi todas las condiciones geológicas, principalmente adaptando el cabezal de corte para adaptarse a las condiciones reales del suelo, incluida la presencia de roca dura.

La excavación en sistema MODO ABIERTO se realiza cuando la cara frontal es estable y no hay riesgos de derrumbe de roca o suelo. El diseño del túnel en la fase de Proyecto Constructivo definirá las áreas donde se tiene que aplicar el sistema OPEN MODE.

En el caso de que no sea necesario presentar una presión que equilibre la estabilidad en el frente, se debe usar una configuración de cabezal de corte particular en MODO ABIERTO. Esto se realiza principalmente utilizando herramientas de corte adecuadas dentro del diseño de la cabeza de la TBM. El disco de corte y el disco de corte doble (aparentemente no necesario en estos terrenos, ya que se utiliza en terrenos realmente rocosos) se utilizarán para romper la roca y lograr el astillado óptimo. La cámara del cabezal de corte no está llena (sin presión de tierra) y el material es extraído por el transportador de tornillo.

Como se comentaba anteriormente, el sistema Earth Pressure Balance TBM se basa en el principio de mantener una presión dentro de la cámara del cabezal de corte igual a la presión hidrostática de la masa de suelo en el frente de avance.



La presión de equilibrio de la TBM es monitoreada continuamente por medio de sensores de presión y es controlada variando la velocidad de rotación del transportador de tornillo, para tener un volumen controlado de material escurrido a través del tornillo, relacionado con la tasa de avance y el empuje.

Durante la excavación, el escudo se desliza fuera del último anillo de revestimiento previamente montado dentro del escudo y el espacio anular se llena con mortero inyectado longitudinalmente con la presión y el volumen adecuados.

En situación normal, el mismo volumen de material excavado que ingresa a la cámara del cabezal de corte (tierra teórica y aditivos inyectados en la cara frontal y/o en la cámara del cabezal de corte) debe extraerse mediante el tornillo sinfín. El volumen extraído debe comprobarse para evitar una sobreextracción.

Los parámetros que se mantienen continuamente bajo control son:

- Presión de tierra (dada por transductor montado en el mamparo);
- Presión de inyección de mortero detrás de los segmentos de revestimiento (mínima y máxima);
- Peso acumulado extraído por tornillo sinfín comparado con el peso acumulado teórico (volumen excavado x densidad in situ).
- Parámetros de dirección (dados por el sistema ZED o TACS)

 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

El ciclo de producción es una secuencia de dos pasos:

- a) EXCAVACIÓN de carrera definida (con inyección de mortero durante la excavación)
- b) MONTAJE DE ANILLO (montaje de un anillo de revestimiento de una longitud o carrera definida)

### Instalaciones de obra

Las instalaciones de obra contemplan dos grandes grupos:

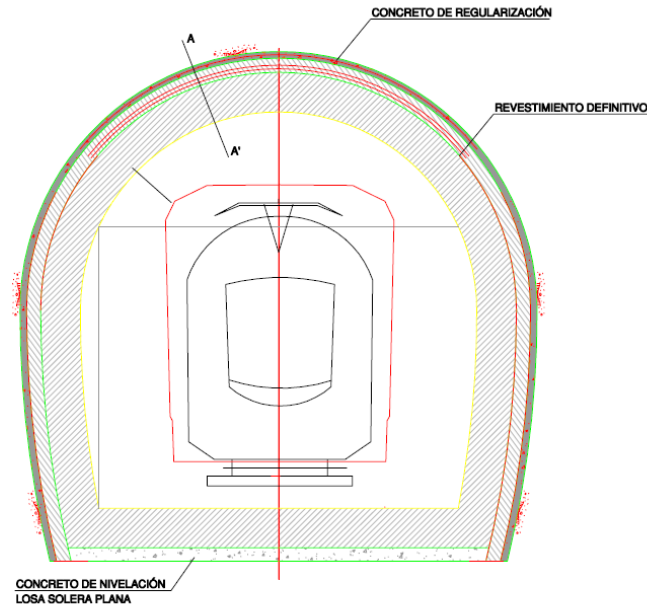
- Planta de fabricación de dovelas
- Los equipos auxiliares de la tuneladora EPB en el punto de ataque.

Dentro de los equipos auxiliares se desarrollan las características principales de diversas instalaciones, elementos y equipos (cinta transportadora, plantas de mortero y de cal, equipos móviles para suministro de tuneladora, ventilación, puentes-grúas...) necesarios para el funcionamiento de la tuneladora EPB.

#### 7.1.3. Cálculo de Sostenimientos

##### 7.1.3.1. Métodos convencionales

Para la definición del revestimiento de la sección de métodos convencionales se ha definido una sección en herradura abierta con las dimensiones que aparecen en el plano que se adjunta al final del presente documento, de tal modo que tiene el suficiente gálibo para que puedan entrar sin problema tanto el material móvil como las instalaciones de túnel de línea.

**SECCIÓN TIPO - ALTERNATIVA METODOS CONVENCIONALES**

ESCALA=

**Figura 8. Sección tipo propuesta para métodos convencionales.**

En esta primera aproximación se ha fijado un espesor del revestimiento de 0,60 metros, pendiente de que se analice de un modo más exhaustivo para comprobar que todas las secciones del túnel se encuentran comprimidas en los casos pésimos de cobertura y terreno y por otro lado, pendiente de otros dos aspectos en lo que se refiere a la solera:

- La necesidad o no de contrabóveda en la sección, pendiente del resultado de los análisis de presencia de agua en el trazado. En la colección de planos y en los cálculos realizados se observan las dos opciones.
- Definición preliminar de los encuentros hastiales contrabóveda, de tal modo que se pueda definir, o al menos reconocer, si será necesario el refuerzo en los puntos de conexión.

Queda pendiente de un posterior análisis de la sección y el comentario de las soluciones correspondientes.

#### 7.1.3.2. TBM

Para la definición preliminar del anillo que se propone, dentro de la alternativa con TBM, ha de realizarse, por un lado, una descripción de la geometría propuesta, tanto en lo relativo a la tipología de anillo como a su espesor y se comentan los elementos que condiciona el



armado que se dispondrá en la fase de Proyecto Constructivo, teniendo en cuenta la totalidad de las cargas que están presentes tanto en el túnel como en la manipulación del anillo de dovelas.

Dichas acciones a las que estarán sometidas las dovelas van desde lo referente a la manipulación y almacenaje en su fase de prefabricado y transporte, hasta los empujes producidos por los gatos y finalizando con la entrada en carga del anillo debido a la acción del terreno que rodea el túnel.

Por este motivo se tendrán en cuenta en el dimensionamiento estructural las siguientes acciones sobre las dovelas:

- Acciones debidas al terreno
- Acciones de manipulación de una dovela
- Construcción y desencofrado
- Almacenamiento de dovelas
- Empuje de los gatos

No obstante, existen más elementos que forman parte de la definición del anillo que son necesario corroborar y cuya definición y comprobación se realiza en este documento teniendo en cuenta las distintas particularidades de este documento.

Desde el punto de vista meramente estructural, el armado que se dispondrá resultará del efecto más desfavorable, siendo la armadura mínima la correspondiente a la mínima geométrica (1,80/00) de acuerdo con la EHE [1], el Eurocódigo nº2 y el Código Modelo CEB-FIP-1990. Se hace referencia a esta normativa nacional española, y se comprobará con las normativas locales en versiones posteriores del documento.

Para el diseño de la dovela se han tenido en cuenta todos los aspectos que intervienen en su espesor, resistencia estructural y materiales que la componen, estos pueden resumirse en los siguientes:

- Capacidad para resistir a las acciones debidas al terreno y a la manipulación.
- Durabilidad.
- Interacción con los elementos de la TBM
- Resistencia del túnel al sismo.

En primer lugar, se analizan las posibles soluciones que se pueden dar al tipo de anillo. Este aspecto tiene una gran influencia en el tiempo de colocación, lo cual resulta primordial en una obra donde hay que tener muy en cuenta el plazo de ejecución y en la capacidad para asumir el trazado que se ha dispuesto para el túnel.

Como es sabido, existe un gran número de posibilidades combinando los tipos de anillos con las variedades de juntas, tanto radiales como circunferenciales; puede optarse por anillos hexagonales, de dovelas trapezoidales, anillos rectos, etc..

En este caso, prescindiendo de tipos de anillos poco utilizados, nos limitaremos a analizar los dos tipos más frecuentes:

- Anillo universal con un sólo tipo de dovelas y con posición de la llave en cualquier situación.
- Anillo con dovelas de izquierdas y derechas.

En el primer caso, se parte de un anillo en tronco de cilindro, con las caras oblicuas para describir las curvas del trazado. Con un solo tipo de anillo se pueden describir las curvas que tengan radios superiores al mínimo, en planta o en alzado, haciendo girar, en cada avance, el conjunto de las dovelas de un anillo respecto del contiguo.

Está claro que la continuidad no es perfecta, pues las curvas de los bordes de las caras del anillo no son circunferencias sino elipses, pero de ejes tan próximos que el error, en la práctica, es despreciable.

Para ello la anchura de las dovelas debe ser la misma, por lo que una vez fijado el número de dovelas sólo falta decidir las dimensiones de la pieza de llave que es simétrica respecto de la directriz más corta del anillo.

Aunque la dimensión de la pieza de llave y el giro sucesivo podría ser cualquiera, hay que buscar soluciones que fijen el número y disposición de los tornillos de unión entre anillos, de modo que la dimensión media de la dovela de llave sea  $1/m$  de la del resto de dovelas, centrando la decisión en fijar  $m$ .

Lógicamente, el giro debe de ser un múltiplo del número de tornillos existentes en las juntas circunferenciales. Por lo tanto, si hay "n" tornillos, el giro deberá ser múltiplo de  $2\pi/n$ .

Como ventajas, se pueden citar las siguientes:

- Sólo se necesita un juego de moldes, ya que se puede girar el anillo (con la conicidad adecuada) en cualquier dirección.
- Las juntas no quedan alineadas, lo cual puede representar una ventaja en zonas con abundancia de agua

Como desventajas, se pueden citar dos principales:

- El montaje del anillo comienza por la dovela opuesta a la llave; en consecuencia, cuando la primera pieza se monta en llave, se plantea un problema de seguridad ya que, en este momento, la dovela queda sujeta únicamente por los tornillos y por la presión de los gatos (que podría faltar si se produjera un fallo en el sistema hidráulico).
- En el supuesto anterior, si se colocase la pieza de llave en último lugar en solera, puede suceder que el propio peso del anillo cierre éste, teniéndose entonces dificultades para la introducción de la llave. Lógicamente, esto tendría mayores posibilidades de producirse cuánto mayor, y por tanto más pesado, sea el anillo.



Hay que señalar también que existen dovelas de tipo universal, que requieren también dos juegos de moldes, ya que la pieza llave se monta siempre por encima del diámetro horizontal para evitar, precisamente, los inconvenientes apuntados.

En el segundo caso, es decir en el anillo de derecha-izquierda, las dovelas ocupan siempre la misma posición, por lo que son necesarios dos juegos de moldes para describir curvas a derechas o a izquierdas. Los planos de las caras circunferenciales son oblicuos, con una cierta conicidad que es función del radio mínimo que presente el trazado en planta.

Las ventajas, en este caso, son muy claras ya que el montaje del anillo se realiza siempre con la misma secuencia, comenzando por la pieza de solera y terminando por la llave, siempre en posición cenital, por lo que:

- El montaje es más seguro, ya que se realiza siempre a favor de la gravedad.
- La secuencia de colocación, siempre idéntica, permite un ahorro de tiempo en el ciclo de colocación, que resulta muy significativo en una obra de esta longitud.
- Al ocupar las dovelas la misma situación en el anillo, es posible diseñar la dovela de solera de forma que lleve incorporadas las vías para el material rodante de retirada de escombros y/o transporte de dovelas.

Como desventajas se pueden señalar:

- La necesidad de elaborar dos juegos de moldes (siempre que existan tramos en recta y/o curvas de distinto signo).
- Algunas de las juntas anillo / dovelas son en cruz, lo que supone que salvo que se evite con diseños con una marcada asimetría, en el caso de defectos de colocación de las dovelas pueden producirse puntos débiles en la impermeabilización del anillo.

En el momento de decidir el número de dovelas que conforman un anillo se ha de tener en cuenta lo siguiente:

Cuando menor sea el número de piezas, es decir, cuando mayores sean las dovelas, el riesgo de “ovalización” del anillo en su colocación es menor.

Para diámetros superiores a 3,5 metros (tal y como es el caso de este estudio de Prefactibilidad) el número teórico de dovelas sería, por lo menos, de cinco piezas más llave.

La impermeabilización es condición a exigir del anillo atornillado por lo que no se deben admitir calzos como solución sistemática para construir las curvas.

En lo que se refiere a la longitud del anillo depende de:

- El diámetro del túnel.
- El trazado, tanto en planta como en alzado.

- La limitación de la longitud del neopreno utilizado para sellar el anillo, que puede dar lugar a problemas de filtraciones.
- La optimización de los ciclos de excavación y colocación del anillo. A mayor longitud de anillo el rendimiento en el ciclo de avance es mayor.
- La carrera de los cilindros de empuje del TBM.

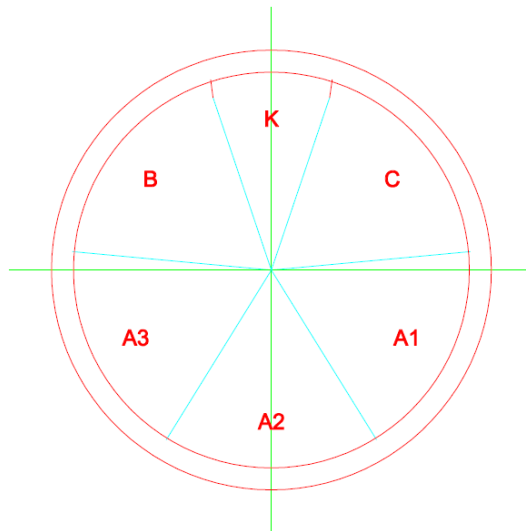
El peso de las dovelas, puesto que éste influye en su manejo, desde la factoría hasta el parque de almacenamiento en obra y en los equipos de colocación de las dovelas, para formar un anillo, en el túnel.

La longitud del anillo varía normalmente entre 0,60 m y 2,00 m.

Con todas estas disquisiciones, y considerando tanto el diámetro del túnel, como las cargas preliminares que serán de análisis en el presente túnel como por el uso del túnel, se ha optado por proponer un anillo universal, formado por cinco dovelas más cierre, con una relación entre la dovela de cierre y el resto de, aproximadamente, 1:2.

El anillo se propone con un total de 11 puntos de conexión, 2 por dovela, salvo en la dovela clave en la que se dispone sólo 1.

Los ángulos de cada una de las dovelas se pueden apreciar en la figura que se adjunta a continuación:



## VISTA DESDE EL ESCUDO

Figura 9. Vista del anillo de dovelas desde el escudo.

- La longitud media del anillo es de 1.500 mm.
- El espesor del anillo es de 350 mm.

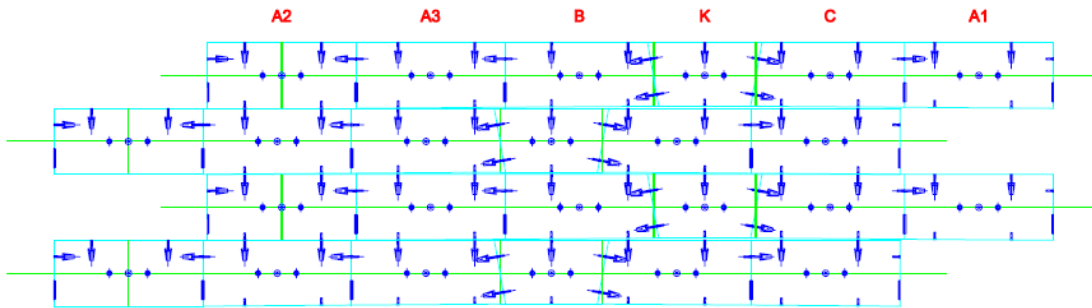


Figura 10. Desarrollo en planta de varios anillos universales consecutivos.

Del mismo modo que se comentaba en el caso de la alternativa de métodos convencionales, se ampliará este epígrafe con el cálculo, al menos preliminar, del anillo.

#### 7.1.4. Cálculos Realizados.

Para la definición y comprobación previa de las dos secciones propuestas, se han realizado cálculos de comprobación para lo que entendemos como envolvente de los casos de carga que pueden presentarse a lo largo del trazado.

Estos cálculos se han realizado en los puntos en los que el túnel se encuentra más profundo, y con unos parámetros del terreno y unas cargas en superficie muy conservadoras.

La razón de entregar estos cálculos no es la definición pormenorizada del sostenimiento y revestimiento previstos, sino que los espesores que se han determinado, considerando las dimensiones y la tipología del terreno (0,35 metros de espesor de dovela y 0,60 metros para la solución por métodos convencionales) cumple con las secciones pésimas a lo largo de la traza.

Estos espesores tentativos se han definido en virtud de relaciones basadas en la experiencia, como puede ser la relación entre diámetro interior de excavación y espesor del anillo, que debe estar en valores del entorno de 15-20 o de los espesores definitivos del revestimiento en un túnel convencional que suele estar en el entorno del 10% de la luz libre del mismo en su longitud más conservadora.

La sección que se ha tomado para los cálculos de las dos secciones, es la que presenta una mayor cobertura y que se complementa con unos terrenos más desfavorables desde el punto de vista de la generación de esfuerzos.

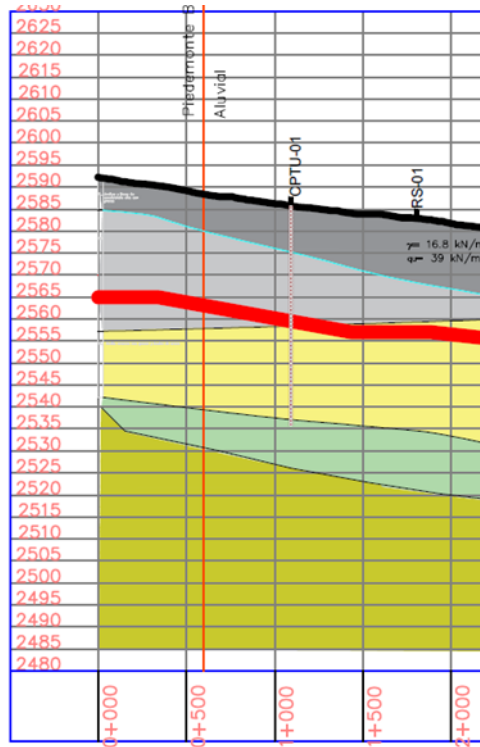


Figura 11. Detalle de perfil zona de cálculo.

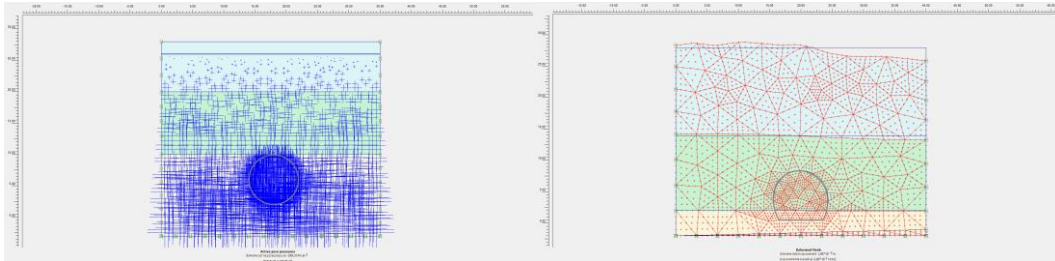
Esta sección de cálculo está en el PK 1+500 con una cobertura total sobre el túnel de 30 metros y unos espesores de arcilla arenosa de 15 metros que se complementa en los otros 15 metros con arcilla limosa, de acuerdo con el presentado en el Informe de Geotecnia - 11. CAC-SGC-GEO-INF.PAS-1.

Con estos parámetros que se indican y que son los utilizados para un perfil similar, considerando como uno de los más conservadores por el espesor de los elementos de arcilla arenosa y limosa, se adjunta la tabla con los parámetros considerados para el cálculo.

LITOTIPO	Densidad	c	$\phi$	E	Profundidad
CL – Arcilla arenosa y arena arcillosa	16,8	0,00 kPa	35	12.500 kPa	0 – 12 m
CH – Arcilla limosa y turbosa marrón	14,9	0,00 kPa	22	3.000 kPa	12 – 25 m
SC – Arena de grano fino.	18,6 kN/m	4,5 kPa	27	10.165 kPa	25 - Final

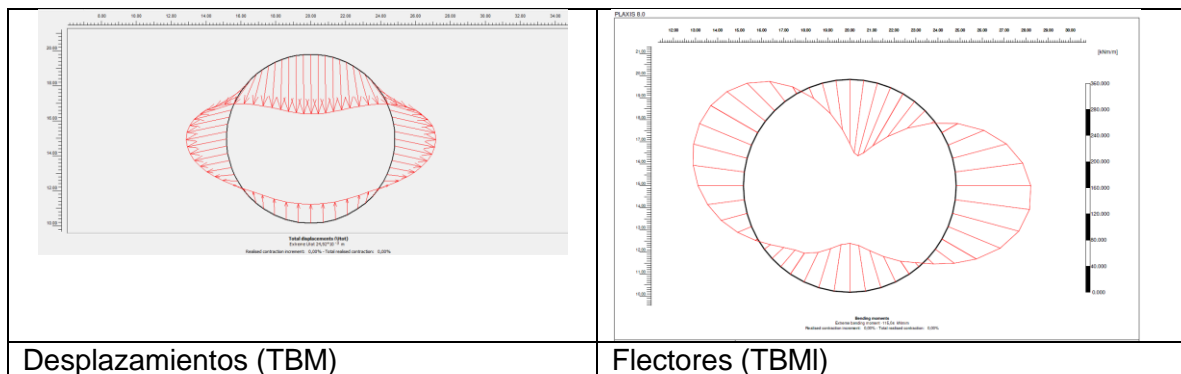
Tal y como se puede ver en la tabla anterior, se han considerado los parámetros básicos para la modelización con el modelo de Mohr-Coulomb, que tiene gran validez para este tipo de terrenos y este nivel de aproximación de los cálculos realizados.

Atendiendo a esta columna de cálculo y con los correspondientes parámetros geotécnicos definidos en el estudio geotécnico del trazado se han realizado con PLAXIS las dos modelizaciones cuyas figuras de salida en la fase final se adjuntan a continuación y que se comentan posteriormente.



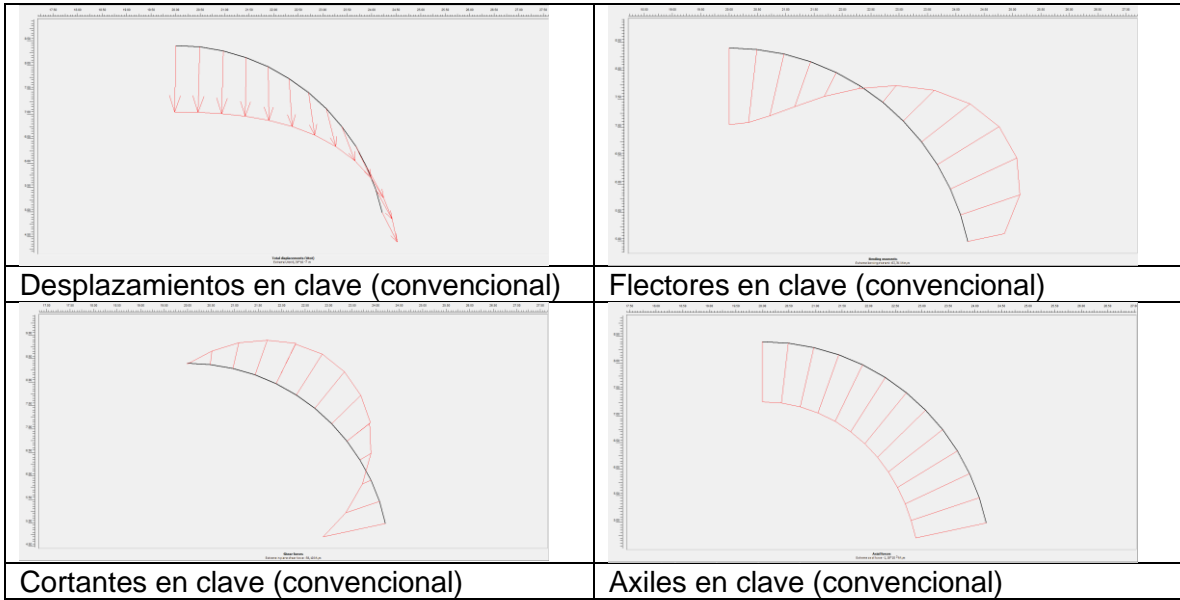
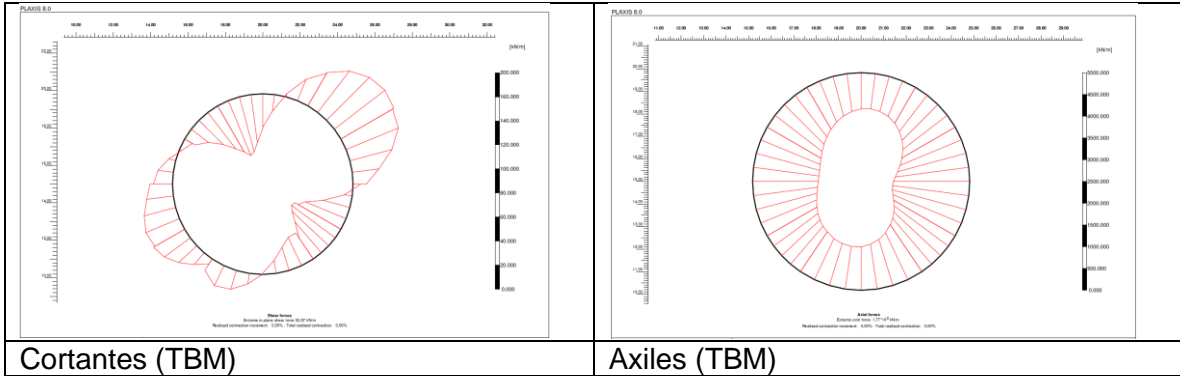
**Figura 12. Salidas gráficas de los cálculos PLAXIS.**

VALOR	ALTERNATIVA TBM	METODOS CONVENCIONALES
Deformación máxima	- cm	0,67 cm
Axil en clave	177 t	118 t
Momento flector en clave	11,5 mt	6,7 mt
Cortante en clave	5,3 t	5,8 t



**Desplazamientos (TBM)**

**Flectores (TBM)**



Los resultados de esta aproximación para este perfil que entendemos que es el más conservador, arrojan para ambos casos, desplazamientos asumibles, algo mayores en el caso de TBM por la ovalización del anillo.

En lo que se refiere a los esfuerzos, la combinación de esfuerzos flectores y axiles permite asegurar que todas las rebanadas de la sección de revestimiento están comprimidas lo que valida el dimensionamiento con estos espesores.

## 7.2. ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DEL TÚNEL

### 7.2.1. Portales y Emboquilles

Con carácter general, en la ejecución de una línea ferroviaria subterránea, donde las estaciones son igualmente subterráneas, tienen una serie de condicionantes entre las que se encuentran los inicios y finales de los tramos de ejecución, es decir, los portales de entrada y salida tanto en los inicios de línea como en las interrupciones que puedan venir provocadas por elementos como estaciones.

En general, en el presente CORREDOR FÉRREO DEL SUR, tanto el inicio del tramo subterráneo como el final se encuentran en estaciones, de tal modo que se complementa este trazado con unos finales de línea mediante rampas, a ejecutar con muros o muros pantalla, bien sean continuas o con pantallas de pilotes secantes.

Por tanto, la ejecución de estos inicios de excavación deberá llevar una serie de elementos de protección en los primeros metros de la excavación de tal modo que tanto en el intradós de las estaciones, como en su trasdós, aseguren una excavación correcta en estos primeros metros y una protección contra la entrada de agua en el interior de la estructura de excavación ya ejecutada.

Para ello y con el fin de valorar los trabajos a realizar, se proponen dos tratamientos que serán de aplicación en todos estos emboquilles, por un lado la ejecución de un recinto cerrado con pantallas de mortero y pilotes interiores, para garantizar la estanqueidad en los primeros metros de ejecución (más útil si cabe en el caso de optar por la alternativa de la tuneladora) y por otro lado la ejecución de una serie de micropilotes que protejan estos primeros metros de excavación en la zona de la clave del túnel.

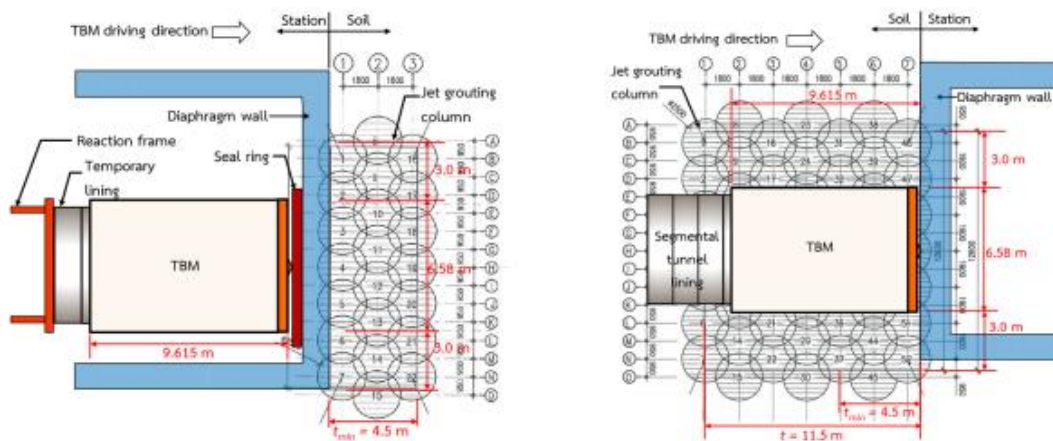


Figura 13. Esquema usual de tratamientos de entrada y salida de la excavación en estaciones y portales.



En el caso que nos ocupa se adjunta en la colección de planos un esquema de los tratamientos propuestos adaptados al terreno en el que nos encontramos, con su definición geométrica y materiales adaptada al terreno que tenemos en el presente CORREDOR.

En el caso que nos ocupa entre la solución con jet-grouting que aparece en la figura y la opción alternativa a base de pantallas cerradas de mortero con pilotes de mortero interiores, se optará por esta última, tal y como se refleja en los planos que se adjuntan.

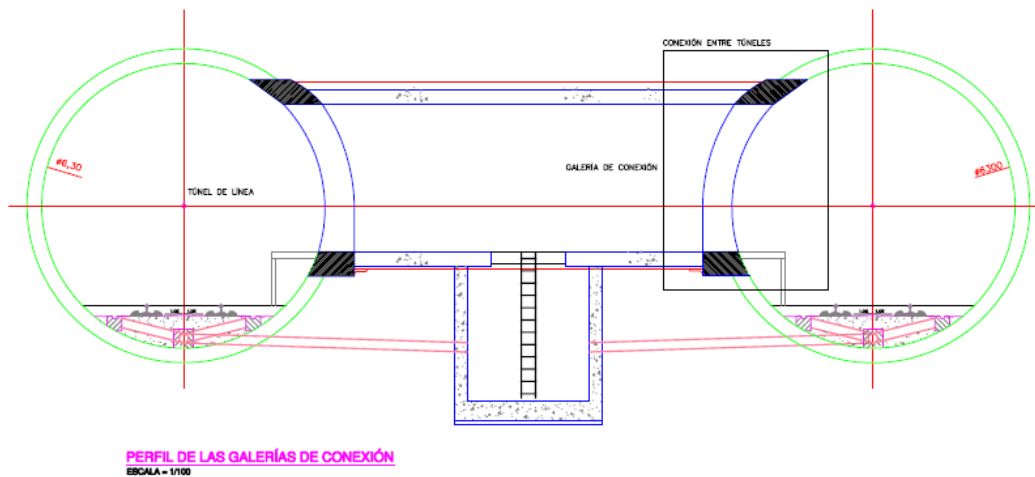
Esta solución dado que se va a tener que utilizar en muchas ocasiones a lo largo de la totalidad de la traza, es algo más económica, y considerando la profundidad de los elementos a ejecutar será más conveniente.

### 7.2.2. Galerías de conexión

Como aproximación a la metodología de excavación de las galerías de conexión, realizar una serie de comentarios generales, que serán ampliados en versiones posteriores.

La determinación de los tipos de excavación y soporte inicial se basa en la sección transversal típica de las galerías transversales, de acuerdo con los requisitos del contrato y la normativa local de aplicación. Hay que tener en cuenta, con carácter previo que todas las galerías de conexión a lo largo de la línea dispondrán de una geometría similar.

El prediseño realizado para el revestimiento final del paso transversal, necesario para fijar los límites internos de los apoyos, se puede apreciar en la siguiente figura típica de sección transversal:



**Figura 14. Perfil característico de las galerías de conexión.**

En relación a las fases de ejecución que se adjuntan en la colección de planos en modo de esquema, se pueden resumir en los siguientes puntos:



- Planteamiento de la excavación a realizar en el túnel existente.
- Sujeción del conjunto del revestimiento del túnel principal al terreno circundante. Se propone un paraguas de micropilotes o similar.
- Apertura del sostenimiento existente para el inicio de la excavación.
- Colocación de una estructura metálica auxiliar para soportar las cargas liberadas por el corte.
- Excavación de la galería de conexión con la colocación del sostenimiento y revestimiento final, al igual que el resto de los elementos correspondientes al túnel (impermeabilizaciones, geotextiles, etc...)
- Unión del revestimiento del túnel existente con el de la galería ejecutara.

### 7.2.3. Pozos de ventilación y salidas de emergencia.

Para completar la línea desde el punto de vista de su operabilidad, será necesaria la ejecución de pozos para dos funciones fundamentales; por un lado la ventilación y, por otro, la evacuación en caso de incidente, mediante la ubicación de salidas de emergencia a la superficie, que complementen los accesos y salidas de las estaciones, de tal modo que se encuentre una salida de emergencia cada 500 metros, tal y como recomienda en sus Guidelines la ITA (International Tunnel Association)



**Figura 15. Secciones de pozos de ventilación y salidas de emergencia.**

Las estructuras más generales de estos tipos de estructura son los que se adjuntan en estos gráficos tanto para los pozos de ventilación como para las salidas de emergencia.

En los planos que se adjuntan se proponen unas soluciones estándar que son las que se utilizan para la valoración que se adjunta en los epígrafes siguientes.

Desde el punto de vista estructural, la ejecución de estos elementos, teniendo en cuenta el terreno aluvial que tenemos en la traza de este corredor, aconsejaría para ser ejecutado

mediante pantallas continuas o de pilotes, que marquen el recinto principal donde se instalará bien el núcleo de las escaleras o los ventiladores de impulsión/extracción, como figura en los dos gráficos que se adjuntan.

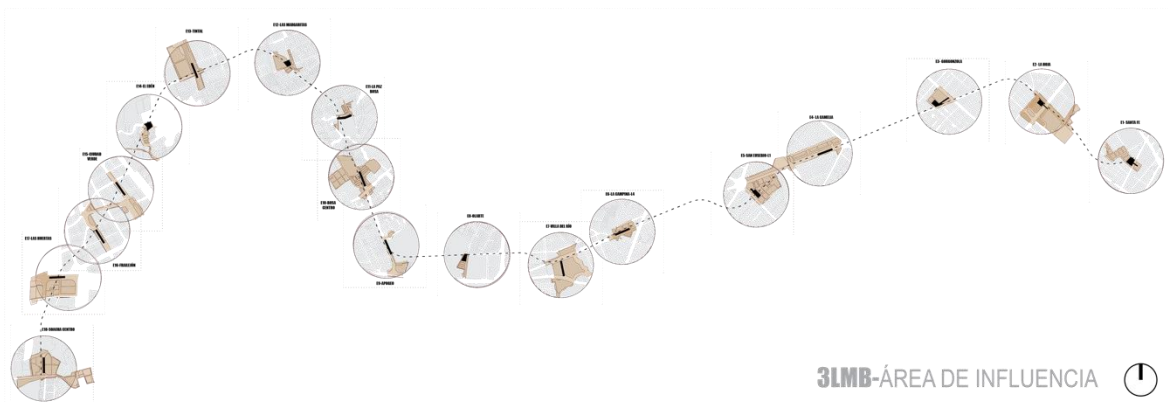
Sin duda para la ejecución de estos elementos, habrá que estudiar su situación particular de cada uno de ellos, y la situación de los elementos en superficie, ya que estos determinarán la longitud de los “pasillos” superiores a ejecutar desde superficie para terminar ubicando, bien la caseta/trampilla de salida de las salidas de emergencia o la rendija TRAMEX o similar para dar salida al aire de extracción.

La ejecución de los pozos, teniendo en cuenta el suelo aluvial de nuestro trazado descarta la utilización de elementos de perforación como puede ser el Raise Borer o el ALIMAK a trabajar desde la conexión interior, ya que no se estima que la autoportabilidad del terreno soporte este tipo de metodologías, sí que admite, por el contrario, la ejecución de los pozos mediante VSM (Vertical Shaft Machine) que en el caso que nos ocupa, dado que tendremos una gran cantidad de pozos y con unas profundidades entre los 20-30 metros, puede compensar su uso reiterado.

## 7.3. ESTACIONES

### 7.3.1. Descripción general

Para el Corredor férreo del sur se proyectaron un total de 18 estaciones en la fase de prefactibilidad, estas estaciones responden de forma efectiva a los estudios de demanda, necesidades urbanísticas y de interferencia con redes a lo largo del corredor. Los detalles de la implantación urbana y demás consideraciones para la definición de la arquitectura de las estaciones se presenta a detalle en el componente urbanístico de esta fase. La ubicación de estas estaciones y su área de influencia (aproximadamente 500m alrededor de cada estación) se puede detallar en la Figura 16.



**Figura 16: Reconocimiento del área de influencia de las estaciones. Elaboración propia.**

En general, estas estaciones tendrán una profundidad a riel de 30 m para incluir 4 niveles subterráneos, similar a lo estipulado para la línea 2 del Metro de Bogotá. Por otra parte,

estas estaciones contarán con una adecuada comunicación vertical con ascensores y escaleras, además la implementación de zonas técnicas necesarias para suplir las necesidades de conexión a servicios de redes secas y húmedas. Adicionalmente, para el paso de redes superficiales se brindará un espacio entre el nivel del suelo y la losa superior de 70 cm.

A continuación, se presenta el listado completo de las 18 estaciones presentes a lo largo del trazado férreo junto con su área total y su tipología respectiva, la definición de esta tipología responde a las necesidades estructurales y de proceso constructivo específicas para diferentes zonas del proyecto. Las características de cada una de las tipologías mencionadas se presentarán en los siguientes capítulos del presente componente.

**Tabla 2. Listado de estaciones con su tipología asignada y área total**

	<i>Estación</i>	<i>Tipo de estación</i>	<i>Área (m<sup>2</sup>)</i>
1	Santa Fé	Especial	29,348
2	La Hoja	Tipo 1	17,240
3	Gorgonzola	Tipo 2	13,489
4	La Camelia	Tipo 1	17,240
5	San Eusebio	Tipo 2	17,446
6	La Campina	Tipo 1	17,240
7	Villa del Río	Tipo 2	13,326
8	Olarte	Tipo 2	13,816
9	Apogeo	Tipo 1	17,240
10	Bosa Centro	Tipo 1	17,240
11	La Paz	Tipo 2	13,339
12	Las Margaritas	Tipo 2	17,604
13	Tintal	Tipo 1	17,240
14	El Edén	Tipo 2	
15	Frailejones	Tipo 2	20,209
16	Ciudad Verde	Tipo 2	20,209
17	Las Huertas	Tipo 2	13,816
18	Soacha Centro	Tipo 1	17,240

Adicionalmente, para la profundidad de excavación solicitada se genera la necesidad de sistemas especializados de construcción por lo cual se plantea utilizar el sistema *Top-Down* que permite llegar a la profundidad máxima requerida sin necesidad de usar anclajes, minimizando la afectación en la cimentación de construcciones vecinas y la dificultad en la consecución de las licencias requeridas ante la curaduría o la Secretaria de Planeación Distrital.

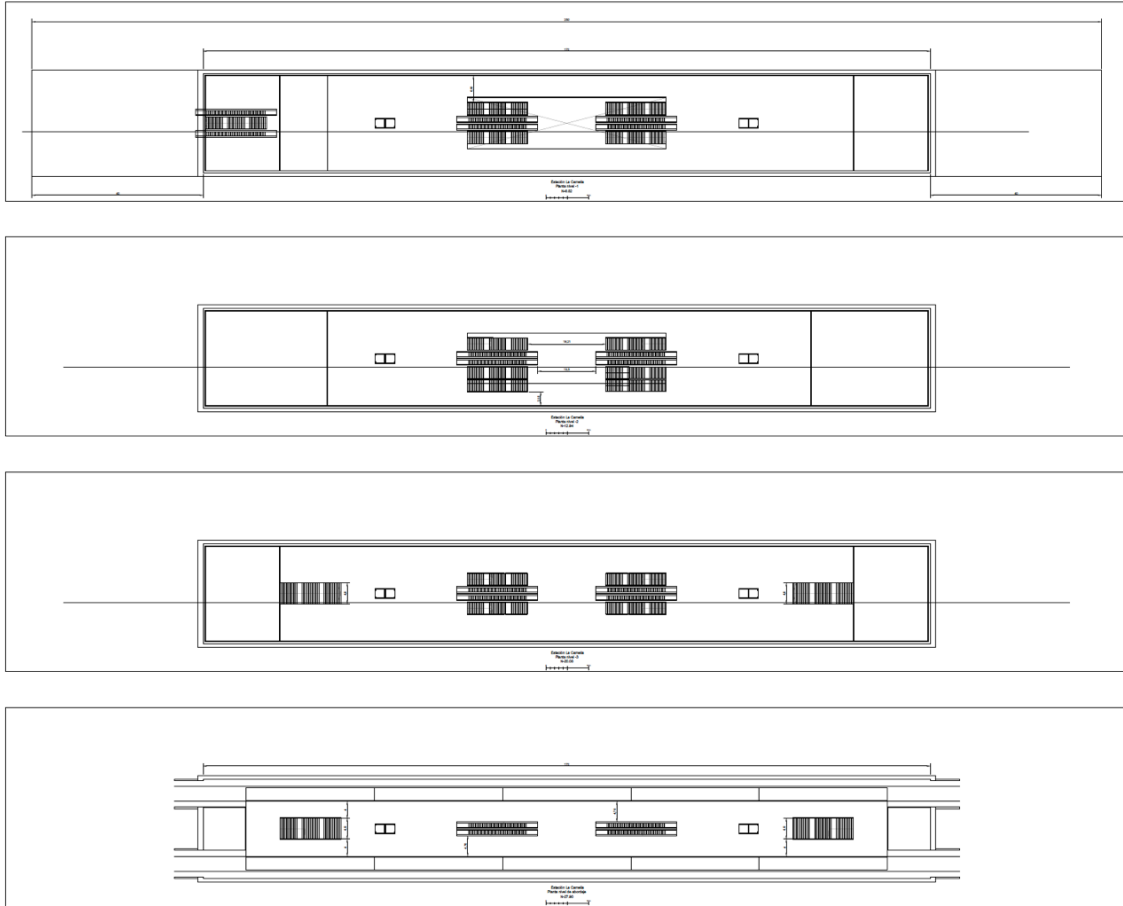
Por otra parte, aquellas excavaciones en las estaciones que no permitan el trabajo desde la cota superior (debido a la presencia de redes de servicios o de construcciones existentes) se realizará a través del sistema del “*método alemán*” que asegura una adecuada rigidez y disminuye de manera importante los riesgos de asentamientos en los terrenos adyacentes a las excavaciones. Estas metodologías de excavación

#### 7.3.1.1. Estaciones tipo 1

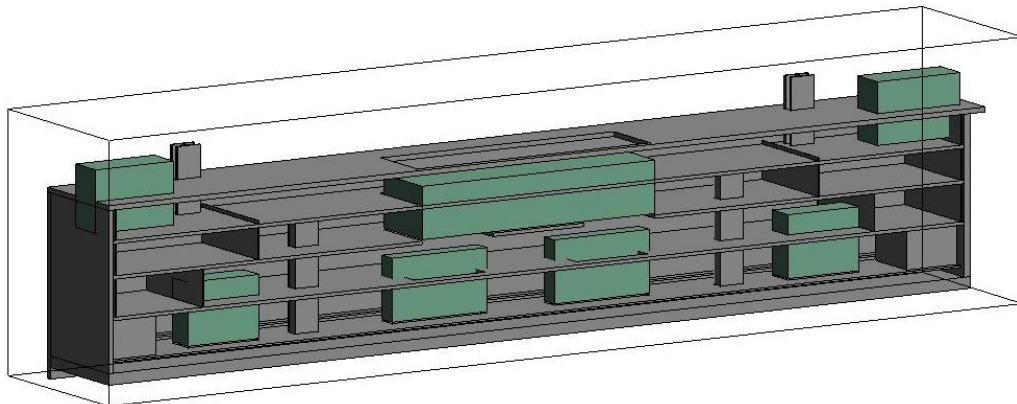
Para la definición de esta primera tipología de estaciones se tuvo en cuenta la existencia de redes de servicio en las inmediaciones de las zonas de afectación por la construcción de estaciones. Lo anterior, supone una dificultad técnica en la realización de excavaciones que eviten la afectación de estas redes o su respectivo traslado, presentando enormes complicaciones debido a las altas presiones que se tiene de las actuales redes de agua, principalmente potable, y las cimentaciones profundas que se tienen para las torres de alta tensión que hay actualmente en inmediaciones del trazado férreo propuesto.

Teniendo en cuenta estas dificultades técnicas y teniendo en cuenta que la manera más recomendable de hacer excavaciones de gran profundidad es desde la cota superior vertical. Este tipo de construcciones se resolverán con el sistema de construcción Top-Down descrito en los siguientes capítulos del presente informe. Para la implantación de este tipo de estaciones por su proceso constructivo es necesario analizar cuáles de estas se encuentran en zonas donde sea posible realizar este tipo de intervenciones sin poner en riesgo la integridad de las redes e infraestructura existente.

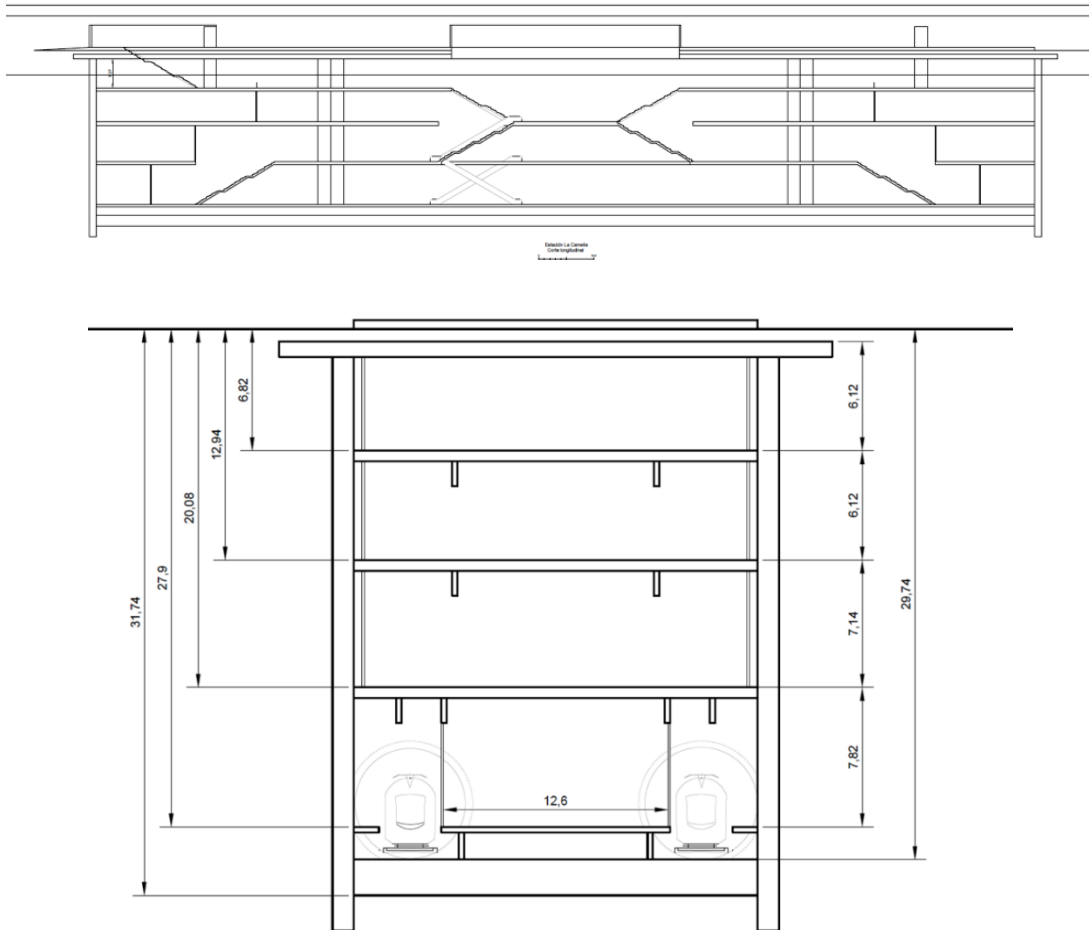
De esta forma, se identificarán las estaciones tipo 1 como aquellas donde se pueda implementar un sistema constructivo Top-Down por su baja o nula afectación a las redes e infraestructura existente. En estos casos se tendrán estaciones con 170 m de longitud y 25 m de ancho, en donde se implementen pantallas de 1,20 m (Ver Figura 24) de concreto reforzado hincadas desde el nivel superior y en las cuales se prevé tener una cuantía de e 130 a 150 kg/m<sup>3</sup> (Ver capítulo 7.3.3). Estas pantallas continuas pueden ser sustituidas o incluso complementarse con pantallas de pilotes de diámetros similares, siendo las pantallas de pilotes secantes aquellas que permiten mantener la estanqueidad del recinto atendiendo a la presencia de agua en los alrededores de la estación. Con estos parámetros se identifica que de las 18 estaciones que componen el proyecto, 7 de ellas presentan esta tipología y se listan en la Tabla 2. A continuación, se muestran las vistas en planta, volumetría y cortes de sección típicos para este tipo de estaciones.



**Figura 17. Plantas generales de la estación tipo 1. Elaboración propia.**



**Figura 18. Volumetría general de la estación tipo 1. Elaboración propia.**



**Figura 19. Cortes generales de la estación tipo 1. Elaboración propia**

### 7.3.1.2. Estaciones tipo 2

Para la definición de la tipología número 2 de estaciones se tiene en cuenta aquellas zonas donde la presencia de redes y otros tipos de infraestructura no sea posible trabajar la excavación de una manera vertical desde la cota superior. De esta forma, esta tipología se basa en la construcción previa de un edificio anexo que permite llevar a los usuarios al nivel -3, este edificio se implantara en una zona donde si sea posible realizar excavaciones desde la cota superior hasta el nivel mencionado y conectar con lo que sería la plataforma de abordaje.

Para la construcción de la plataforma de abordaje se pretende utilizar el “sistema alemán” de excavación subterránea lateral, el cual es comúnmente usado para realizar excavaciones en suelos muy blandos y que requieran estructuras de una luz considerable



(usualmente mayor a 8 m). Por medio de este método es posible, en primer lugar, asegurar el terreno mediante arcos de concreto y, posteriormente, realizar las excavaciones necesarias para las zonas de la plataforma de abordaje. Un beneficio adicional de esta tipología de estaciones es que la zona de abordaje podrá funcionar como un punto de revisión del estado de la tuneladora cuando esta llegue a la zona de excavación realizada para la plataforma de abordaje.

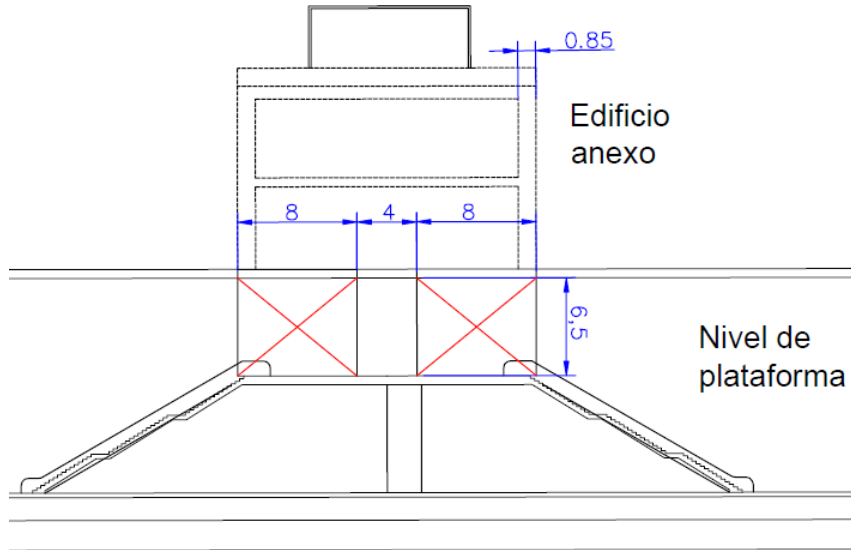
Por otra parte, las dimensiones y dirección del edificio anexo variaran dependiendo de cada una de las estaciones e implantación urbanística. Sin embargo, se establece que para la definición específica de este edificio se parte de un ancho de 20,00 m y 79,00 m de longitud, siendo menores que las del de la plataforma de abordaje con 25,00 m de ancho y 170,00 m de longitud. Finalmente, se resalta que para este edificio se precisara de excavación únicamente hasta el nivel -3, es decir, una excavación de 20,68 m.

Adicionalmente, en los casos en que se considere que la demanda de pasajeros lo requiera, se propone el diseño de dos de estos “edificios de extracción”, localizados a lado y lado de la plataforma de abordaje, para asegurar la correcta conexión de los usuarios con el nivel superior, asegurando la adecuada evacuación y abordaje. Lo anterior, sucede en los casos específicos de las estaciones de “Frailejones” y “Ciudad Verde” en el municipio de Soacha.

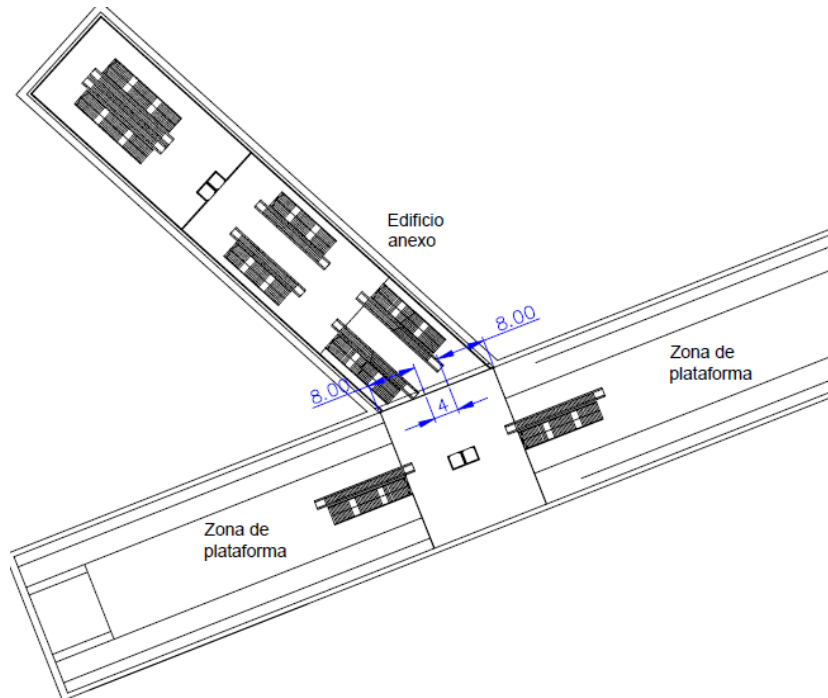
De esta forma, se identificarán las estaciones tipo 2 como aquellas donde no se pueda implementar un sistema constructivo Top-Down por su gran afectación a las redes e infraestructura existente y sea necesario implementar edificios anexos con conexión a la plataforma de abordaje, cuya construcción se daría por medio del “método alemán”. En estos casos se tendrán estaciones con plataformas de abordaje de 170 m de longitud y 25 m de ancho, y edificio(s) anexo(s) con dimensiones variables en función de las necesidades urbanísticas. Adicionalmente, se implementarán pantallas continuas de 0,80 m o un espesor superior o bien pantallas de pilotes (Ver Figura 25) de concreto reforzado hincadas desde el nivel superior hasta el nivel -3 en edificios anexos, en las cuales se prevé utilizar cuantías entre 130 – 150 kg/m<sup>3</sup> (Ver capítulo 7.3.3).

Adicionalmente, para conectar adecuadamente los edificios anexos con la zona de plataforma será necesario realizar dos perforaciones de aproximadamente 8.0m de ancho y 6.5m en el nivel inferior de la pantalla que conecta estos edificios con la zona de plataforma, tal y como muestra la Figura 25. De esta forma, es necesario tener en cuenta durante el proceso constructivo la utilización de materiales aligerantes en la zona que se pretende conectar en adición de un armado que no interfiera con el paso en estas zonas.

Lo anterior, supone un análisis de resistencia de la pantalla teniendo en cuenta dos fases constructivas: en primer lugar, cuando esta se comporte como una pantalla maciza de concreto armado expuesta empujes por el terreno; y luego, cuando esta pantalla tenga una disminución de su área útil producto de las perforaciones para el paso a la zona de plataforma. Estas pantallas pueden ser tanto pantallas continuas como pantallas de pilotes. La Figura 20 y la Figura 21 muestran de manera esquemática los huecos a desarrollar para conectar los edificios anexos con las zonas de plataforma como se mencionó previamente.



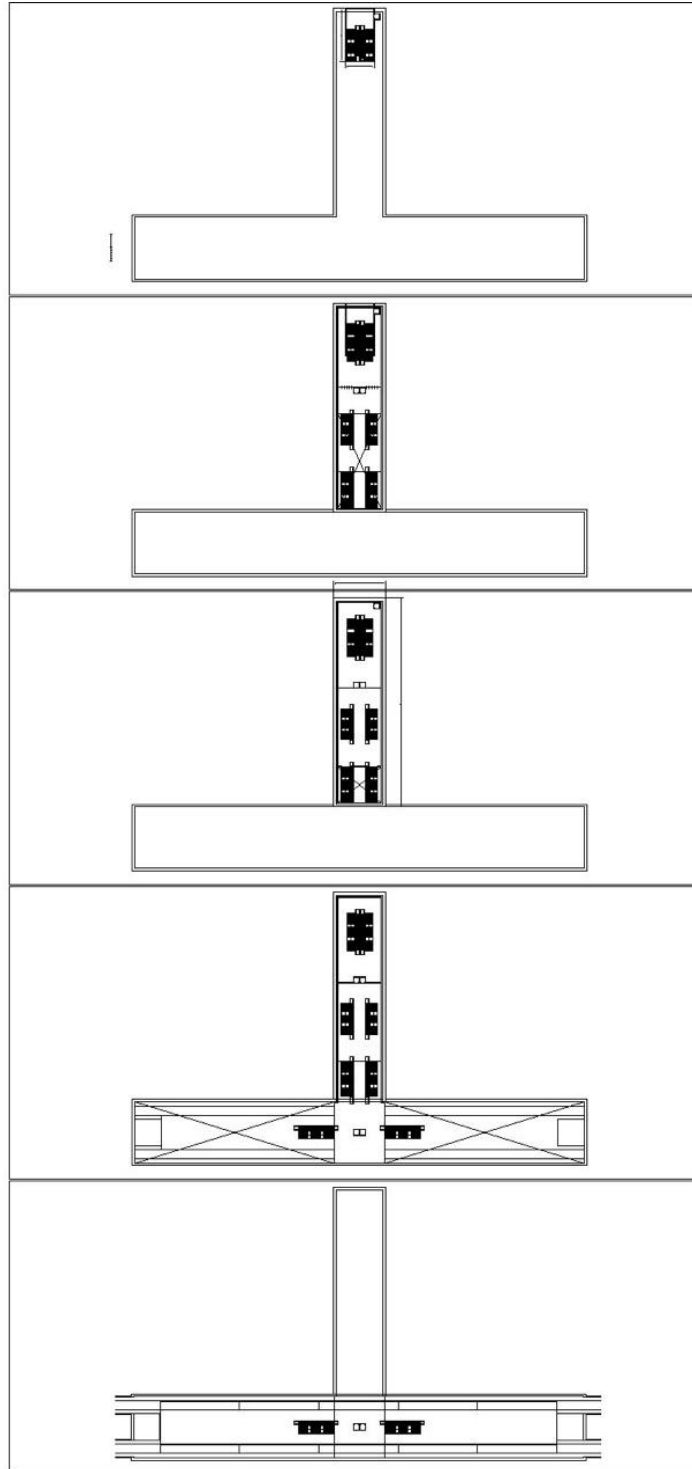
**Figura 20. Vista en perfil de perforaciones a realizar en pantallas**



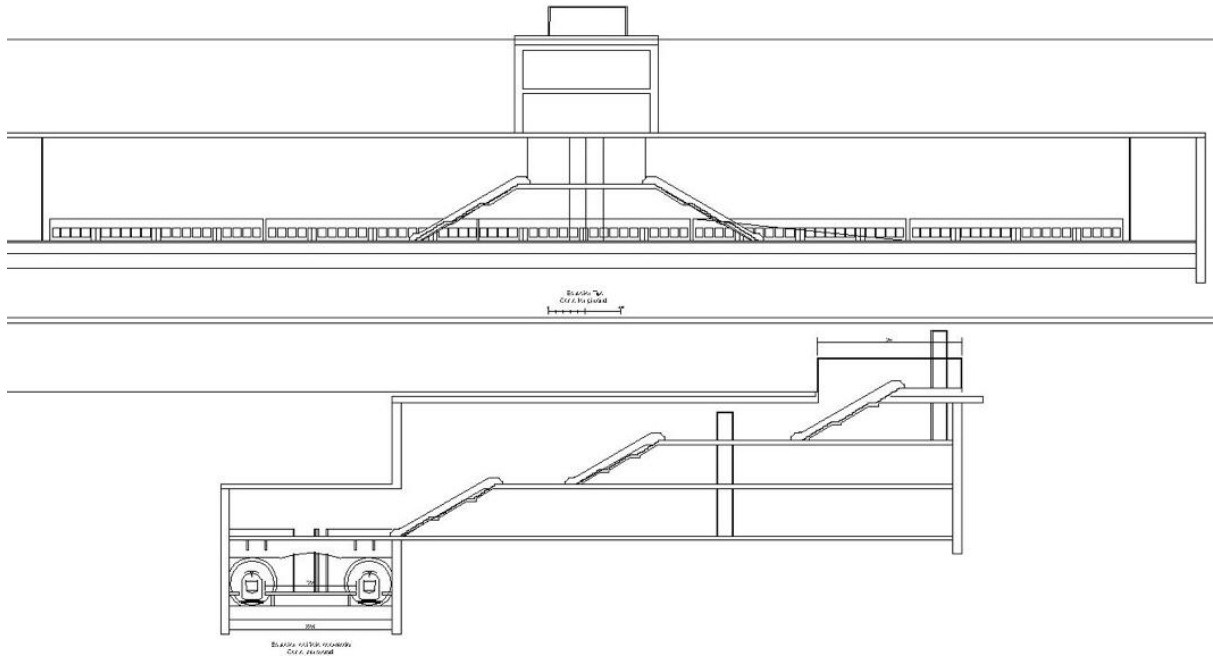
**Figura 21. Vista en planta de perforaciones a realizar en pantallas**

Con estos parámetros se identifica que de las 18 estaciones que componen el proyecto, 10 de ellas presentan esta tipología y se listan en la Tabla 2. A continuación, se muestran las vistas en planta y cortes de sección típicos para este tipo de estaciones.





*Figura 22. Plantas generales de la estación tipo 2. Elaboración propia.*



**Figura 23. Cortes estación tipo 2. Elaboración propia**

#### 7.3.1.3. Estación especial – Santa Fe

La estación se construirá sobre las dos manzanas ubicadas entre la Avenida Caracas y las Carrera 16 y la Calle 23 y la Calle 24, en el barrio Santa Fé colindando al Sur de la estación Calle 26 de la Línea 1 del Metro de Bogotá, muy próxima a la estación del Regiotram de Occidente y al Occidente de la estación Calle 22 de Transmilenio.

La propuesta de la estación es subterránea con 2 puntos de ingreso y salida para pasajeros y uno para intercambio entre líneas del sistema metro sin tener que salir del sistema. Los puntos de acceso estarán ubicados sobre la Avenida Caracas en un predio ubicado en la mitad de la manzana entre dos edificios BIC (KR 14 23 78 y KR 14 23 10).

Para construir esta estación se tiene prevista una afectación en dos edificaciones comunitarias: la Fundación Rescate y el Comedor Comunitario Santa Fe El Jardín. En el nivel de la calle de la estación se plantea la inserción de tres edificaciones para reemplazar y complementar los equipamientos comunales existentes del sector, estas se ubicarán en medio de un parque que se proyecta sobre la placa superior de la estación.

Lo anterior, genera la necesidad de tener en cuenta varios aspectos que obligan a que el diseño de esta estación de inicio/finalización del trazado se trabaje de manera particular. En general, esta estación tendrá un área mucho mayor a las de las demás estaciones ya

que es necesaria la existencia de 3 líneas de recepción férrea en lugar de solos 2. Adicionalmente, los andenes perimetrales son laterales y no centrales y tiene mayor área de excavación que se conecta al nivel -4 con la que proviene del trazado propio de los trenes. Debido a esta situación se requerirá un sistema de soporte particular que requerirá el uso de pilotes tangentes de soporte para poder emportalar el recinto, que permitan excavar avanzando y apoyándose e ir colocando el revestimiento, con un método o “sistema alemán” utilizado para hacer los túneles.

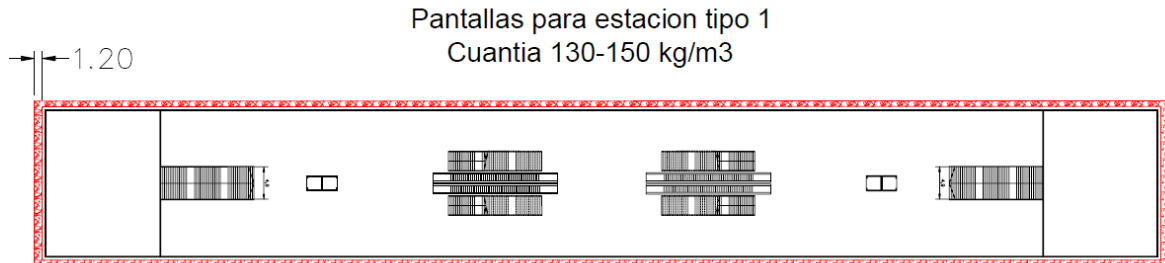
Además de estas características estructurales, la estación requiere de un área de dos manzanas del trazado actual y la forma de la excavación es diferente a las que se han adoptado en las dos tipologías anteriores, si bien adopta las características generales de ellas: profundidad de excavación máxima, altura entre placas, sistemas de evacuación con ascensores, escaleras fijas y mecánicas diferenciadas en zonas pagas y no pagas, áreas técnicas en cada nivel, muros de limpieza, entre otras.

### 7.3.2. Predimensionamiento

En el marco del alcance de la fase de prefactibilidad, se ha realizado el predimensionamiento del sistema estructural de las estaciones, basados en las especificaciones del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y en el caso de algunas estaciones donde sobre la placa superior hay tráfico vehicular, se aplicó el Código Colombiano de Diseño de Puentes, CCP-14.

La infraestructura de soporte de las estaciones consta de elementos verticales y horizontales, todos diseñados para ser construidos bajo tierra. En el caso de las estaciones tipo 1, se construyen muros de hormigón armado de 1,20 m de espesor, los cuales serán hincados desde el nivel superior, donde se define la plataforma de excavación convencional. Teniendo las condiciones previstas del suelo, no se descarta el uso de lodos bentoníticos que prevengan la ocurrencia de posibles desprendimientos durante los trabajos.

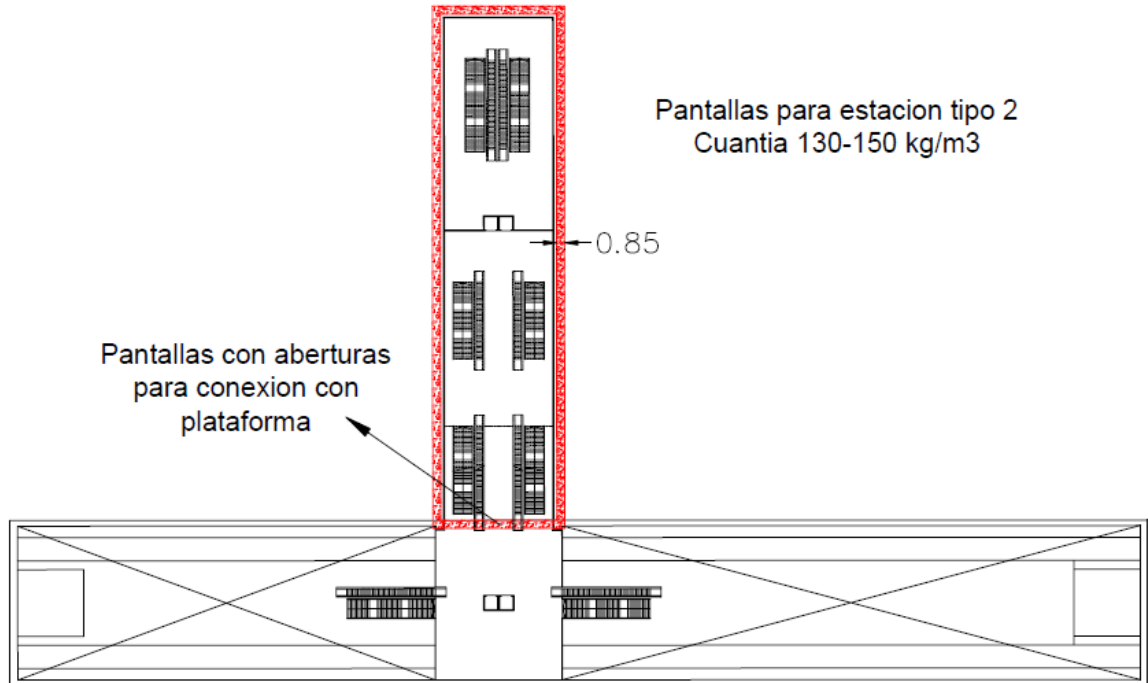
La distribución de estas pantallas junto con su espesor o su diámetro, en el caso de pantallas de pilotes, para las estaciones tipo 1 se puede ver en la Figura 24. Distribución y dimensiones de muros en estación tipo 1, donde se resalta que para este tipo de elementos se prevé usar cuantías de entre 130 a 150 kg/m<sup>3</sup> basado en elementos de este tipo en proyectos similares y lo descrito en el capítulo 7.3.3. Adicional a estas pantallas, es necesario proveer un espacio adicional de 0,6 m en la parte interna de la estructura con el fin de manejar cámaras de aire y muros de limpieza.



**Figura 24. Distribución y dimensiones de muros en estación tipo 1**

Adicionalmente, para otros casos se propone usar espesores de muros de 0,85 m para excavaciones de menores profundidades (3 sótanos), como en el “edificio de extracción” en el caso de las estaciones tipo 2, o incluso de 0,45 metros en caso de túneles de hasta 8 metros de profundidad, como es el caso de los que se realizan para atravesar alguna vía y llevar a los usuarios a una salida que no se encuentre exactamente sobre el área de alguna de las estaciones. Adicional a estas pantallas, se prevé tener un espacio adicional de 0,6 m en la parte interna de la estructura con el fin de manejar cámaras de aire y muros de limpieza.

La distribución de las pantallas junto con su espesor o su diámetro, en el caso de que sean pantallas de pilotes, para las estaciones tipo 2 se puede ver en la Figura 25. Distribución y dimensiones de muros en estación tipo 2, y se resalta que, al igual que para las pantallas de estación tipo 1, se prevé usar cuantías de entre 130 a 150 kg/m<sup>3</sup> basado en elementos de este tipo en proyectos similares y lo descrito en el capítulo 7.3.3. Adicional a estas pantallas, es necesario proveer un espacio adicional de 0,6 m en la parte interna de la estructura con el fin de manejar cámaras de aire y muros de limpieza.



**Figura 25. Distribución y dimensiones de muros en estación tipo 2**

Las pantallas estarán arriostradas mediante una viga corona perimetral del mismo ancho de la pantalla y de altura variable, según lo definan los cálculos específicos para cada caso, que deben realizarse en fases posteriores. Adicionalmente, se prevé una sobre excavación en las pantallas perimetrales que garantice un talón de empotramiento, lo anterior con el fin de evitar movimientos de terreno del subsuelo que puedan ser ocasionados por efecto del “sifonamiento sólido”. El “sifonamiento sólido” es definido como la posible inestabilidad del suelo producida cuando un flujo de agua ascendente, es decir, en sentido contrario al peso del terreno, lo cual genera una presión igual a la presión de tierras y por consiguiente anula la presión efectiva común, generando un riesgo en este tipo de trabajos.

Para el “edificio de extracción”, al igual que en la estación tipo 1, se utilizará un sistema constructivo a partir de pantallas de concreto excavadas verticalmente desde el nivel superior, estas pantallas tendrán un espesor cercano a los 0,80 m o diámetros equivalentes de 1,20 o 1,50 metros en el caso de ser pantallas de pilotes, tal como se mencionó líneas arriba y en el estado final de construcción del “edificio de extracción” las losas de concreto servirán de arriostramiento entre pantallas, mientras que durante la ejecución de la obra se utilizarán apuntalamientos provisionales que se desmontarán a medida que se vayan construyendo dichas losas.

Por otra parte, la losa de final de excavación deberá calcularse para que soporte las presiones y cargas del subsuelo hacia arriba, las cuales podrían generar movimientos en la plataforma de abordaje y/o en las cabezas de riel del convoy. Adicional al uso de pantallas

para los elementos verticales de soporte, se prevé el uso de pilotes que ayuden a soportar el terreno antes de las excavaciones, lo anterior de manera muy similar al “sistema alemán” para la construcción de los túneles que conformaran el nivel más bajo de las estaciones, cuando este no pueda ser realizado por el “Cut and Cover”.

En lo que al predimensionamiento de elementos estructurales internos respecta, en función del tipo de estación se plantean diversas soluciones, por lo tanto, se tiene:

**Para las estaciones tipo 1** se plantea por un lado para los niveles intermedios el uso de placas alveolares con loseta superior de 10 cm y apoyadas sobre vigas descolgadas de sección T invertida cargadas en una dirección (dirección más corta), y vigas en la dirección ortogonal a modo de elemento rigidizador o de contraflecha, mientras que para la placa de cubierta se plantea el uso de vigas prefabricadas de sección I AASHTO con placa pretensada de 6 cm y un hormigonado superior de 30 cm, debido al paso de tránsito vehicular al que estarán sometidas algunas estaciones.

A continuación, se presentan las secciones estimadas para cada tipo de elemento y su respectiva validación para la etapa en estudio:

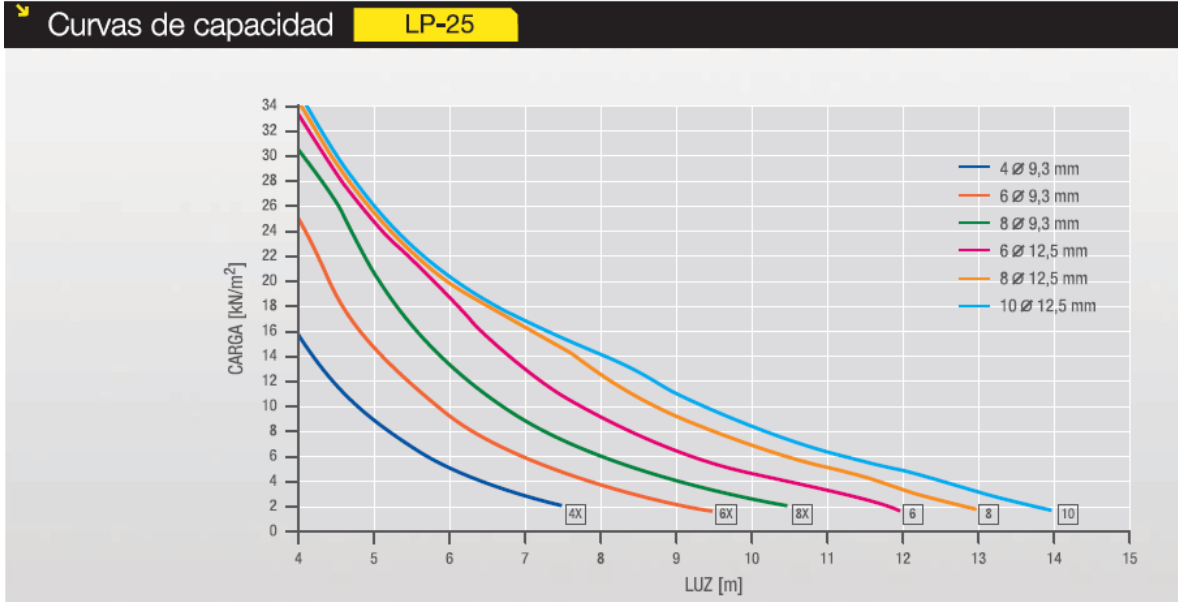
➤ Niveles intermedios

Para las placas se han estimado los siguientes valores de sobrecarga, en donde se ha incluido una carga por el uso y valores de carga permanente que incluyen a su vez peso estimado de instalaciones (20 Kg/m<sup>2</sup>), peso de acabado (100 Kg/m<sup>2</sup>) y peso de la loseta de concreto (250 Kg/m<sup>2</sup>, para un peso específico de concreto de 2500 Kg/m<sup>3</sup>)

CV (Kg/m <sup>2</sup> )	CP (Kg/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga total (Kg/m <sup>2</sup> )	Sobrecarga total (Kn/m <sup>2</sup> )
500	370	870	9

Con la sobrecarga obtenida y para una luz máxima de 7.4 m, se selecciona una placa tipo LP25 con reforzamiento de 8Ø 12.5 mm





**Figura 26. Curvas de capacidad para placa alveolar tipo LP-25**

Por su parte, para las vigas de soporte se plantea inicialmente una sección cuyo canto sea superior al mínimo requerido para no chequear deflexiones para casos de elementos simplemente apoyados (condición más desfavorable) acorde a lo indicado en el numeral 9.5.2.1 de la NSR-10.

Es así como para una luz de 22.6 m (ancho interno de la estación), se tiene que la altura mínima de viga sería:

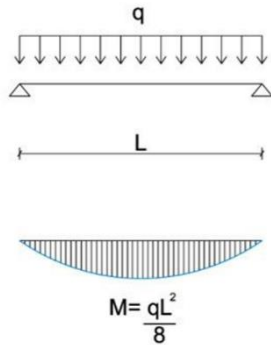
$$\frac{L}{16} = H \quad \frac{22.6}{16} = 1.42 \text{ m}$$

Se plantea una viga de 160 cm de altura y 80 cm de ancho para la cual, con un ancho tributario máximo de 7.4m, se tiene el siguiente análisis de carga:

CV (Kg/m)	CP* (Kg/m2)	1.2CP + 1.6CV (Kg/m)
3700	8898	16597,6

\* Incluye, además de las cargas estimadas para la placa, el peso de la placa (2960 kg/m, 400\*7.4), peso propio de la viga (3200 kg/m, para un peso específico de concreto de 2500 kg/m3)

Para la sección planteada, las cargas estimadas, una luz de viga de 22.6 m, asumiendo un concreto con  $f_c$  de 4000 psi 8280 Kg/cm<sup>2</sup>) y una condición simplemente apoyada, se tiene que el momento máximo, el área de acero requerida y máxima son:



$$M = \frac{16597,6 \cdot 22,6^2}{8} = 1059673,772 \text{ Kg.m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0,85 f'_c b}}}{\frac{f_y}{0,85 f'_c b}}$$

$$A_s = 213,4641 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 223,975 \text{ cm}^2$$

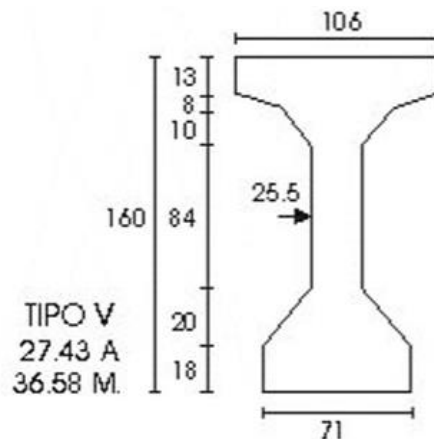
Es importante mencionar que, para los cálculos presentados previamente, se consideró una separación entre ejes de viga de 7.4 m (etapa inicial en el proceso constructivo) y luces completas de 22.6 m con el fin de obtener la condición más desfavorable y obtener secciones de algún modo conservadoras, sin embargo y tal como puede observarse en los planos, la propuesta final de la estructura incluirá columnas en algunos puntos clave y vigas adicionales intermedias, lo cual reducirá considerablemente la luz de los elementos y el área tributaria respectivamente, lo que se traduce en un mejor comportamiento de la estructura y en la posibilidad de optimizar los elementos en estudios más detallados en etapas posteriores.

➤ Nivel cubierta

Para la cubierta, tal como se mencionó líneas arriba, se plantea el uso de vigas pretensadas isostáticas de sección I AASHTO, para la cual mediante la relación L/20 se tiene que la altura mínima a considerar sería

$$\frac{L}{20} = H \quad \frac{22.6}{20} = 1.13 \text{ m}$$

Por lo tanto, se plantea una viga tipo V



*Figura 27. Sección de viga AASHTO tipo V*

Vale mencionar que la distribución de vigas presentada en los planos obedece a la distribución planteada durante el proceso constructivo, las que presentan líneas continuas son las vigas que se colocaran al inicio del proceso y las vigas con líneas segmentadas se colocaran una vez este finalice, y para el cierre se colocará una placa prefabricada de 6 cm entre las vigas y un hormigonado superior inicialmente planteado de 30 cm y que podrá ser refinado en etapas posteriores.

**Para las estaciones tipo 2** se plantean dos tipos de soluciones, uno para la plataforma de abordaje o nave principal y otra para el edificio de extracción.

Para el primer caso se plantean a su vez dos tipos de soluciones, una para el mezanine en el cual se utilizará un esquema estructural similar al presentado para las placas de los niveles intermedios de la estación tipo 1 y otra para la cubierta, en la cual, por tratarse de una construcción subterránea tipo túnel, se empleará el método alemán mencionado líneas arriba y que se detalla en el párrafo a continuación. Para este se utilizará un espesor de bóveda de 80 cm debido a que por su geometría antifunicular los esfuerzos serán transmitidos directamente a los muros perimetrales de soporte.

En general y tal y como se ha comentado en la parte que se corresponde al túnel de línea, el método alemán es un procedimiento de construcción de túneles de grandes luces que

también se emplea cuando el terreno es muy malo y resulta peligroso descalzar parte de la bóveda para ejecutar los hastiales, como es el caso del método belga.

Cuando se comenta en relación con lo que son grandes luces, estamos hablando de luces mayores a 7 metros, y que llegan hasta, en ocasiones, los 40 metros.

En el caso de estaciones en zonas urbanas en suelos, como es el tipo de estaciones y los tramos de las mismas que se corresponden con nuestro proyecto, hay que señalar que con este procedimiento se puede reaccionar con mayor rapidez que el método belga en el caso de aparecer agua, en terrenos sueltos o capas arenosas. Además, permite reducir los posibles asentamientos diferenciales que producirían grietas en la bóveda y asentamientos en superficie.

Como no puede ser de otra forma, dado el tipo en el que estamos desarrollando la solución, este sistema sería conceptualmente parecido al método belga, pero cambiando el orden las fases de ejecución y la propia ejecución de la bóveda.

El procedimiento inicia la excavación con dos galerías de avance, fase 1; se hormigonan los hastiales para después proceder a la excavación de las fases 3 y 4, se procede al recubrimiento de la bóveda y, por último, se excava la parte central, fase 5, con el fin de facilitar la entibación y el apuntalamiento de la parte superior.

El avance de las galerías se suele realizar por tramos de 25 a 30 m, dependiendo del tipo de terreno; sin embargo, si el túnel no es muy largo (menos de 200 m, por ejemplo) se puede excavar de un modo secuencial. Estas galerías son muy útiles si es necesario drenar agua durante la ejecución. El hormigonado de la bóveda no apoya sobre el terreno (método belga), sino sobre los estribos hormigonados. Esta bóveda se ejecuta por costillas, construidas de forma alterna.

Es decir, se construye la galería central superior y cada semicostilla se ataca desde la parte superior del hastial antes de verter hormigón. Se hormigona la bóveda una vez excavada a través de la galería superior. Este procedimiento permite la construcción de grandes secciones de túnel sin que el frente abierto supere los 3-5 m<sup>2</sup>.

Como resultado de todo esto, está tanto los espesores habituales de lo que es la parte de la bóveda (de las costillas) y por otro lado lo que se refería a la zona de los hastiales, con esas dimensiones que le dan cierta rigidez de 1,00 – 1,50 metros, con el fin de que estén trabajando contra el terreno y asuman las cargas que la bóveda les deriva.

En lo que se refiere al espesor de la bóveda, en condiciones normales, es decir, con carga hidrostática desde la superficie, siendo conservadores, y con suelos aluviales/rellenos en la totalidad de la columna geotécnica, los valores de la misma se establecen hasta un

máximo de 1/40 la luz de la bóveda, con lo que se corresponde a estos valores de 0,70-0,80 metros a los que hacíamos referencia con anterioridad.

Para el caso de los edificios de extracción, se plantea también un esquema estructural similar al presentado para las estaciones tipo 1, pero ajustando las dimensiones de las vigas elementos a la luz correspondiente, es así como se tiene:

➤ Niveles intermedios

Para la placa se selecciona el mismo tipo que para la estación tipo 1, es decir, un tipo LP25 con reforzamiento de 8Ø 12.5 mm

Por su parte, para las vigas de soporte se plantea inicialmente una sección cuyo canto sea superior al mínimo requerido para no chequear deflexiones para casos de elementos simplemente apoyados (condición más desfavorable) acorde a lo indicado en el numeral 9.5.2.1 de la NSR-10.

Es así como para una luz de 17.6 m (ancho interno de la estación), se tiene que la altura mínima de viga sería:

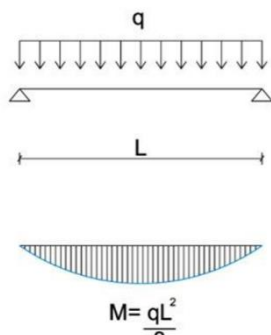
$$\frac{L}{16} = H \quad \frac{17.6}{16} = 1.1 \text{ m}$$

Se plantea una viga de 150 cm de altura y 60 cm de ancho para la cual, con un ancho tributario máximo de 7 m, se tiene el siguiente análisis de carga:

CV (Kg/m)	CP* (Kg/m)	1.2CP + 1.6CV (Kg/m)
3500	7640	14768

\* Incluye, además de las cargas estimadas para la placa, el peso de la placa (2800 kg/m, 400\*7), peso propio de la viga (3200 kg/m, para un peso específico de concreto de 2500 kg/m3)

Para la sección planteada, las cargas estimadas, una luz de viga de 22.6 m, asumiendo un concreto con f'c de 4000 psi 8280 Kg/cm2) y una condición simplemente apoyada, se tiene que el momento máximo, el área de acero requerida y máxima son:



$$M = \frac{14768 \cdot 17.6^2}{8} = 571816,96 \text{ Kg.m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 f'_c b}}}{\frac{f_y}{0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = 118,6958 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 157,144 \text{ cm}^2$$

Es importante mencionar que, para los cálculos presentados previamente, se consideró una separación entre ejes de viga de 7 m (etapa inicial en el proceso constructivo) y luces completas de 17.6 m con el fin de obtener la condición más desfavorable y obtener secciones de algún modo conservadoras, sin embargo y tal como puede observarse en los planos, la propuesta final de la estructura incluirá columnas en algunos puntos clave y vigas adicionales intermedias, lo cual reducirá considerablemente la luz de los elementos y el área tributaria respectivamente, lo que se traduce en un mejor comportamiento de la estructura y en la posibilidad de optimizar los elementos en estudios más detallados en etapas posteriores.

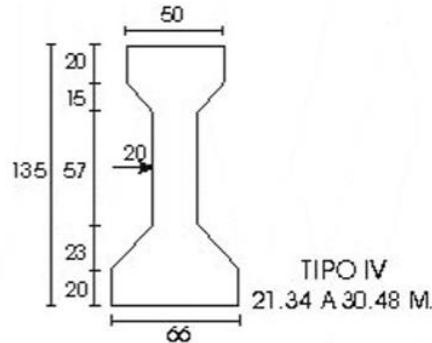
➤ Nivel cubierta

Para la cubierta, tal como se presentó para la estación tipo 1, se plantea el uso de vigas pretensadas isostáticas de sección I AASHTO, para la cual mediante la relación L/20 se tiene que la altura mínima a considerar sería:

$$\frac{L}{20} = H \quad \frac{17.6}{20} = 0.88 \text{ m}$$

Por lo tanto, se plantea una viga tipo IV

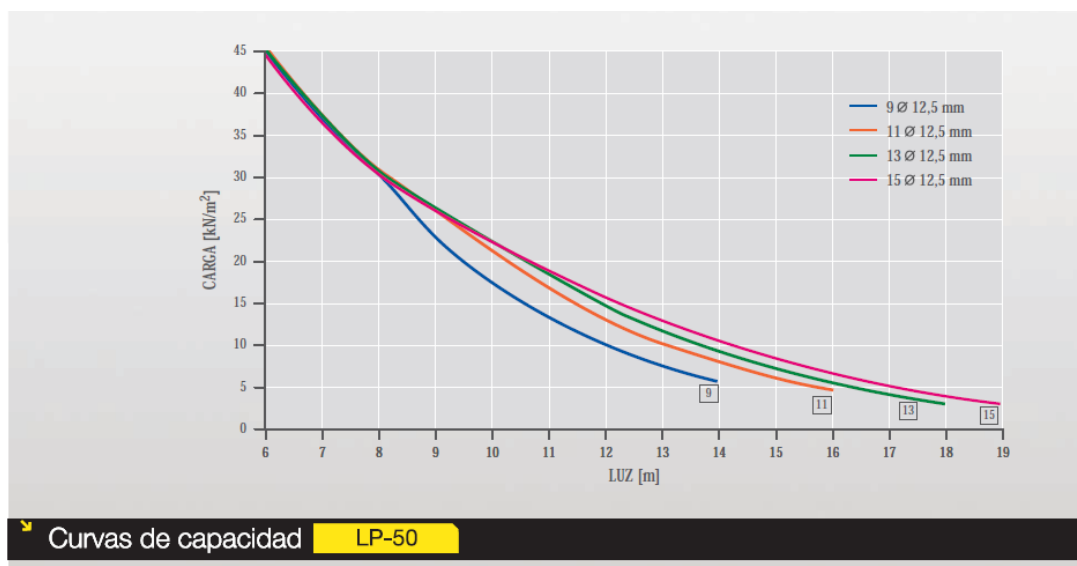




**Figura 28. Sección de viga AASHTO tipo IV**

Vale mencionar que la distribución de vigas presentada en los planos obedece a la distribución planteada durante el proceso constructivo, las que presentan líneas continuas son las vigas que se colocaran al inicio del proceso y las vigas con líneas segmentadas se colocaran una vez este finalice, y para el cierre se colocará una placa prefabricada de 6 cm entre las vigas y un hormigonado superior inicialmente planteado de 30 cm y que podrá ser refinado en etapas posteriores.

Finalmente, para la estación 1, la cual se trata de una estación especial pues difiere de la geometría planteada para el resto de las estaciones, se utilizará un sistema resistente a base de pórticos dispuestos en varias direcciones y compuestos por columnas circulares y columnas apantalladas, vigas principales y brochales para las cuales se propone el uso de vigas reforzadas con dimensiones de 80 cm de ancho por 180 cm de alto. Por su parte, para el entrepiso se plantea del mismo modo el uso de placas alveolares con espesor de 50 cm y loseta de 10 cm con refuerzo de 15 $\varnothing$  12.5mm



**Figura 29. Curvas de capacidad para placa alveolar tipo LP-50**

Teniendo en cuenta la longitud de las estaciones, deberán preverse posibles juntas de dilatación en las losas, lo mismo que sistemas de anclajes de unión en las mismas, datos que se verificarán en la posterior fase de factibilidad.

Por último, **para la placa de fondo o cimentación**, se plantean dos soluciones, una para las estaciones tipo 1 y tipo 2 la cual consiste en una placa maciza en contrabóveda y un relleno superior de concreto, y para la estación 1 (Santa Fe) una placa maciza plana apoyada sobre pilotes para recoger los esfuerzos de la subpresión generada por el nivel freático.

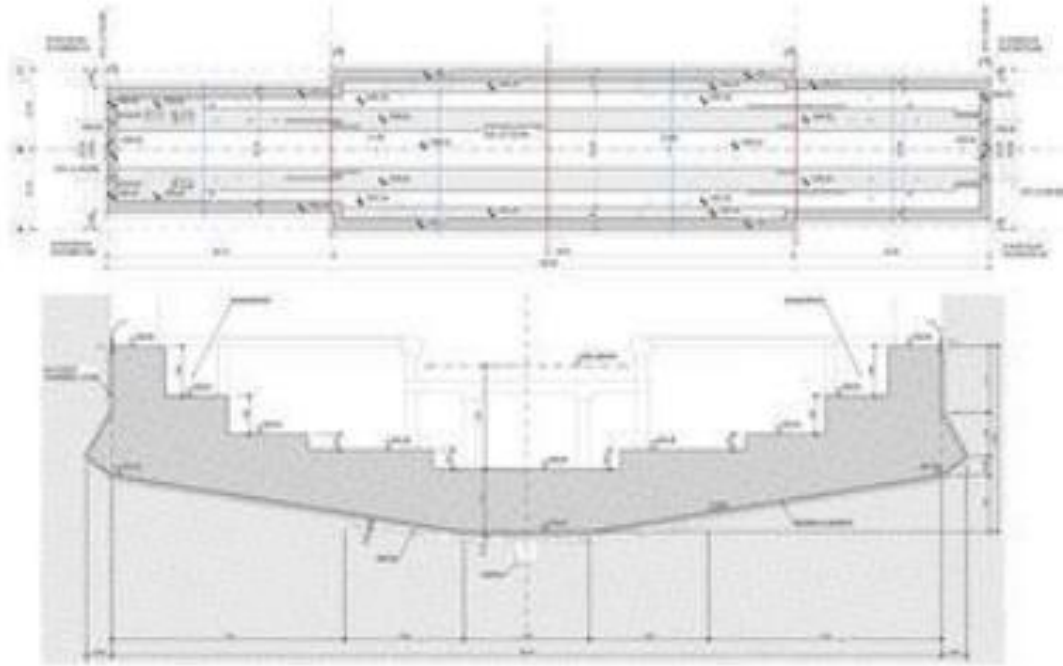
Tal y como se ha comentado en el túnel de línea, la presencia de agua en el aluvial provoca que se generen esfuerzos hacia superficie debido a la continuidad de la Ley de Darcy.

Estas subpresiones pueden ser contrarrestadas por una losa de grandes dimensiones, o en su caso pueden serlo por una losa curva, como lo es para el caso de las estaciones tipo 1 y 2, que aprovechando el esfuerzo axial que genera reparta de un modo más apropiado los esfuerzos, llegando a alcanzar momentos flectores razonables y que pueden ser considerados como asumibles por un armado optimizado.

La estación se cierra, por tanto, con una contrabóveda de hormigón armado con llaves de cortante continuas en los laterales que contrarrestan el empuje del agua (mecanismo arco). Es un sistema eminentemente diferente al resto de los niveles, donde se han diseñado con un funcionamiento estructural evolutivo.

En la comprobación que se realiza tomando los valores envolventes del cálculo que se puedan dar en todo el trazado, se simula la losa inferior de la caja profunda como contrabóveda de hormigón armado de 1,35 m de canto, con juntas de contracción intermedias cada 30-40m que permiten controlar los esfuerzos axiales y desplazamientos debidos a fenómenos de retracción y temperatura. Suelen diseñarse llaves de cortante continuas que transmiten los esfuerzos axiales al terreno garantizando un correcto funcionamiento estructural frente a las presiones de agua (mecanismo arco) y la estabilidad frente a la flotación. El radio de curvatura para favorecer el reparto de las cargas suele estar entre los 40-60 metros, lo que supone una flecha en el punto medio de unos 3,15 metros entre puntos de la generatriz.

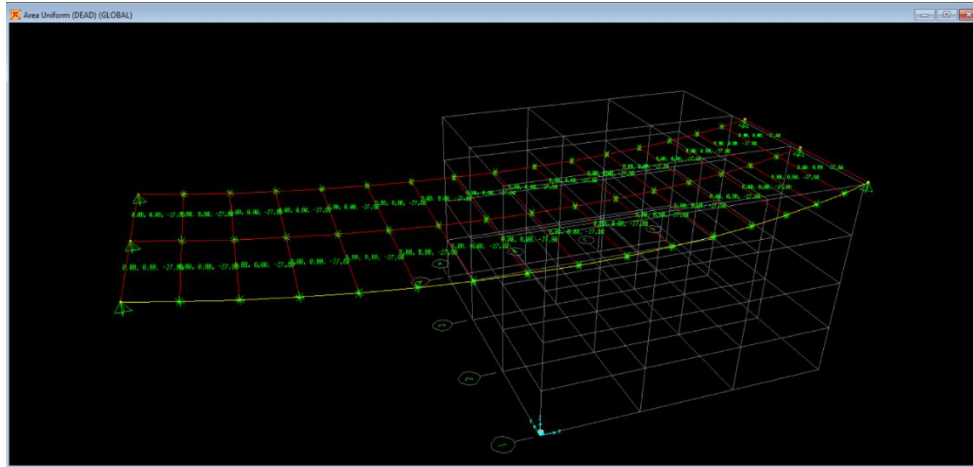
Esta estructura suele acabar siendo similar a la que se ofrece en la figura que aparece a continuación.



**Figura 30. Esquema de sección transversal de placa en contrabóveda.**

En lo que se refiere a la modelización realizada, para comprobar que este canto de 1,35 metros cumple con lo que puede requerirse en la peor de las estaciones de esta línea, se han tomado, desde el punto de vista de la columna de agua 31 metros, que se corresponde con el nivel freático en superficie en la estación que tiene la contrabóveda a mayor profundidad.

Este modelo, al que se le aplica la fase más desfavorable, es decir cuando no hay nada sobre la contrabóveda, tiene en cuenta la carga uniforme ascendente de la subpresión de 31 t/m<sup>2</sup> y es contrarrestada únicamente con el peso propio de la losa, es decir, un total de 3,37 t/m<sup>2</sup>

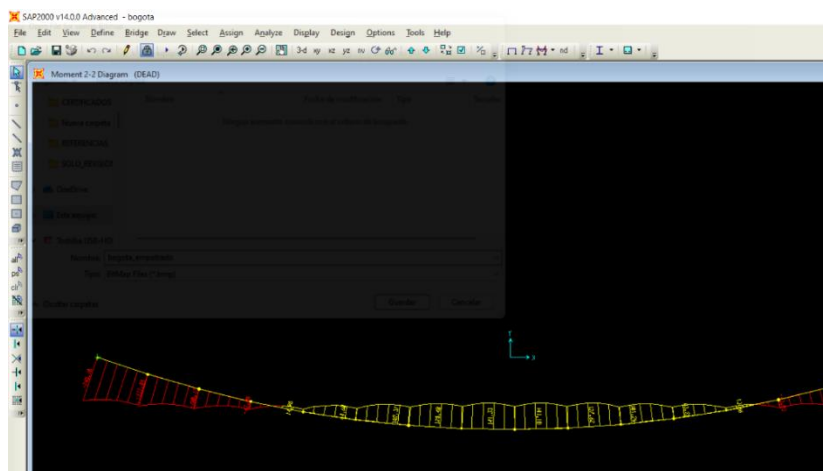


**Figura 31. Modelo matemático de placa curva.**

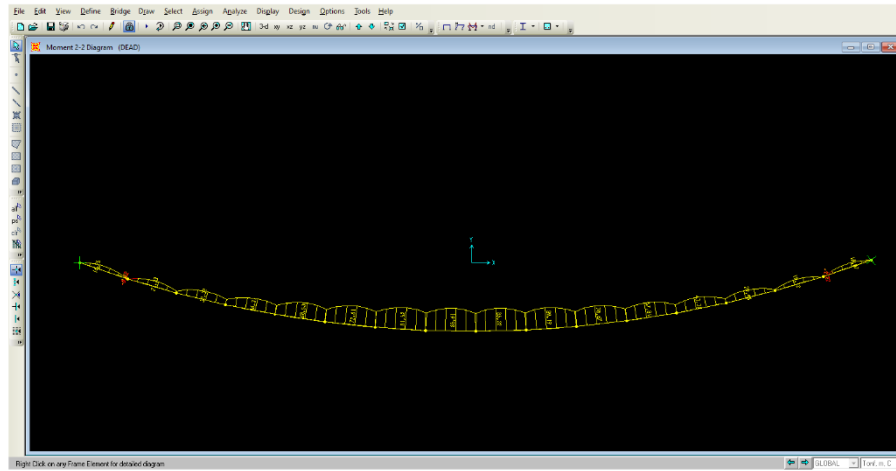
La diferencia entre ambos esfuerzos ha de contrarrestarse mediante el acero de refuerzo y la función colaborante que provoca el axil.

Se ha realizado, por tanto, un pequeño modelo de comprobación con el SAP2000 donde no se consideran cortes del vano, ni apoyos intermedios, que podrían realizarse considerando zonas de conexión en las pilas a restringir el movimiento de la losa de solera.

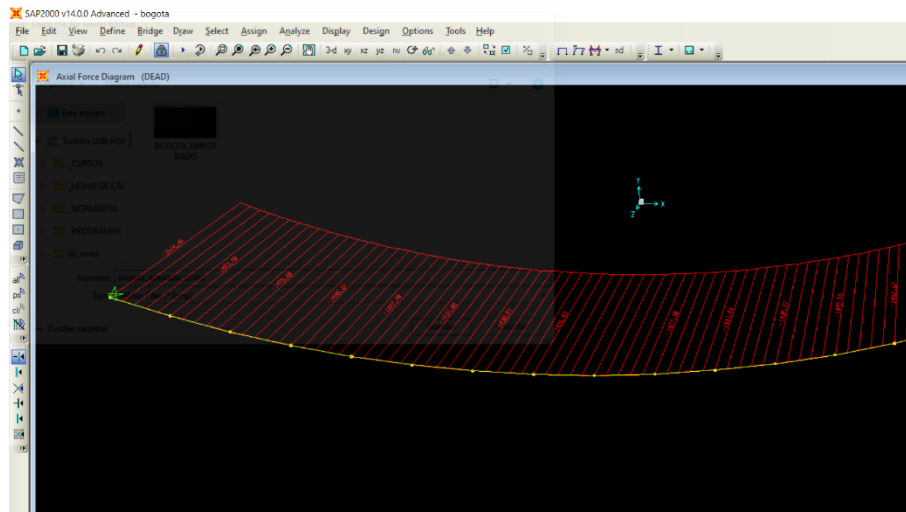
Este cálculo, del lado de la seguridad, valida, tal y como se refleja en las figuras que se adjuntan, la viabilidad de la solución, alcanzando valores de 86,60 mt o 141,85 mt dependiendo de las condiciones de contorno, si los bordes en las pantallas se consideran biapoyados o biempotrados.



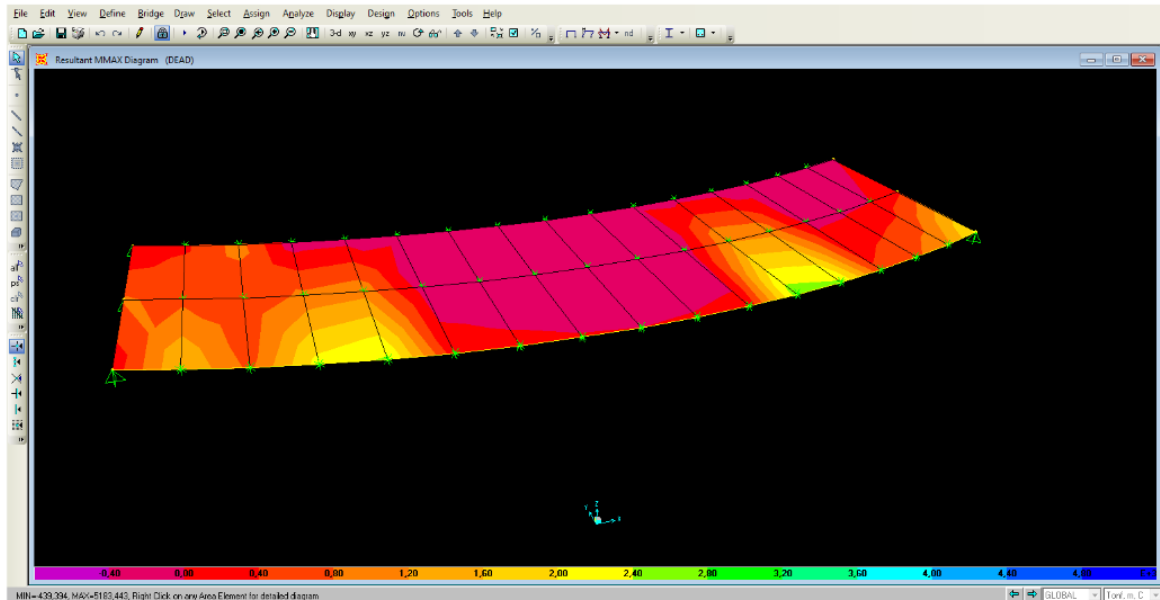
**Figura 32. Diagrama de momentos flectores para condición biempotrada.**



**Figura 33. Diagrama de momentos flectores para condición biapoyada.**



**Figura 34. Esfuerzos axiales en placa curva.**



*Figura 35. Simulación 3D de parte de contrabóveda.*

Es habitual en estos casos realizar el refuerzo de la losa con la hipótesis más conservadora en el momento más desfavorable, es decir sin peso propio ni sobrecarga sobre la misma.

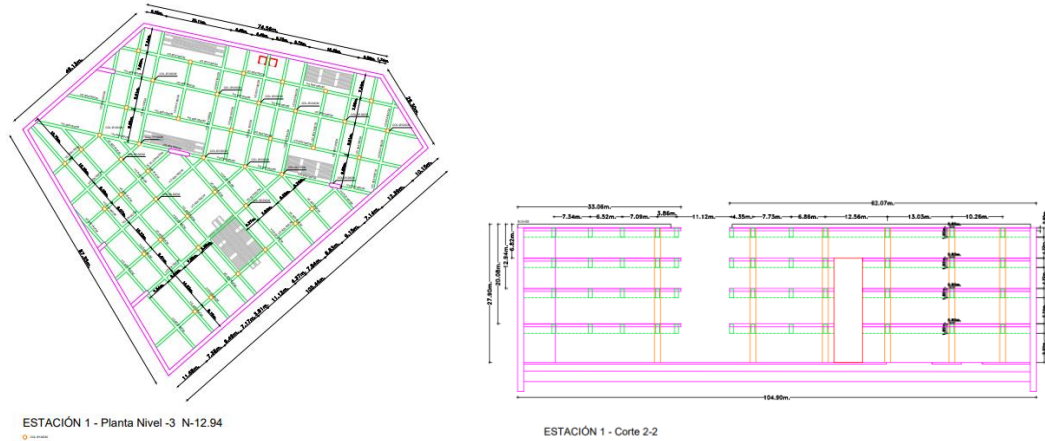
El valor del espesor considerado en este modelo de 1,35 metros puede ajustarse en cada estación adaptándolo a su columna de agua correspondiente y, por otro lado, considerar o no el nivel freático a nivel de calle.

Por último, señalar que, desde el punto de vista funcional para permitir la traslación de la tuneladora sin excavación, se requiere unos caminos de arrastre y posteriormente la colocación de la estructura de empuje, así como adaptar la losa de fondo o contrabóveda para recoger la tuneladora al llegar. A curvatura de esta contrabóveda, colabora con todas estas funciones.

Por su parte, tal como se mencionó líneas arriba, para la estación 1 (Santa Fe), la tipología estructural compleja y totalmente diferente de esta estación en relación con las otras que la acompañan en el resto del Proyecto hace que la tipología de losa continua a modo de contrabóveda no sea válida.

La contrabóveda, como se mencionó en el planteamiento anterior, tiene sentido cuando está trabajando apoyada en las pantallas continuas o de pilotes perimetrales, donde su vano es la distancia entre las mismas.





**Figura 36: Dimensiones geométricas de Estación Santa Fe.**

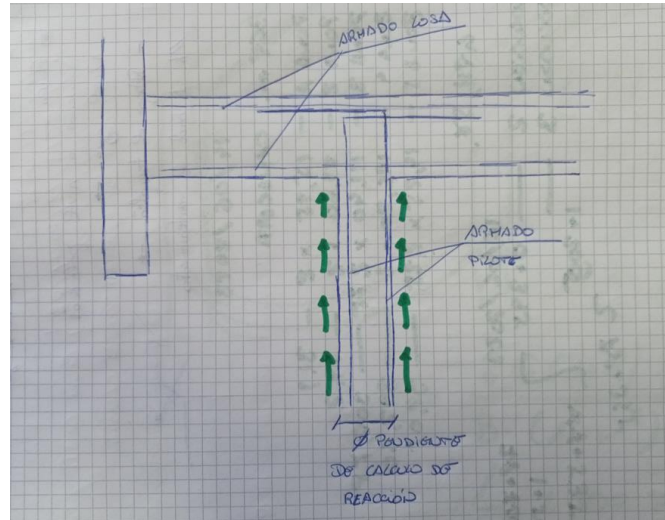
La planta de la Estación Santa Fe tiene unas luces de 105 metros y 90 metros en sus dos direcciones principales, con lo que la colocación de una losa curva que trabaje a flexotracción carece de sentido.

En contrapartida lo que se propone para la ejecución de esta estación es trabajar con una losa plana de un importante espesor, para que por un lado contribuya a compensar las cargas de subpresión y por otro lado minimice el armado de flexión a colocar en la cara superior.

La mera colocación de esta losa plana no sería suficiente para poder contrarrestar la totalidad de la carga de agua, considerándola de un modo conservador en la superficie del terreno, lo que supone un total de 28 metros más el propio espesor de la losa de cimentación.

Por eso la solución pasa por el hecho de que la losa consiga trabajar conjuntamente con elementos que opongan resistencia a la presión proveniente de la subpresión.

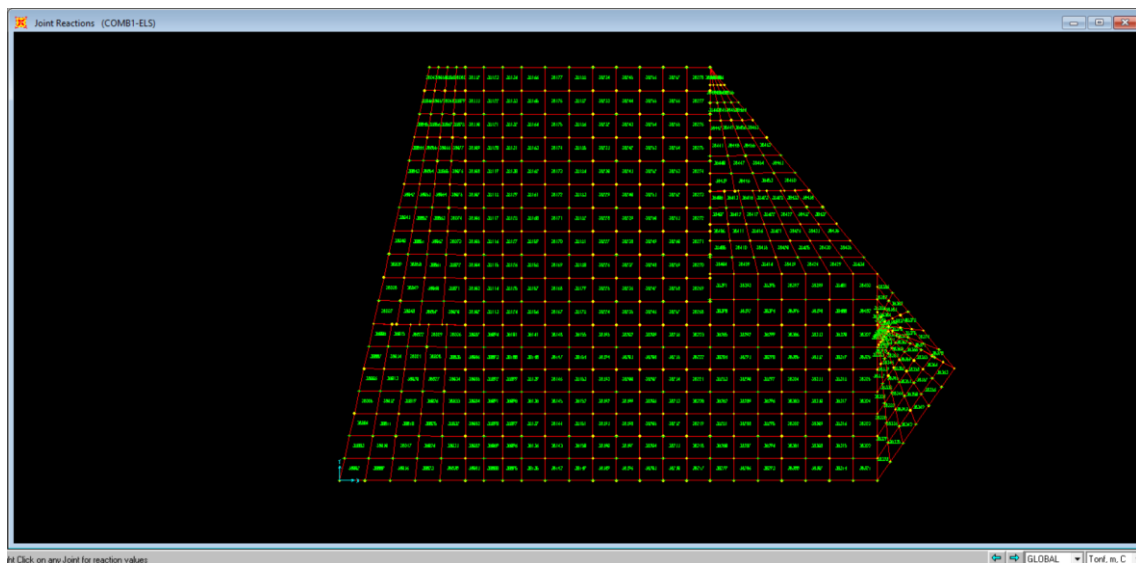
Lo habitual es colocar pilotes que empotrados en la losa, crean puntos en los que se restringe el movimiento vertical ascendente gracias a la fricción por fuste que ofrecen los pilotes.



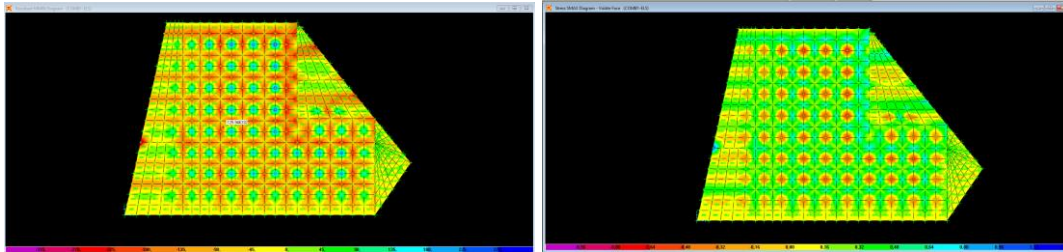
**Figura 37: Esquema de modo de trabajo de pilotes ofreciendo resistencia por fuste en contra de la subpresión.**

Esta solución puede modelizarse con varias combinaciones de espesor de losa y de malla de pilotes.

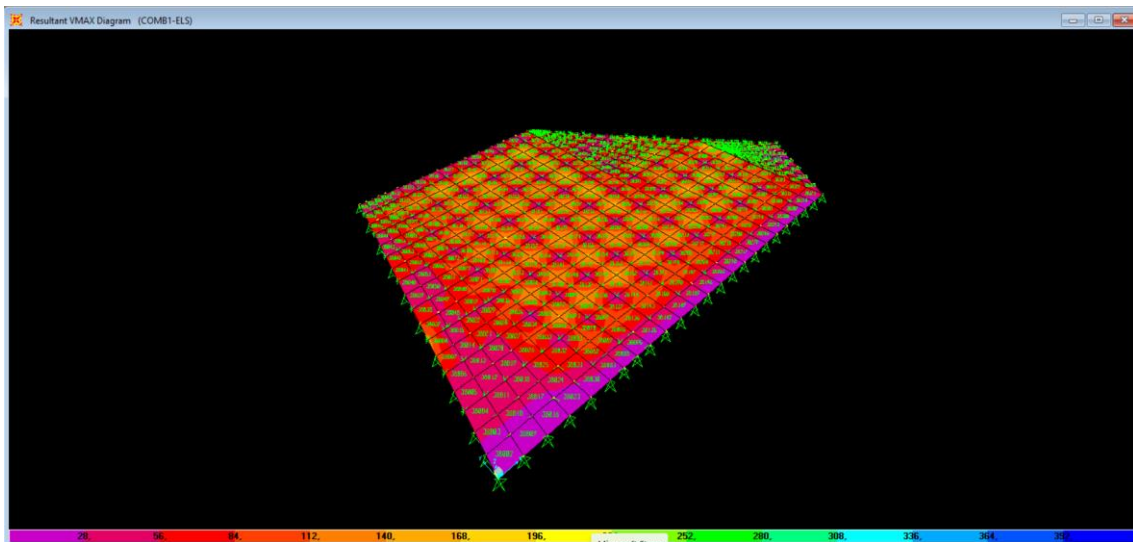
Se ha realizado una modelización con una serie de pilotes colocados en forma de malla cada 7,5 metros, y un espesor de losa de 1,35 metros, que se ha homogeneizado al espesor de la contrabóveda del resto de estaciones y que como se aprecia en las figuras que se adjuntan de resultados permite obtener un esfuerzo en la cara superior de la losa de cerca de 126,00 mt, valor asumible por una losa de tal canto con el refuerzo correspondiente según normativa.



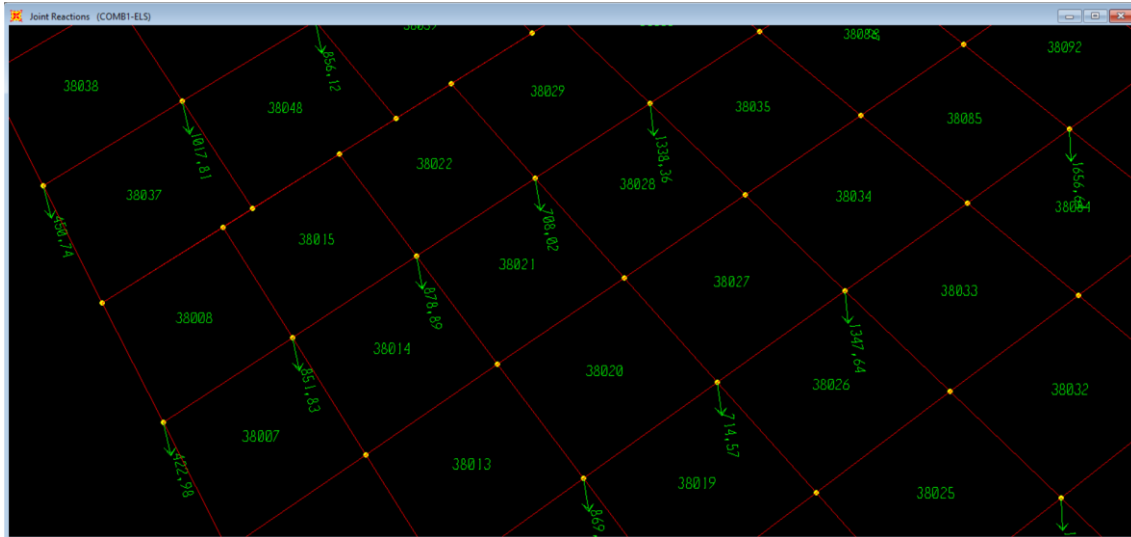
**Figura 38: Modelización de la losa de cimentación completa SAP2000.**



*Figura 39: Momentos flectores y tensiones en la losa considerando la subpresión.*



*Figura 40: Vista 3D del modelo, con los apoyos perimetrales.*



**Figura 41: Resultado de las reacciones en los puntos en los que se colocan pilotes para arriostramiento vertical de la losa.**

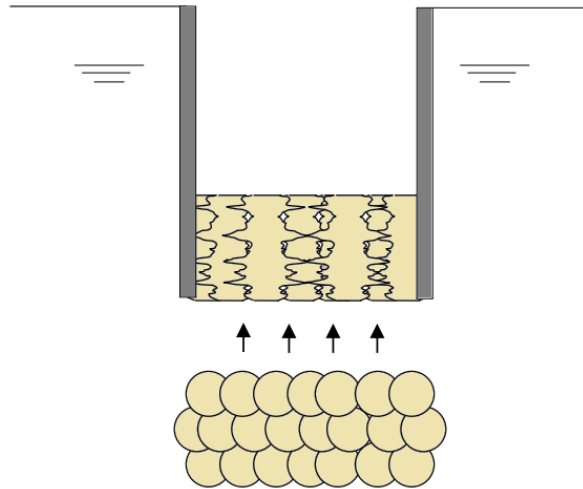
En relación a los pilotes, dependiendo de cada punto de colocación de los mismos, se obtiene una reacción que es mayor o menor dependiendo de lo denso de la malla de pilotes. Esta reacción será compensada por la resistencia por fuste provenientes de la interfase pilote-terreno y que condicionará la longitud de los pilotes.

Los valores de la resistencia por fuste en los suelos próximos a la estación de Santa Fe están en el entono de las 0,15 – 0,20 MPa, es decir 20 t/m<sup>2</sup> (valores obtenidos para SPTs de entre 45-50 golpes).

De cara al dimensionamiento de los pilotes que estamos considerando, un pilote de 2 metros de diámetro mitigaría unas 125 toneladas cada metro de profundidad, lo que supone que con pilotes de entre 10 y 15 metros de profundidad, pueden alcanzarse resistencias totales cercanas a las 1.800 toneladas, valores que se alcanzan, tal y como aparece en la figura anterior, considerando mallas de pilotes poco densas como la que se presentó en la imagen anterior

En ocasiones, la posición de los pilotes puede hacerse coincidir con los que se coloque arquitectónicamente y/o estructuralmente en la estación de tal modo que pueden ejecutarse en primera fase desde superficie, haciendo labores de pila-pilote, donde la conexión con los distintos niveles de losa y con la losa de cimentación se realizará mediante pasadores metálicos de unión de ambos elementos.

Por último, señalar, que de cara a mitigar la subpresión, la utilización de mallas de columnas de jet grouting a modo de tapón de fondo es bastante utilizada. Esto permitiría en los modelos a realizar en fases posteriores hacer una malla de pilotes menos densa, que tengan una menor sollicitación.





**Figura 42 Esquema de colocación de Jet-Grouting en estaciones para minimizar la subpresión**

Como aspecto final del predimensionado, se plantea el uso de las siguientes cuantías de acero para los diversos elementos:

**Tabla 3. Cuantías de refuerzo en Kg/m<sup>3</sup>**

Elemento	Cuantía (Kg/m <sup>3</sup> )
Muros	130 - 150
Vigas	100 - 120
Columnas	80 - 95
Placa maciza en contraboveda	85- 105
Placa maciza plana	70 - 80
Pilotes	155 - 165

Se resalta la posibilidad de establecer menores espesores en pantallas de contención en concreto armado o diámetros si son pantallas de pilotes, en las siguientes fases únicamente si se realizan estudios más detallados de resistencia de estos elementos con la implementación de anclajes intermedios. Adicionalmente, es necesario tener en cuenta la afectación que puede conllevar el uso de este tipo de anclajes en redes de agua y cimentaciones de estructuras aledañas a las estaciones, teniendo longitudes de afectación lateral de entre 30 m y 35 m.

 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p><b>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</b></p>	 <p><b>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C.</b> Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	--	--

### 7.3.3. Cálculo de comprobación de pantallas

#### 7.3.3.1. Objetivo

El objetivo de los presentes cálculos es comprobar a nivel de prefactibilidad que los espesores establecidos de las pantallas continuas con espesores de entre 0,80m y 1,20m permiten asumir las cargas que el prediseño de las estaciones implica. Estos valores pueden ser sustituidos por pantallas de pilotes de diámetro 1,20 a 1,50 metros en el caso de pantallas de pilotes. Para ello, se ha realizado un cálculo geotécnico-estructural por medio de un programa de elementos finitos en lo que se entendería como la columna de cálculo geotécnica más desfavorable y la excavación definida en las pantallas de las estaciones tipo 1. De esta forma, se pretende abordar el caso envolvente de casuísticas a la que nos podemos enfrentar a lo largo de la traza de la línea.

#### 7.3.3.2. Consideraciones y programa de calculo

Para el cálculo de este tipo de pantallas de una profundidad importante, se emplean varios de los métodos de cálculo desarrollados históricamente, tales como: métodos empíricos y métodos basados en modelos teóricos; métodos que consideran el comportamiento en servicio de la estructura (métodos de equilibrio límite); y métodos que consideran el comportamiento de la estructura en el momento de la falla. A partir de los años 70, se incorporan a este grupo los métodos basados en elementos finitos. De los métodos anteriormente mencionados, se han seleccionado los métodos de elementos finitos a través del programa PLAXIS 2D - Vs. 8.2.

Por otra parte, el avance en los medios computacionales ha permitido la introducción actual de nuevos programas para el cálculo de pantallas, los cuales están basados en métodos de elementos finitos. Estos programas tienen en cuenta la interacción suelo-estructura y proporcionan buenos resultados del comportamiento de la pantalla, teniendo en cuenta el efecto de arco que se produce entre la pantalla y el terreno.

Para el caso en estudio se ha utilizado el programa PLAXIS creado en la Universidad de Delft, el cual se basa en elementos finitos bidimensionales que permiten realizar análisis de deformación y estabilidad ante problemas geotécnicos. El programa permite modelar los diferentes componentes del problema mediante un conjunto de elementos discretos, conectados entre sí a través de puntos comunes denominados nodos.

Para efectuar los cálculos se han seleccionado como modelo de comportamiento para esta primera aproximación el modelo de Mohr-Coulomb. Este modelo considera la rigidez del suelo de un modo aproximado a partir del valor de deformación obtenido del edómetro ( $E_{oed}$ ). La simulación del caso estudiado ha considerado, en primer lugar, la definición de las variables de la modelación numérica con un modelo de deformación plana con 15 nodos y las condiciones de borde estándar del programa.



En cuanto al dimensionamiento de la malla, se han considerado las siguientes recomendaciones: se toman precauciones para tener la menor influencia de los bordes sobre el problema en estudio con el fin de que no se produzcan puntos de plasticidad cerca de los bordes y que los movimientos próximos a los bordes laterales sean pequeños con respecto a los que se produzcan tanto en la zona excavada como en el trasdós de la pantalla. Esto ha llevado a considerar un modelo cuyo límite inferior, medido a partir del pie de la pantalla, estuviese dado por un rango entre 0,3 L y 0,5 L, siendo L la longitud total de la pantalla. En cuanto al límite lateral, este ha quedado definido a partir del trasdós de la pantalla en 1,5 L.

Por otra parte, se definió una relación de módulo de deformación y constante de balasto horizontal del terreno, según la formulación propuesta por Vésic para vigas. Adicionalmente, para la dilatación para suelos granulares se tomó un valor equivalente de  $\gamma = \gamma' - 30^\circ$ , aplicado en el modelo de Mohr-Coulomb. Finalmente, en las modelaciones se ha empleado una relación entre módulos igual a  $E_{ur}^{ref} = 2 E_{50}^{ref}$ ; y  $E_{oed}^{ref} = c_{ref} E_{50}^{ref}$ .

#### 7.3.3.3. Parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos que se han considerado para la columna de diseño corresponden a una sección que entendemos pésima a lo largo de la traza. La consideración de esta columna tiene una importancia relativa para la comprobación ya que los suelos aluviales que están a lo largo del trazado tienen unas condiciones geotécnicas muy intercambiables. Lo anterior, supone una gran importancia a tener en cuenta factores como las fases de excavación, la altura del nivel freático (que se ha situado en el nivel de superficie) y la colocación de los estampidores. La Tabla 4 muestra las propiedades de las columnas de cálculo incluidas en el modelo.

**Tabla 4. Parámetros geotécnicos para comprobación de pantallas**

LITOTIPO	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Qu [kPa]	C [kPa]	$\phi$ [°]	E [kPa]	Profundidad
CL – Arcilla arenosa y arena arcillosa	16,8	39	0,00	35	12.500	0 – 17 m
CH – Arcilla limosa y turbosa marrón	14,9	58	0,00	22	3.000	17 – 20 m
SC – Arena de grano fino.	18,6	-	4,5	27	10.165	20 - $\infty$

#### 7.3.3.4. Fases de calculo

Considerando las fases de excavación e implementado estos instantes de cálculo en el programa de elementos finitos, cuya definición tiene una gran importancia en los esfuerzos estructurales a los que está sometida la pantalla, se consideran los siguientes momentos:

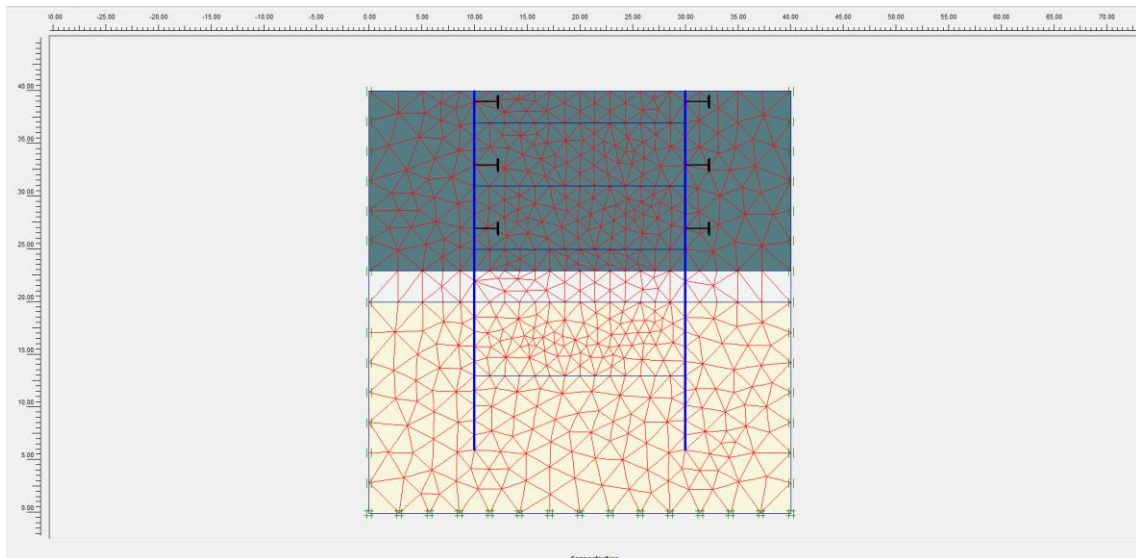
- Fase 0, ejecución de la pantalla con sobrecarga en el trasdós de 2 t/m<sup>2</sup>.
- Fase 1: Excavación inicial de hasta -2 metros.



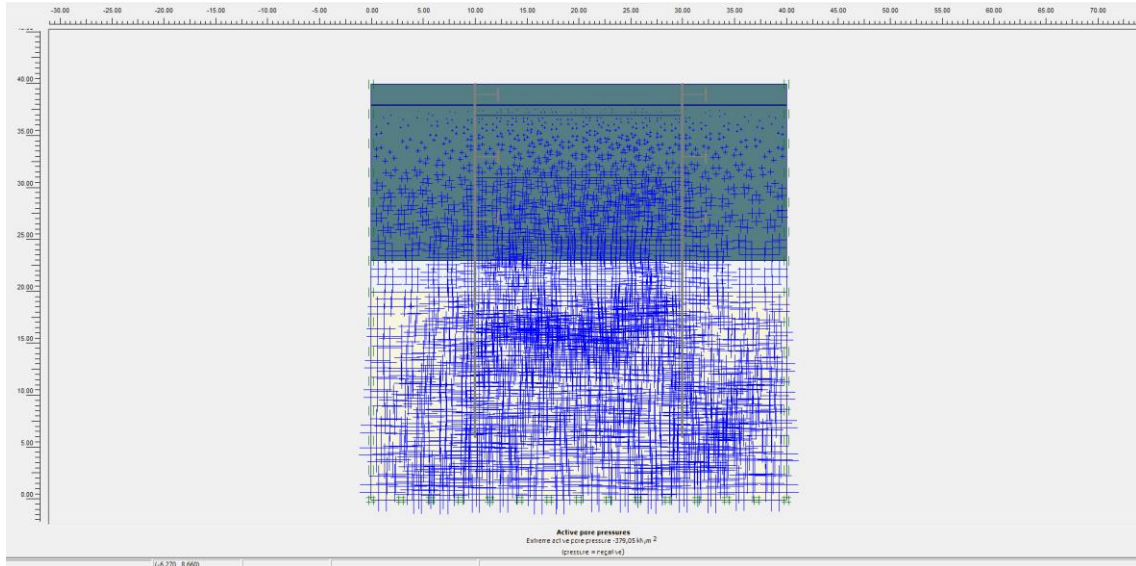
- Fase 2: Ejecución de la losa de cubierta en -0,6 m. Colocación de puntal en el cálculo de alta rigidez
- Fase 3: Excavación hasta los -8,00 metros.
- Fase 4: Ejecución de la losa de cubierta en -6,75 m. Colocación de puntal en el cálculo de alta rigidez
- Fase 5: Excavación hasta los -14,50 metros.
- Fase 6: Ejecución de la losa intermedia en -12,75 m. Colocación de puntal en el cálculo de alta rigidez.
- Fase 5: Excavación hasta los -21 metros.
- Fase 7: Ejecución de la losa intermedia en -19,45 m. Colocación de puntal en el cálculo de alta rigidez
- Fase 8: Excavación hasta los -30,75 metros.

#### 7.3.3.5. Resultados obtenidos

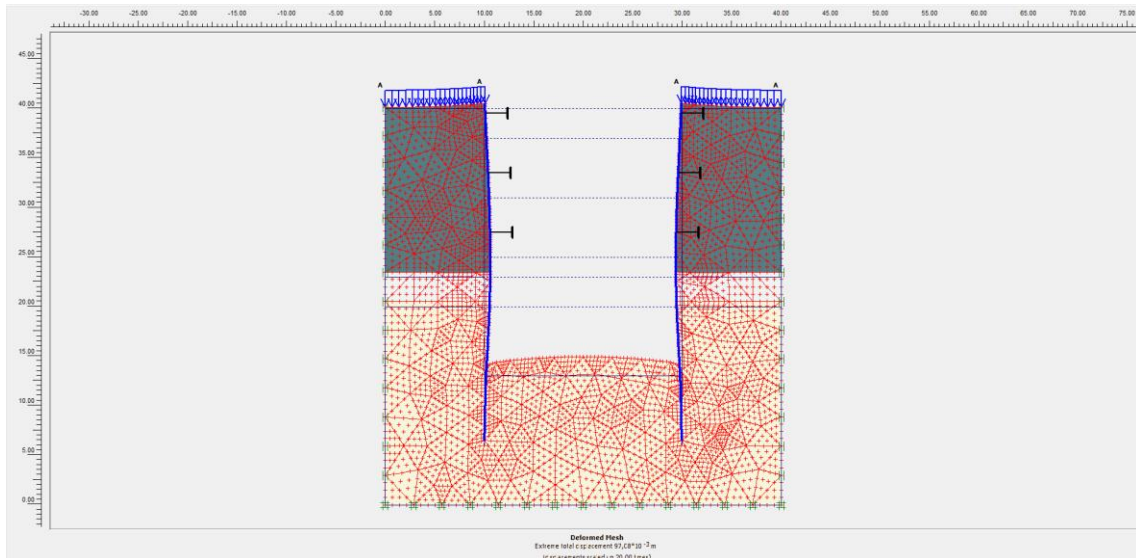
Aplicando las consideraciones, hipótesis y parámetros anteriormente descritos para una pantalla de espesor 1,20m (o de pilotes con 1,50 metros de diámetro por equivalencia en la inercia), que es el espesor del caso envolvente en las casuísticas a analizar, se han obtenido los siguientes gráficos que se adjuntan como salida gráfica del PLAXIS.



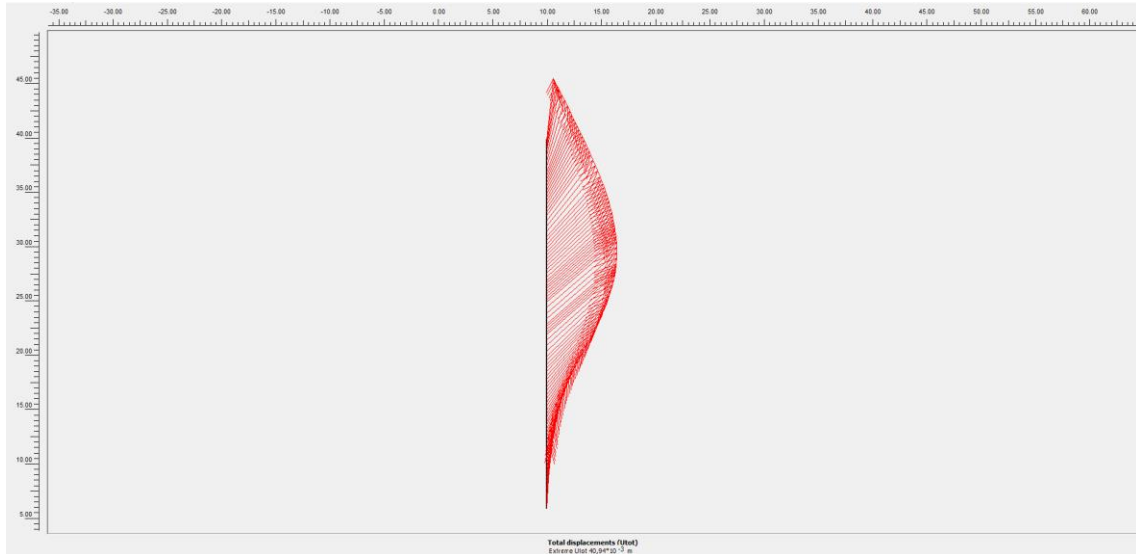
**Figura 43: Modelo general de cálculo de pantallas de estaciones.**



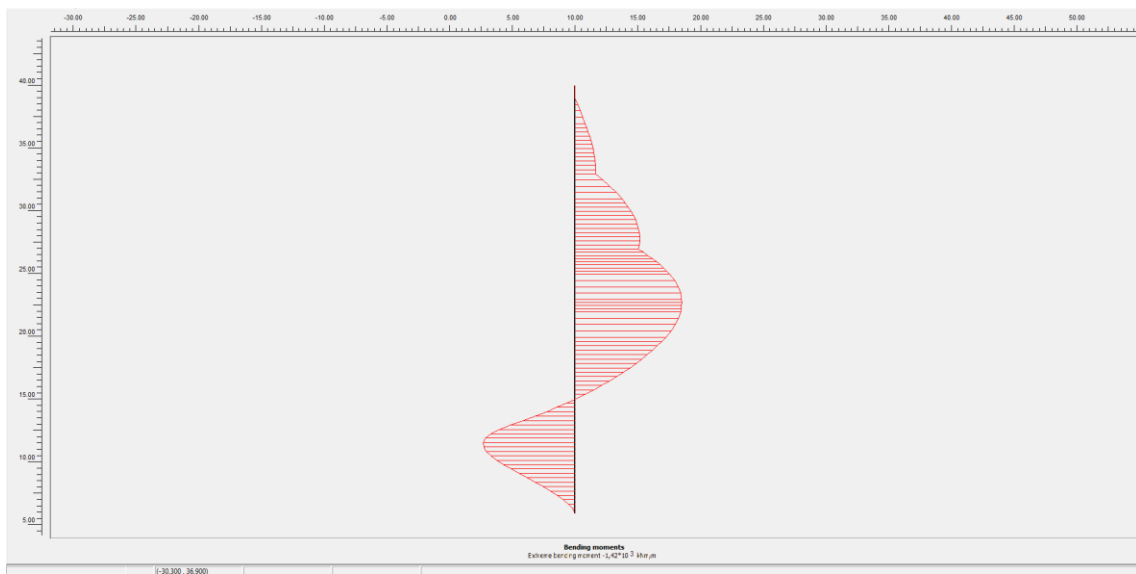
**Figura 44: Cálculo inicial de presiones PLAXIS.**



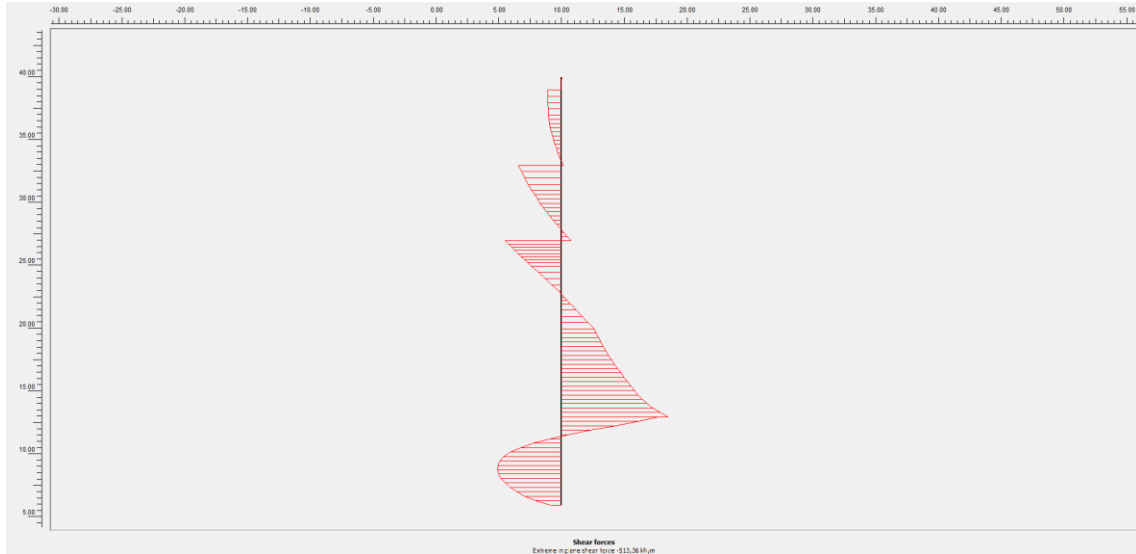
**Figura 45: Figura deformada del modelo tras la última fase de excavación.**



**Figura 46: Deformada de pantalla en la última fase.**



**Figura 47: Gráficas de momentos flectores en la última fase.**



**Figura 48: Esfuerzos cortantes en la última fase.**

A partir de los resultados obtenidos, se comprueba la viabilidad de la solución estructural de cara a la ejecución de los elementos estructurales perimetrales. Lo anterior, dado que los valores máximos obtenidos de desplazamiento de la pantalla (considerando su alta rigidez por el espesor propuesto) es de 4,3 cm, mientras que los esfuerzos cortantes y momentos flectores máximos en el centro del último vano, punto de mayor solicitación desde el punto de vista de la flexión es de 51,33 t y 142 t-m respectivamente. Para ambos esfuerzos solicitantes, una cuantía media a lo largo de la pantalla de entre 130 y 150 kg/m<sup>3</sup> ofrece una resistencia adecuada considerando los coeficientes de seguridad que indica la normativa.

#### 7.3.4. Metodología de excavación

Se establece a lo largo del documento una serie de tipologías de excavación para las estaciones, de tal modo que dependiendo de la disposición de estas se podrá optar por una u otra, con una seguridad en la construcción similar.

Para la construcción de estructuras subterráneas en ciudades se tiene las principales restricciones:

- Espacio de trabajo reducido: por la ubicación de las estaciones subterráneas y la cercanía de las viviendas aledañas, se reduce el área de trabajo, dificultando su ejecución.
- Asentamiento de estructuras vecinas: debido a la excavación cerca de las estructuras existentes, se tiene riesgo de que se presente asentamientos, para su control se realiza un monitoreo geológico (auscultación) mediante inclinómetros.
- Vaciados de concreto masivos: Para el vaciado de las losas de cobertura, vestíbulo y fondo la cantidad de concreto por cada una de ellas se tiene en promedio 3 mil

metros cúbicos, por cual los vaciados son prolongados y en partes F debido a ello la logística del suministro de concreto debe ser continuo y asegurar un óptimo vaciado.

- Hallazgos de restos arqueológicos: Durante la excavación de las estaciones subterráneas podrían encontrarse restos arqueológicos, por cual dicha excavación podría dilatarse o paralizar la obra, mientras duren las investigaciones.
- Interferencias no identificadas: Durante la excavación se podrían encontrar redes de algún servicio que no fueron identificados durante la etapa de la liberación de interferencias, estas interferencias podría ser tales como: canales de regadío, fibra óptica, agua, desagüe, entre otros.

Considerando estas restricciones, se plantean los distintos métodos de construcción que se comentan a continuación.

Por un lado está la excavación top – down por otro lado el método alemán, aclarando que existen estaciones en las que puedan combinarse ambos métodos. Se comentan las soluciones a continuación.

Para la excavación de las estaciones tipo 1, considerando los condicionantes que rodean las estaciones, se propone como método de construcción de estas el llamado método Top-Down. Esta metodología de excavación que se muestra esquemáticamente en las figuras que se adjuntan y tiene como objeto ir excavando bajo las losas de los forjados anteriormente ejecutadas, de tal modo que las pantallas o pilotes perimetrales estén arriostradas por los propios forjados de un modo secuencial.

Este método se encuentra en auge para la construcción de túneles en el interior de los entornos urbanos pues requiere poca maquinaria especializada, poco más de la utilizada en la construcción convencional de sótanos. De esta forma, desde la superficie, se ejecutan las paredes del túnel cavando una zanja que se hormigona para formar muros pantalla o una hilera de pilotes.

En general, este método es utilizado para la construcción de túneles, pozos de ventilación, pozos de salida de emergencia y estaciones subterráneas en el interior de las ciudades, para el caso de una estación subterránea la secuencia constructiva que conlleva ésta modalidad es la siguiente:

1. Desvío de tráfico y liberación de interferencias.
2. Nivelación del terreno y construcción de muros de sostenimiento.
3. Construcción de la losa de cobertura.
4. Reposición de la superficie.
5. Excavación por debajo de la losa de cobertura.
6. Construcción de la losa de vestíbulo.
7. Excavación hasta el fondo de la estación.
8. Construcción de la losa de fondo.
9. Construcción de la losa de andén y losa del nivel intermedio.
10. Continuación con actividades posteriores.



Figura 49. Esquema de fases de ejecución de estaciones Top - Down.

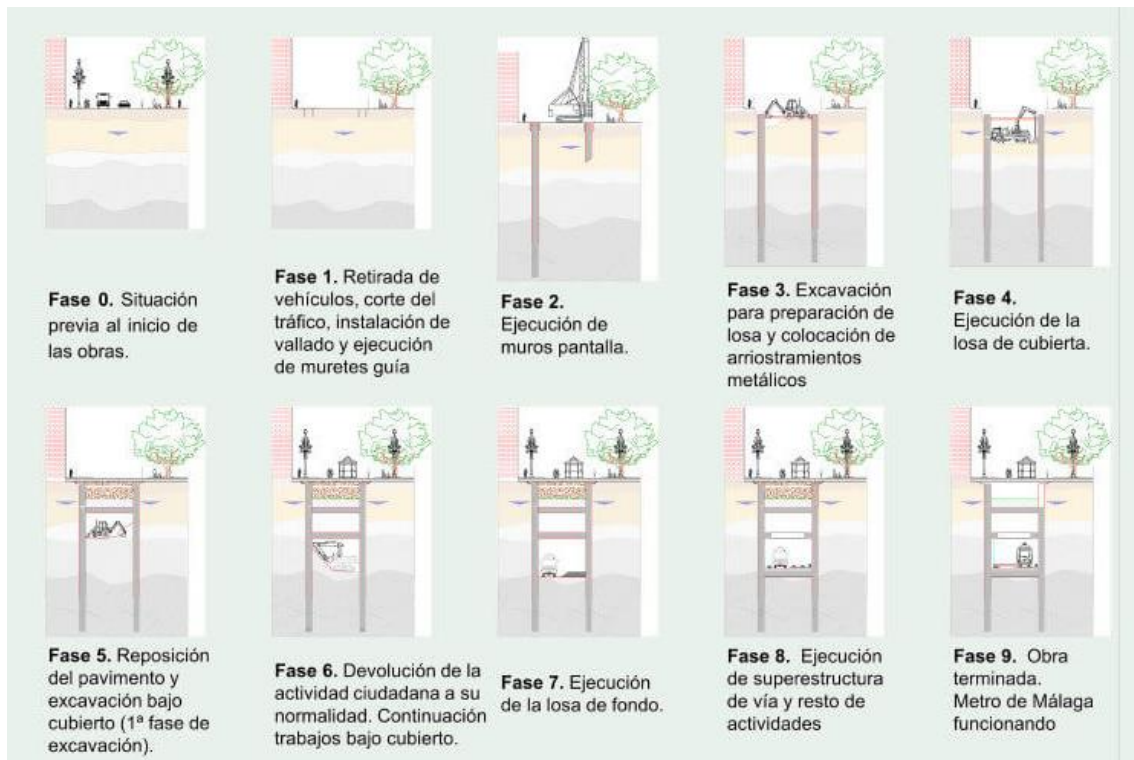


Figura 50. Actuaciones aparejadas a cada fase de ejecución de estaciones Top - Down.



Cuando las paredes están terminadas se ejecuta la losa superior, que se apoya en las paredes, de esta forma se excava únicamente el hueco que ocupa la losa y se apoya durante su construcción contra el terreno. Cuando la losa y las paredes están terminadas, puede reconstruirse la superficie mientras continúan los trabajos en el interior del túnel. La tierra del interior del túnel no se extrae hasta esta fase, en la que como los elementos portantes del túnel están ya construidos se puede excavar con retroexcavadoras. Cuando se ha excavado hasta el nivel adecuado se ejecuta la contrabóveda, la cual es una losa generalmente de hormigón que hace de suelo del túnel. Se pueden crear losas intermedias para realizar túneles de varias plantas.

Las pantallas laterales de concreto armado tienen 1,20 m de espesor en todos los laterales de la estación, este espesor se ha comprobado tentativamente en el epígrafe de cálculo correspondiente. Las profundidades oscilan entre los 30 y los 45 metros en la estación. Tal y como se comentaba anteriormente estas pantallas pueden sustituirse por pantallas de pilotes de diámetro en el entorno de 1,50 metros, con pilotes secantes para conseguir la estanqueidad requerida. Todas las pantallas, a pesar del múltiple arriostramiento se empotran una longitud mínima de 3 metros por debajo de la cota de la losa de solera.

La losa de cubierta es una losa continua de hormigón armado en todo el tramo con espesores que varían entre 1,00 y 1,20 m en función de las cargas a soportar, esta estructura puede sustituirse por elementos estructurales de rigidez similar.

En la zona de la estación y de la rampa de extracción, cuando la losa de cubierta está a un nivel inferior, se suelen colocar puntales metálicos a nivel de coronación de pantallas, para reducir las deformaciones y esfuerzos.

Las deformaciones impuestas a las pantallas para limitar los asientos en superficie hacen necesario disponer un nivel de apuntalamiento intermedio entre la losa de cubierta y el nivel de ubicación de la vía. Este apuntalamiento se resuelve en el túnel mediante una losa intermedia de concreto armado de espesor entre 0,60 y 0,80 m y en la estación mediante una losa continua con espesor similar en el ámbito donde se desarrolla el vestíbulo, mientras que en la zona de andenes se suele optar por un apuntalamiento discontinuo, recogidos por una viga de reparto en cada hastial.

Este procedimiento de excavación hace que sea necesaria la previsión de una rampa de extracción de tierras. La rampa se adaptará al espacio disponible y se irá prolongando y profundizando según se avance en la profundidad de la excavación de la estación. Tanto su ubicación como su desarrollo se definirán para que la afección al tráfico sea la mínima posible.

Para el dimensionamiento de la pantalla y de los elementos de retención se han de realizar diversos modelos de elementos finitos 2D elastoplásticos de detalle, incluyendo todas las fases de apeo y desapeo. De esta forma se garantiza que la pantalla es capaz de aguantar los esfuerzos exteriores hasta el cierre de la caja profunda de la estación.



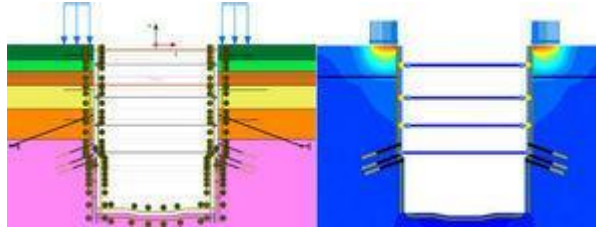


Figura 51. **Modelos 2D de Plaxis modelo considerando tanto los puntales como los forjados definitivos en el análisis.**

El efecto de las pantallas y/o pilotes y del terreno existente se considerará a través de un muelle horizontal no lineal (admite despegue) con un valor de rigidez obtenido a partir de los parámetros geotécnicos disponibles.

En lo que se refiere a la losa inferior de las estaciones profundas la solución ha de corresponderse con una contra bóveda de hormigón armado de canto entre 0,70 y 2,00 metros (depende de la carga de agua en cada una de ellas) y una longitud total igual a la longitud de la estación en planta. A lo largo de las estaciones se colocarán juntas de contracción intermedias que dividen la contra bóveda en varios módulos, dependiendo de la tipología de concreto y su disposición, aproximadamente cada 40 – 50 m.

Debido a las buenas características del estrato inferior existente en el nivel de apoyo de la losa de fondo, la tipología escogida tiene un funcionamiento estructural óptimo. A pesar de tener una forma poligonal (para facilitar los trabajos de construcción), inscribe un arco de radio  $R=45\text{m}$  que coincide con la línea de presión. Las llaves de cortante situadas en los extremos reciben los esfuerzos axiales por efecto de la subpresión y los transmiten al terreno, garantizando la seguridad de la estructura frente a la flotación.

De esta forma se evita el diseño de una losa anclada trabajando a flexión con micropilotes o anclajes (para controlar la flotabilidad), menos eficiente desde el punto de vista estructural y económico (aunque esta solución se ha empleado con éxito en otras estaciones de la línea).

Todos los elementos en contacto con el terreno llevan asignado un coeficiente de balasto no lineal (que admite despegue y levantamiento), lo que permite obtener la distribución de presiones de contacto en la llave de cortante y obtener las deformaciones máximas en el centro de la contra bóveda.

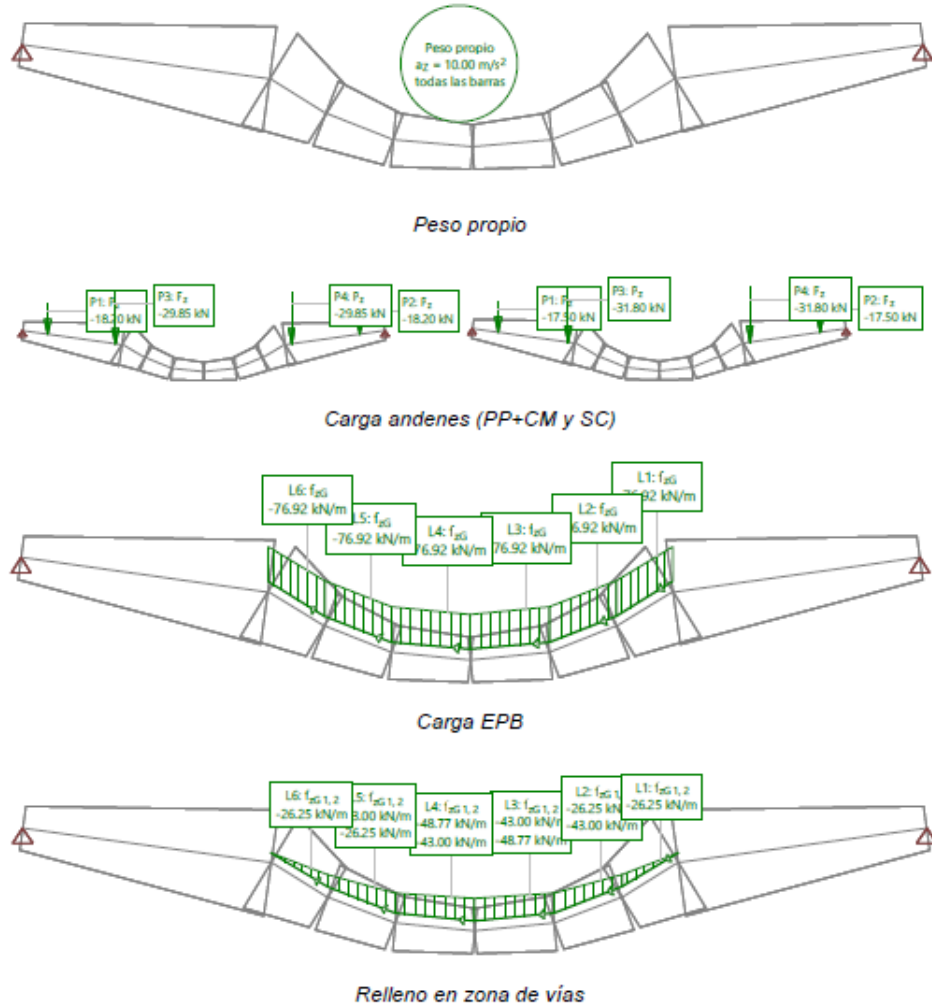


Figura 52. **Ejemplo de modelizaciones y tipologías de esfuerzos resultantes en contrabóveda.**

Se realizan una serie de combinaciones en esfuerzo límite ultimo para dimensionar el armado superior e inferior de la contrabóveda.

- Hipótesis Subpresión: En esta combinación se tiene en cuenta la fase provisional en la que se ha ejecutado la contrabóveda en la que el nivel freático y el efecto de la expansividad ya tienen efecto sobre la contrabóveda. Las condiciones de contorno de esta hipótesis están formadas por dos apoyos en los extremos con una rigidez horizontal que simula la rigidez de las pantallas

( $k=2.200.000 \text{ kN/m}$  aprox) En esta fase se realiza una mayoración de la subpresión y expansividad de 1.50 al considerarse como sobrecarga y una mayoración de 1.00 al peso propio al ser una carga favorable para el dimensionamiento del armado superior.

- Hipótesis paso EPB: En esta combinación se tiene en cuenta una fase provisional en la que se ha ejecutado la contrabóveda, pero el nivel freático todavía no ha llegado a elevarse. En esta combinación se ha considerado un apoyo de toda la contrabóveda verticalmente con  $k=500.000\text{kN/m}^2$ .
- Hipótesis fase ejecución andenes. En esta combinación se tiene en cuenta que la EPB ya ha pasado y se ha realizado el relleno hasta la vía y se ha ejecutado los andenes. El nivel freático se considera que todavía no se ha elevado. En esta combinación también se ha considerado un apoyo de toda la contrabóveda verticalmente con  $k=500.000\text{kN/m}^2$ .

Se comprueba a continuación la hipótesis de la subpresión en el modelo de contrabóveda en la zona con menor distancia entre pantallas.

Para la excavación de las estaciones tipo 2, considerando los condicionantes que rodean las estaciones, se propone una mezcla entre los métodos de construcción “Top- Down”, explicado previamente, y el “método alemán”. De esta forma, se tendría una construcción tradicional con el método “Top-Down” para el “edificio anexo” que iría hasta el nivel -3. Y, posteriormente, se procedería a trabajar lateralmente las excavaciones por medio del “método alemán” para dar espacio a la zona de plataforma. El “método alemán” es una metodología de excavación lateral que tiene como objeto construir una bóveda por fases a modo de costillas, luego de construir dicha bóveda se procede a excavar en la parte inferior a esta, previniendo así desprendiendo en zonas de suelos blandos.

Este método se utiliza comúnmente para la construcción de túneles en suelos blandos con nivel freático alto y que se requiere salvar luces de gran magnitud, comúnmente mayores a 8 metros. Adicionalmente, este tipo de construcciones requieren de poca maquinaria especializada, poco más de la utilizada en la construcción “Top-Down” mencionada previamente. De esta forma, este método inicia con 2 galerías de avance laterales en excavación con el fin de hormigonar los hastiales laterales como primeros elementos de la estructura. Posteriormente, se genera la excavación de clave en la parte superior donde se conectarán las “costillas” de la bóveda en cada avance a realizar. Luego, se procede a realizar la excavación y hormigonado por “costillas” para cada avance a realizar, uniendo finalmente cada tramo hormigonado en el espacio de clave. Una vez realizados todos los tramos de la bóveda se procede a realizar la excavación interna del espacio a liberar para la zona de plataforma y, finalmente, se hormigona la contrabóveda para cerrar el túnel realizado.

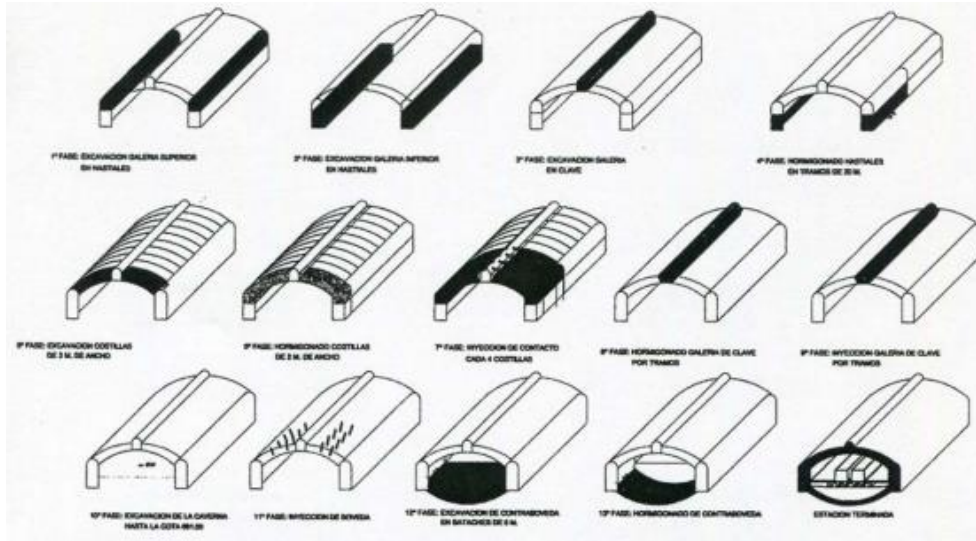


Figura 53. **Fases de excavación método alemán, definición general.**

El método alemán se utiliza para excavaciones con una gran luz. Se utiliza mucho en estaciones subterráneas donde los andenes y la plataforma suman un ancho muy importante para utilizar métodos de excavación convencionales.

Tal y como comentábamos anteriormente, se definía que el proceso en sí consiste en construir primero los hastiales, que se diseñan sólidos y de gran anchura, desde 1 metro de espesor hasta valores de 3 m y se construyen en general en dos fases, mitad superior e inferior, excavando siempre secciones menores de 3 m<sup>2</sup>. Es ahí donde dependiendo del terreno es necesaria la excavación de los hastiales mediante otro método de los comentados anteriormente, tanto belga o austriaco dependiendo de la condición rocosa o no del terreno.

La segunda de las fases consiste en la construcción de una galería superior, desde donde se partirá para la construcción de la clave del túnel.

Una vez construidos tanto los hastiales como la galería de clave la bóveda, que ya tendrá un apoyo sólido sobre los hastiales, se va construyendo por costillas, con lo que las excavaciones en el terreno son siempre inferiores a los 3 m<sup>2</sup>. Con la bóveda terminada, apoyada sólidamente sobre los hastiales, ya puede procederse a la excavación, protegiendo o no los frentes, según sea necesario, con las entibaciones u hormigonados necesarios.

Como se puede ver, el método es similar al método belga pero cambiando el orden de las fases de ejecución: hastiales, bóveda, destroza y solera.

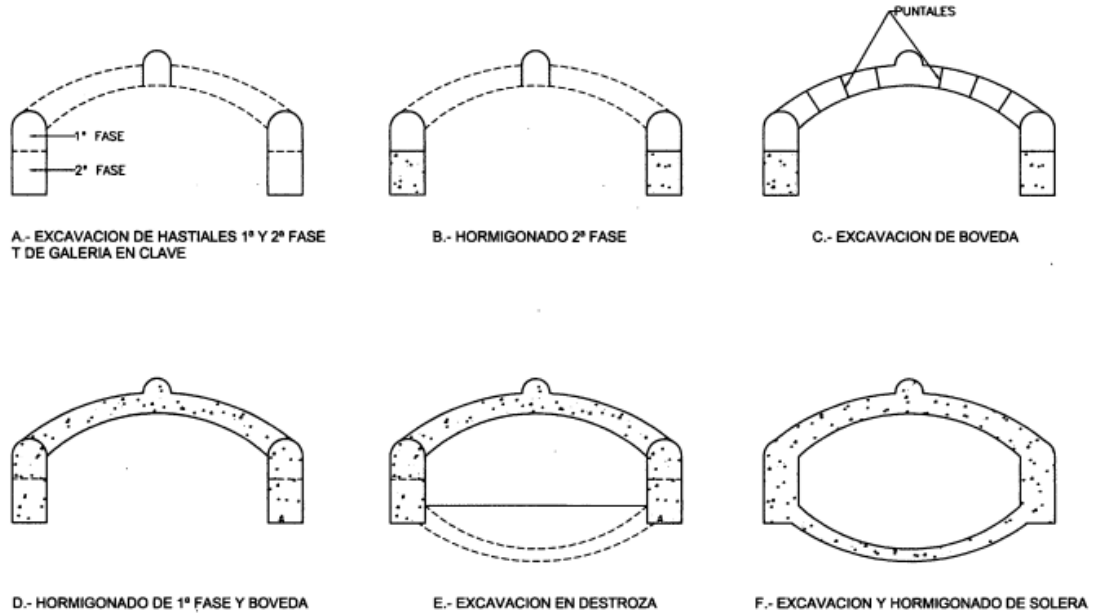


Figura 54. *Detalle en 2D de las citadas fases.*

Por último, aportamos un gráfico de la tipología de excavación en la que el proceso top-down para la zona del edificio de evacuación se combina con galerías de gran ancho, que dan acceso a los andenes.

En lo que se refiere a las soluciones en los que la estación está totalmente en caverna, ejecutando mediante top – down, dicho edificio de evacuación se fijan puntos de ataque a lo largo del longitudinal de la estación y se ejecutan las galerías correspondientes atravesando la zona de andenes.

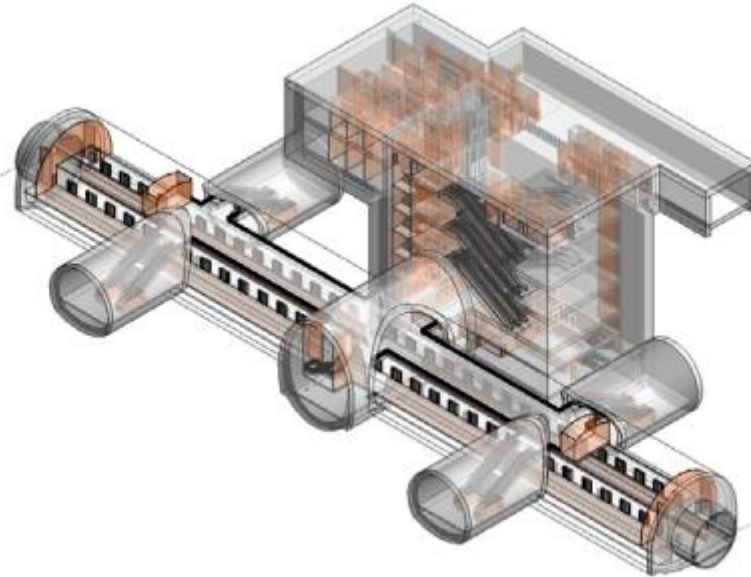


Figura 55. *Esquema de ejecución del método mixto en estaciones puntuales.*

## 7.4. PATIO TALLER

### 7.4.1. Predimensionamiento

La infraestructura del patio taller consta de tres espacios diferenciados: La zona de estacionamiento de los trenes, los talleres de revisión y mantenimiento, y los edificios administrativos. Para el primer espacio, a pesar de que en el componente urbanístico se ha propuesto un sistema de cubierta, luego de ver ejemplos como el caso del patio taller del metro de Medellín, se ha determinado que no es necesario generar una solución estructural de cubierta puesto que dicha zona puede estar descubierta.

Para el segundo espacio, es decir, los talleres de revisión y mantenimiento, se propone una nave industrial con una proyección en planta de 16.800 metros aproximadamente (120 metros de ancho x 140 metros de largo) y para la cual se han predimensionado algunos de los componentes estructurales más relevantes siguiendo un procedimiento similar al utilizado en las estaciones, es decir, mediante la aplicación de cálculos simplificados tanto en la determinación de las acciones como en la respuesta de los elementos. De este modo se tiene:

- Análisis de carga

De acuerdo con la norma NSR-10, se establecen los siguientes valores de cargas que actuarán principalmente sobre la cubierta:



Tipo	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )
Carga Variable	50
Viento mínimo a compresión	40
Carga permanente	En función del perfil a utilizar

- Correas:

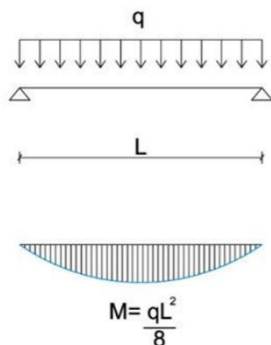
Se validarán por flexión simple.

Para los elementos encargados de dar soporte a la cubierta se plantea el uso de un perfil IPE100 de acero A36 y con peso por metro de longitud de 10.4 Kg/m.

Para una condición biarticulada, una luz de 4 m y un ancho tributario de 1.5 m se tiene la siguiente condición de carga:

CV (Kg/m)	CP (Kg/m)	Viento (Kg/m)	1.2CP+1.6CV+0.8W
75	41.6	60	217.92

Para la carga obtenida se tiene que el momento último es:



$$M = \frac{217.92 \cdot 4^2}{8} = 435,84 \text{ Kg.m}$$

Para el perfil seleccionado, se tienen las siguientes características:

Tipo de perfil: Compacto

Longitud no arriostrada ( $L_b$ ) = 400 cm

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



Máxima longitud no arriostrada lateralmente para la cual se puede realizar un análisis plástico ( $L_p$ ) = 73.52 cm

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

Máxima longitud no arriostrada lateralmente para la cual se alcanza el estado límite de pandeo lateral torsional en el rango inelástico ( $L_r$ ) = 321.18 cm

Por lo tanto, se analizará la falla por pandeo lateral torsional elástico en donde el momento resistente para la sección en estudio es de:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$\phi Mn = 664,15 \text{ Kg.m}$$

- Vigas de carga:

Se validarán por flexión simple.

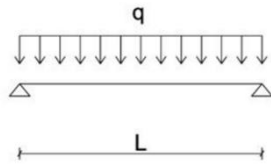
Para las vigas de carga se plantea el uso de un perfil IPE600 de acero A36 y con peso por metro de longitud de 122 Kg/m.

Para una condición biarticulada, una luz de 15 m y un ancho tributario de 4 m se tiene la siguiente condición de carga:

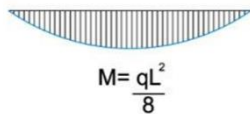
CV (Kg/m)	CP (Kg/m)*	Viento (Kg/m)	1.2CP+1.6CV+0.8W
200	1890	160	2716

\*Incluye carga equivalente del peso de las correas

Para la carga obtenida se tiene que el momento último es:



$$M = \frac{2716 \cdot 15^2}{8} = 76387,5 \text{ Kg.m}$$



Para el perfil seleccionado, se tienen las siguientes características:

Tipo de perfil: Compacto

Longitud no arriostrada ( $L_b$ ) = 500 cm (Se plantea el uso de vigas de arriostramiento tipo IPE300)

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Máxima longitud no arriostrada lateralmente para la cual se puede realizar un análisis plástico ( $L_p$ ) = 236.29 cm

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Máxima longitud no arriostrada lateralmente para la cual se alcanza el estado límite de pandeo lateral torsional en el rango inelástico ( $L_r$ ) = 751.88 cm

Por lo tanto, se analizará la falla por pandeo lateral torsional elástico en donde el momento resistente para la sección en estudio es de:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$\odot M_n = 91649,36 \text{ Kg.m}$$

- Columnas:

Para el caso de las columnas, se realizará una validación por compresión simple. Se plantea el uso de perfiles HEA400 de Acero A36 sobre los cuales se aplicarán cargas axiales provenientes de las reacciones de las vigas en su condición biarticuladas.

CV (Kg)	CP (Kg)	Viento (Kg)	1.2CP+1.6CV+0.8W
1500	14145	1200	21354

Para el perfil seleccionado se tiene que la relación de esbeltez es de

$$\frac{k * l}{r_y} = \frac{1 * 800}{7.34} = 108,99 < 200$$

Y que la resistencia a compresión es:

$$\text{Como } \frac{k * l}{r_y} = \frac{1 * 800}{7.34} = 108,99 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 135,69 \text{ entonces}$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{E_e} \right] F_y$$

$$\phi P_n = 186359,34 \text{ Kg.m}$$

- Cimentación:

Para la cimentación se propone un sistema de zapatas aisladas con pedestales y vigas de cimentación. Se plantean dimensiones de 2x2x0.3 m para las zapatas, 0.5x0.5 m para los pedestales y 0.3x0.4 m para las vigas. Una vez se cuente con más información sobre el suelo, se deberá validar si el sistema de cimentación planteado es el más adecuado.

Para los edificios administrativos, se plantean edificaciones tipo de un nivel con dimensiones en planta de 15 metros de ancho por 80 metros de largo conformados por un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado. Para los elementos de estas edificaciones se propone:

- Placa

Se propone el uso de una placa aligerada en una dirección con viguetas de 10 cm de ancho por 30 cm de alto, separadas a una distancia de 50 cm entre ejes.

- Vigas de carga

Por su parte, para las vigas de soporte se plantea inicialmente una sección cuyo canto sea superior al mínimo requerido para no chequear deflexiones para casos de elementos simplemente apoyados (condición más desfavorable) acorde a lo indicado en el numeral 9.5.2.1 de la NSR-10.

Es así como para una luz de 5 m, se tiene que la altura mínima de viga sería:

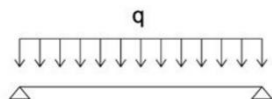
$$\frac{L}{16} = H \quad \frac{5}{16} = 0.31 \text{ m}$$

Se plantea una viga de 40 cm de altura y 30 cm de ancho para la cual, con un ancho tributario máximo de 5m, se tiene el siguiente análisis de carga:

CV (Kg/m)	CP* (Kg/m <sup>2</sup> )	1.2CP + 1.6CV (Kg/m)
250	2150	2980

\* Incluye el peso de la placa, peso propio de la viga, acabados e instalaciones

Para la sección planteada, las cargas estimadas, una luz de viga de 5 m, asumiendo un concreto con  $f_c$  de 4000 psi (280 Kg/cm<sup>2</sup>) y una condición simplemente apoyada, se tiene que el momento máximo, el área de acero requerida y máxima son:



$$M = \frac{qL^2}{8}$$

$$M = \frac{2980 \cdot 5^2}{8} = 9312.5 \text{ Kg.m}$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85f'_c b}}}{\frac{f_y}{0.85f'_c b}}$$

$$A_s = 7,5164 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 15,173 \text{ cm}^2$$

- Cimentación:

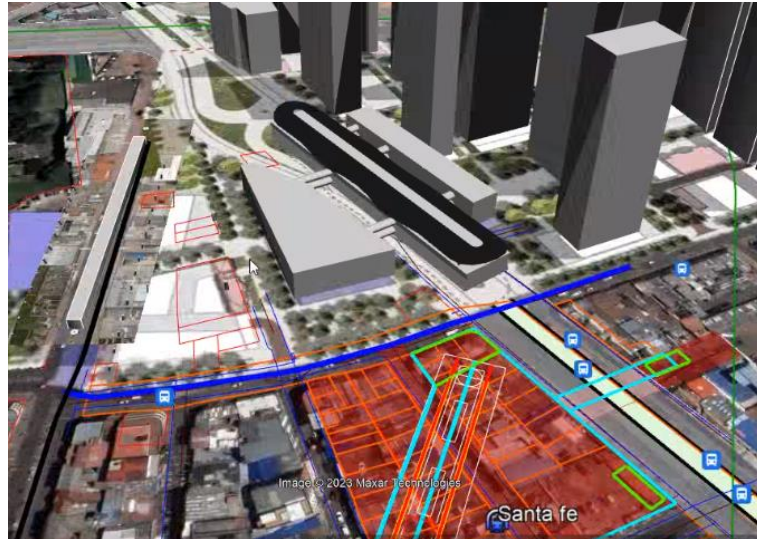
Para la cimentación se propone un sistema de zapatas aisladas con pedestales y vigas de cimentación. Se plantean dimensiones de 1.5x1.5x0.3 m para las zapatas, 0.4x0.4 m para los pedestales y 0.3x0.4 m para las vigas. Una vez se cuente con más información sobre el suelo, se deberá validar si el sistema de cimentación planteado es el más adecuado.

## 7.5. CRUCES CON ESTRUCTURAS Y TRATAMIENTOS DEL TERRENO.

### 7.5.1. Elementos singulares en el trazado.

El trazado que se ha propuesto para la resolución de este proyecto implica una serie de intersecciones con distintas estructuras y elementos singulares que comentaremos a continuación de cara poder proponer soluciones lo más útiles posibles, y que puedan solventar dichas intersecciones.

El horizonte temporal de ejecución del proyecto, alterará sin duda las estructuras detectadas, pero haciendo este pequeño inventario podemos ir comentando los puntos ya identificados y las posibles soluciones que pueden darse desde el punto de vista de los tratamientos del terreno a ejecutar, partida que se ha valorado desde el punto de vista económico en el presente estudio de prefactibilidad.



**Figura 56. Vista de presentación 3D de zona de estación 1.**

El trazado comienza en la zona de la Estación 13 de Línea 1 de Metro de Bogotá. En este punto la solución propuesta para la estación es una mezcla de trabajos con Cut and Cover en la parte desde la que se tiene acceso en la superficie y una zona que debe construirse por métodos convencionales para pasar bajo el desarrollo urbanístico presente en la zona más alejada de la conexión con la Línea 1.

La ejecución de estas excavaciones requerirá de la protección de las edificaciones, mediante elementos de protección tales como pozos de compensación que consigan mantener estables la superficie del terreno.



**Figura 57. Edificación existente con niveles de aparcamiento en el entorno del PK 1+400**

Entorno al PK 1+400 y hasta el 1+900 nos encontramos en los laterales de la excavación zonas de estructuras recientes en los laterales de la Avenida que discurre paralela al túnel donde existen zonas con estructuras con 4 niveles de aparcamiento. Esta afección tanto a

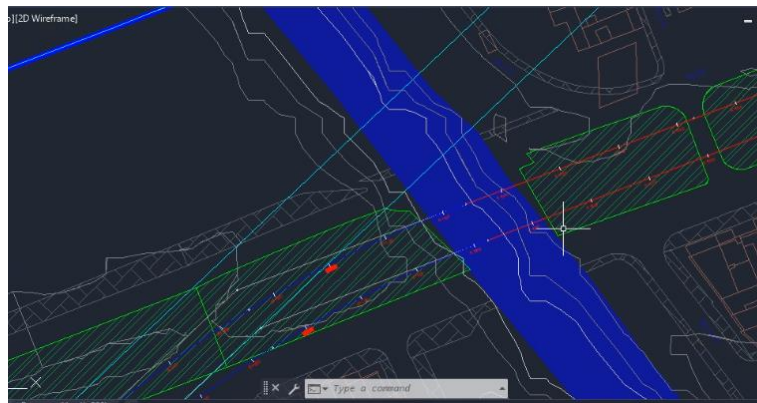


superficie como a los distintos niveles podrá ser minimizada mediante la ejecución de pantallas de pilotes o columnas de jet-grouting que corten la cubeta de asientos entre el lateral del túnel y la estructura.

Junto a estas edificaciones tenemos el Puente de Regiotram de Occidente, cuya protección de sus cimentaciones deberá afrontarse de un modo similar a las edificaciones anteriores. Del mismo modo, en las cercanías de la Estación Gorgonzola, más o menos en el PK 3+600 existe identificado un futuro desarrollo de edificaciones con cimentaciones profundas, que puede que esté dentro de la huella de afección por la ejecución de la estructura subterránea. El tratamiento del terreno que se propone es el mismo, protegiendo el terreno entre excavación y estructura mediante esas pantallas de pilotes o de columnas de jet-grouting verticales.



**Figura 58. Planta de desarrollo de zona de edificios de cimentaciones profundas en el entorno de la Estación Gorgonzola.**



**Figura 59. Cruce con canal en el entorno del PK 6+820.**



En lo que se refiere al paso de la estructura bajo la traza de elementos con carga hidráulica, esto no debe ser un problema para ninguna de las soluciones. Se ha identificado tanto el paso debajo de un canal, en las cercanías del PK 6+820 que luego se solapa con cimentaciones de elementos profundos y con las pilas de un viaducto en esa área, y el cruce con el cauce del río en el PK 19+100. En ambos casos la profundidad de la traza es tal que no se espera que tenga afección alguna. En el caso de que la permeabilidad del terreno en estos puntos haga presumir que pueda necesitarse una impermeabilización de la excavación, la ejecución de columnas de jet grouting en un ángulo adecuado protegerá estas zonas de excavación.

En los PK 7+350, se ha identificado un centro comercial existente y una gasolinera que se encuentra por encima del trazado. Desde el punto de vista de la ejecución en el caso de la gasolinera, estos elementos, sólo debe considerarse la protección de las tuberías que estén a cierta profundidad y observar en las campañas de reconocimiento del terreno complementarias el estado de contaminación de estos suelos. En el caso del edificio del centro comercial que se aprecia en la modelización 3D, la cimentación se encuentra muy profunda, incluso más que los túneles a ejecutar, aunque probablemente la afectación sea mínima, se recomienda que se realice una protección de la cimentación, mediante pantallas de pilotes tangentes, tal como se indica en el componente de geotecnia, documento 11. CAC-SGC-GEO-INF.PAS-1. Así mismo la determinación del diseño de dichas pantallas y la modelación de esta situación se debe realizar en etapas posteriores a la prefactibilidad.



**Figura 60. Vista 3D centro comercial PK 7+350.**

Algo parecido ocurre en los dos últimos puntos del trazado a los que vamos a hacer referencia, en lo que se refiere a las posibles afecciones entre los túneles a excavar y cimentaciones profundas. Avanzando en la traza del Proyecto, en el entorno del PK 14+650, identificamos un puente con cimentaciones en pilotes de 40 metros de profundidad. En este caso la afección será mínima, al estar la cota de apoyo de la cimentación por debajo de la cota del túnel. Sin embargo, tal como en el caso anterior, esto deberá ser estudiado con profundidad en etapas posteriores.



**Figura 61. Puente en el entorno del PK 14+650.**

En general los elementos de protección de edificaciones y cimentaciones que se han considerado y evaluado económicamente, obedecen a soluciones convencionales en este tipo de obras, de tal modo que se pueden solucionar con las propuestas que se describen en el epígrafe siguiente, en casi la totalidad de los casos actuando desde la superficie.

#### 7.5.2. Tratamientos del terreno considerados.

Los tratamientos del terreno en obra subterránea pueden tener varias misiones específicas, de tal modo que pueden tener como objetivo rellenar los huecos existentes en el suelo, dándole así una mayor rigidez y resistencia, pueden tener como misión “coser” el terreno firme al que está afectado por la cubeta de asientos, o la generación de estructuras auxiliares que permitan mitigar los movimientos.

La técnica más apropiada para realizar estas inyecciones es la del tubo-manguito. El producto a inyectar puede ser cemento u otros productos químicos, según la naturaleza del suelo a inyectar.

Desde este punto de vista vamos a señalar tanto las inyecciones de jet-grouting y las inyecciones armadas para la primera función, las pantallas de pilotes y micropilotes para estos procesos de “cosido” a los que hacíamos referencia anteriormente y las inyecciones de compensación como elementos de protección de edificaciones colocadas justo sobre la traza.

##### 7.5.2.1. JET-GROUTING

Con este sistema se consigue la disgregación total del suelo original, que se une íntimamente con la lechada de cemento, formando así, al fraguar un sólido mixto suelo-cemento, de características de resistencia e impermeabilidad muy superiores al terreno original.

Esta técnica puede aplicarse en terrenos arcillosos o arenosos, dando óptimos resultados en suelos de arenas y gravas, pero no permite la presencia de bolos.

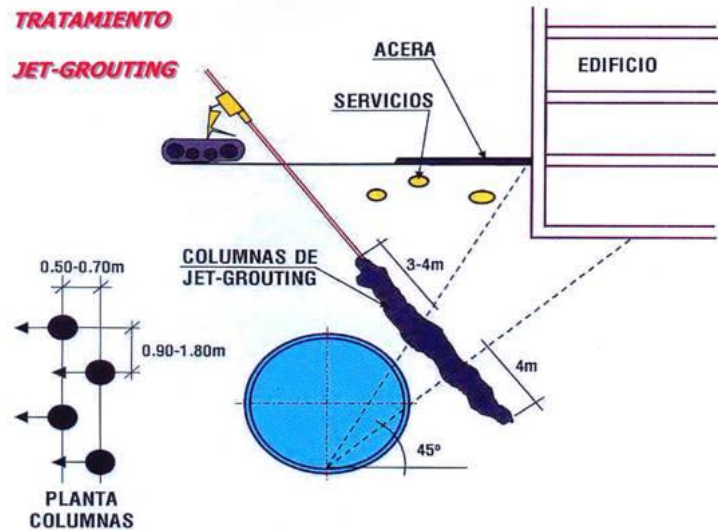


Figura 62. Disposición en planta y alzado de los tratamientos de protección con Jet-grouting.

#### 7.5.2.2. INYECCIONES ARMADAS

Consiste en realizar, entre el túnel y las estructuras afectadas, una especie de losa resistente, constituida por un terreno mejorado por la inyección, y armado con barras de acero. (Algo parecido a la solución de refuerzo de solera, como protección de las estructuras afectadas).

Para la ejecución de esta losa, se realizan primero unos pozos que rebasen suficientemente la cota de cimentación de las estructuras a proteger. Desde estos pozos se efectúan una serie de perforaciones en abanico, a varios niveles, que cubran toda el área de posibles subsidencias. A través de estas perforaciones, en las que se introducen las barras de acero, se realiza la inyección de terreno.

#### 7.5.2.3. INYECCIONES DE COMPENSACIÓN

Es cada vez más frecuente la construcción de túneles en medios urbanos, a escasa profundidad, en suelos blandos, y con cimentaciones de edificios y estructuras muy próximas.

Todo esto conlleva subsidencias de gran magnitud, a menudo inadmisibles. Tradicionalmente se ha tratado de solucionar el problema mejorando la técnica de excavación, con el empleo de escudos de presión de tierras o de lodo, o a través de tratamientos del terreno, con inyecciones de impregnación para mejorar las características

geotécnicas del terreno, o bien, formando barreras físicas, como pantallas, pilotes, jet-grouting, etc., a fin de aislar la estructura de la fuente de movimientos.

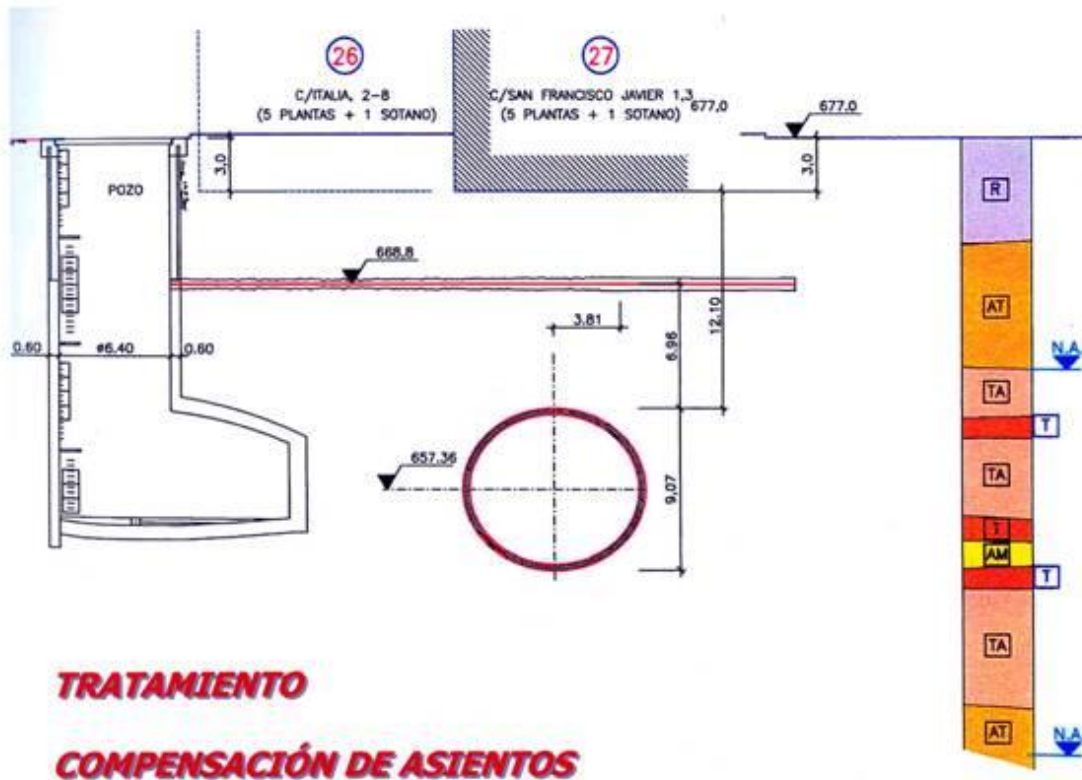


Figura 63. Figura del tratamiento de pozos de compensación.

Las inyecciones de compensación han constituido un notable avance en la solución de la problemática de las subsidencias, pues con ellas se afronta el problema de una manera activa y continua durante todo el tiempo de ejecución de la obra, pudiendo reaccionar ante cualquier anomalía que se presenten, si es diferente a las previsiones realizadas.

El procedimiento consiste en la realización de una serie de inyecciones de lechada de cemento, con técnica de tubo-manguito, en un área situada entre el túnel y los edificios a proteger. Estas inyecciones se siguen realizando de forma continua, a fin de compensar los asentamientos que se van produciendo a medida que avanza el túnel, provocando, con las altas presiones de inyección empleadas, los movimientos de elevación del terreno necesarios, a fin de que las deformaciones que se producen en la superficie, sean tolerables para las estructuras. Naturalmente también se producen efectos secundarios de refuerzo del terreno, ya que la metodología del procedimiento, es similar al de las inyecciones armadas,

con los mismos abanicos de perforaciones inyectadas y armadas, con la diferencia de que ahora las inyecciones se realizan de forma continua, mientras avanza el túnel.

La metodología de las inyecciones de compensación consta de las siguientes fases:

- Instalación de la instrumentación adecuada en toda la zona en que teman posibles afecciones originadas por la excavación del túnel, a fin de detectar y medir los movimientos del terreno.
- Perforación de los pozos necesarios para la instalación de los niveles de abanicos de tubos-manguito necesarios para cubrir la zona y proteger. Los tubos han de ser de acero, en lugar de los tradicionales de PVC, empleados en las inyecciones de compensación, para que puedan resistir las altas presiones a las que se realiza la inyección. El espaciado de los manguitos, o válvulas anti-retorno, en los tubos, suele ser de 0,50 m.
- Realización de unas inyecciones preliminares de acondicionamiento y mejora del terreno. Estas inyecciones se distribuyen uniformemente por toda el área, a un volumen constante por cada uno de los manguitos utilizados. El objetivo de estas inyecciones es múltiple:
  - Restituir a sus valores iniciales las tensiones del terreno, que pueden disminuir por efecto de las perforaciones realizadas para la instalación de los tubos-manguito
  - Rellenar los posibles huecos existentes en el terreno
  - Reducir la compresibilidad del terreno.
  - Limitar la penetrabilidad de las futuras inyecciones, tratando de obtener una distribución lo más homogénea posible
  - Conocer la respuesta del terreno a las inyecciones

Las mezclas usadas para la inyección suelen tener una relación A/C del orden de 2/1, con una adición de bentonita en torno al 4 – 6 %. Si en el terreno hay huecos, o bien arcillas muy blandas, se recurre al empleo de morteros de cemento muy fluidos, con conos de 15 cm o más. Las bombas de inyección deben poder dar presiones de hasta 30-40 bar en el punto de inyección. Las admisiones varían grandemente con el tipo de terreno, pudiendo dar, como cifra orientativa unos 50 l/m<sup>2</sup>.

Esta fase de pretratamiento se considera terminada una vez conseguido un levantamiento controlado de la superficie del terreno, (medida con la instrumentación colocada previamente), levantamiento prefijado normalmente entre 2 y 4 mm.

Realización de una segunda fase de inyecciones, una vez comenzados los trabajos de excavación del túnel. Es en esta fase, en base a un exhaustivo y continuo control de los asentamientos que se van produciendo en superficie, en el momento en que se supere el umbral preestablecido de movimientos del terreno, se procede a realizar nuevas inyecciones en puntos concretos, a fin de compensar los movimientos detectados, manteniéndolos siempre dentro de límites admisibles para las estructuras.

En esta fase puede usarse el método reactivo, que está basado en la respuesta rápida a los movimientos ya producidos. Esto exige un sistema de auscultación y control muy



importante, para, realizando los cálculos correspondientes, dependientes de la eficacia de la inyección, determinar los volúmenes de mezcla que es necesario inyectar, para contrarrestar los movimientos ya producidos.

La eficiencia del tratamiento, que se define como la relación entre los volúmenes de mezcla inyectados y los volúmenes de levantamiento producidos, ya es conocida desde las últimas pasadas de la fase de pretratamiento, aunque se va corrigiendo continuamente durante la fase de compensación.

El sistema de instrumentación deberá estar supervisado por personal especialista, que controle la evolución en el tiempo de todas las lecturas. También es necesaria una comunicación continua entre las actividades de excavación y las operaciones de inyección.

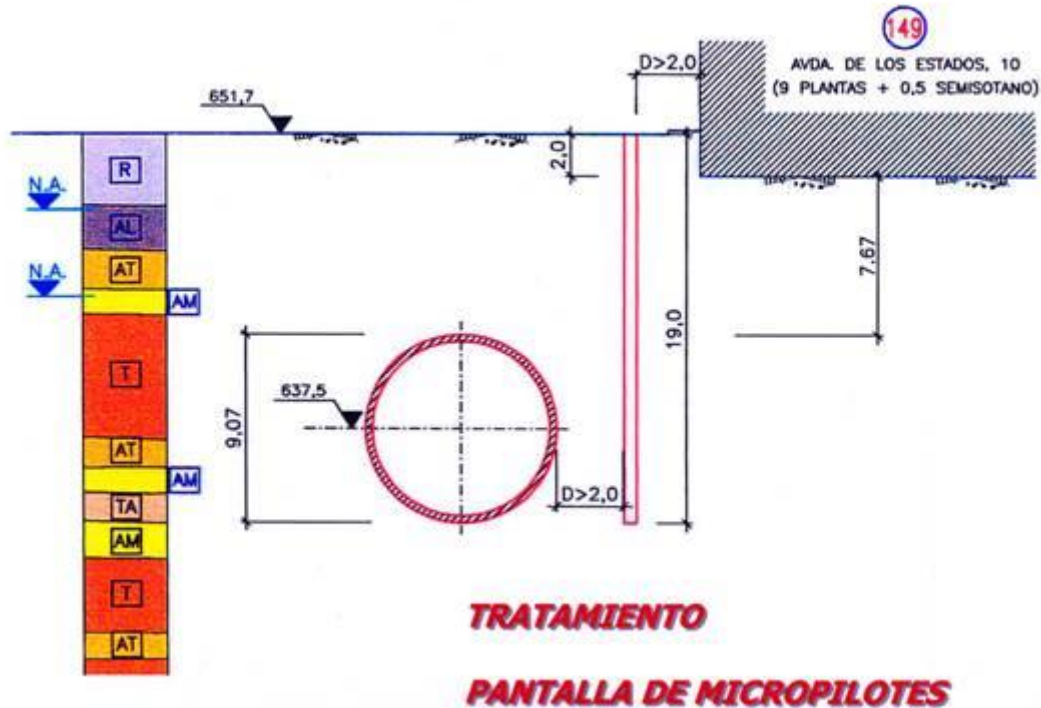
El método de inyecciones de compensación ofrece la ventaja sobre todos los demás métodos existentes, como inyecciones armadas, mejoras del terreno, pantallas, etc., de que permite una actuación continua, corrigiendo las hipótesis iniciales, cuando ello es necesario, mientras que, con los otros sistemas, sólo puede verificarse su eficacia, una vez ejecutado el túnel, sin ninguna posibilidad de actuación en el caso de que las hipótesis iniciales no fuesen correctas.

#### 7.5.2.4. PANTALLAS DE PROTECCIÓN.

Este tratamiento que estamos presentando como soluciones a implementar a lo largo de la traza del proyecto tiene como finalidad:

- Establecer la estabilidad del terreno, en el caso de existir la tendencia a inestabilidades.
- Disminuir los asentamientos de edificios.

En el primer caso se han realizado diferentes tipos de tratamientos: Desde tratamientos verticales sistemáticos (jet-grouting y pilotes de mortero, generalmente), para coser el terreno y darle una cohesión aparente (entrada y salida de tuneladoras, zonas de rellenos, etc.), hasta tratamientos con taladros inclinados para conseguir proteger el terreno de la inestabilidad que pudiera producirse (uso de “tiendas de campaña” en el caso de recubrimientos flojos), pasando al relleno sistemático con mortero –a través de perforaciones verticales  $\varnothing$  190-225 mm- de los huecos que podían formarse en los trasdós de las tuneladoras, en el caso de arenas sin finos.



**Figura 64. Pantalla de tratamiento para protección de edificaciones.**

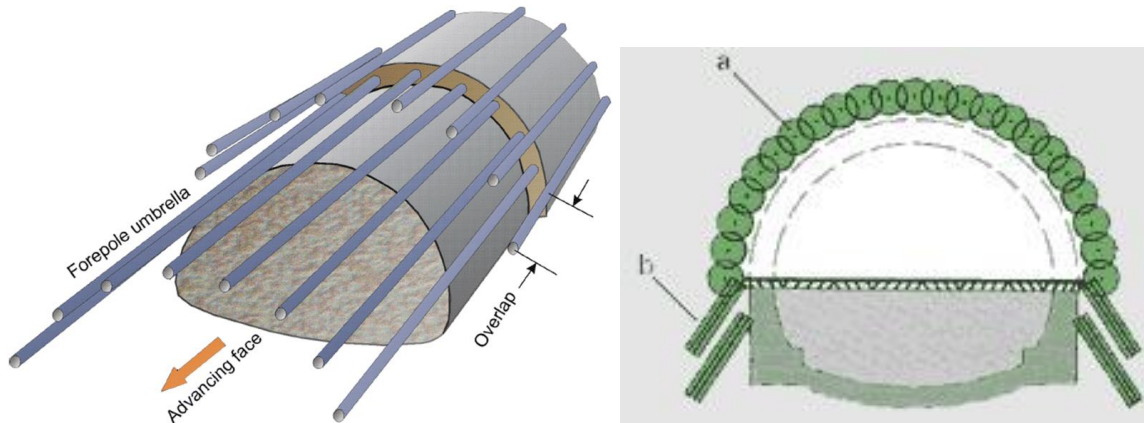
Esta solución que puede realizarse mediante pilotes, micropilotes o barreras laterales (verticales e inclinadas) de taladros de jet-grouting entre el túnel y el edificio, intentan “cortar la cubeta de asientos”.

Este sistema se ha utilizado generalmente colocando cada barrera con doble fila de taladros (separados 0,70 a 0,80 m), de forma que la separación entre taladros de una misma fila fuera del orden de 1,20 a 1,80 m, según la deformabilidad del terreno.

#### 7.5.2.5. PARAGUAS PESADO DE JET-GROUTING.

Por último, señalar un elemento que para la alternativa de métodos convencionales o incluso para la excavación de las galerías auxiliares de conexión debe considerarse. Este tratamiento es la ejecución de columnas de jet-grouting horizontales que permitan garantizar una excavación correcta bajo el mismo, de tal modo que los avances puedan ir haciéndose con seguridad.





**Figura 65. Ejemplos de tratamiento de jet-grouting para la protección de la excavación.**

Considerando la tipología de terrenos que se encuentran en la traza de nuestro trazado en Bogotá, la ejecución de estos paraguas es más que recomendable, sobre todo en las zonas con un nivel freático importante identificado.

## 7.6. SUBSIDENCIAS EN SUPERFICIE

El trazado de la línea objeto del presente estudio de Prefactibilidad, se sitúa prácticamente en su totalidad sobre materiales cuaternarios que pueden generar asentamientos en superficie por distintos procesos habituales en este tipo de excavaciones:

- Procesos de desecación.
- Abatimiento del nivel freático por excavaciones
- Variación de las condiciones hidrogeológicas de control y abatimiento del nivel freático por extracciones de agua subterránea.
- Inestabilidad en el frente de excavación.
- Mala inyección en segunda fase en el trasdós del túnel.

Para la evaluación del riesgo de subsidencia en la superficie por la excavación, en futuras fases de desarrollo del Proyecto habrá que realizar una serie de cálculos tanto con medios semi-empíricos como con elementos finitos, de tal modo que, en base a espesores de suelos, compresibilidad de los mismos, permeabilidad, condiciones de frontera, presión de agua, puedan obtenerse valores de consolidación por cambios de nivel freático en varias hipótesis.

Estos datos deben darnos una franja de afección por la excavación de los túneles, con lo que será en las edificaciones que queden dentro de esa franja donde habrá que fijarse para el diseño de tratamientos de mitigación de los asentamientos, recalces, etc...

En relación a las subsidencias que se estiman dependen de muchos factores, entre ellos los siguientes:

- Columna geotécnica del terreno.
- Cobertura sobre clave.
- Variación de las condiciones hidrogeológicas de control y batimiento del nivel freático por extracciones de agua subterránea.
- Presión de trabajo de la TBM.

Entrar en los distintos valores de las subsidencias en cada uno de los puntos, no es objeto de este grado de estudio, pero sí lo es demostrar que con los parámetros propios de los suelos de Bogotá y los espesores mínimos de trabajo a lo largo de la traza, los valores que se alcanzan de subsidencias son aceptables, y que la mejora del terreno, el aumento de la presión de trabajo de la TBM, etc, serán capaces de minimizarlo consecuentemente dependiendo de las edificaciones u otros elementos que se encuentren en superficie.

TITLE	PROJECT	CHANGINGE
SETTLEMENTS IN TWIN TUNNELS BORED WITH EPB	CORREDOR SUR BOGOTA	2+750

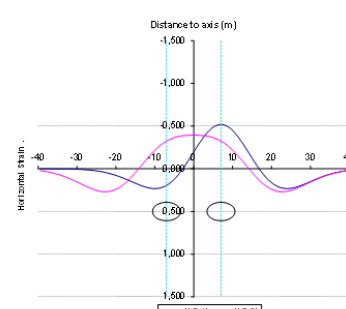
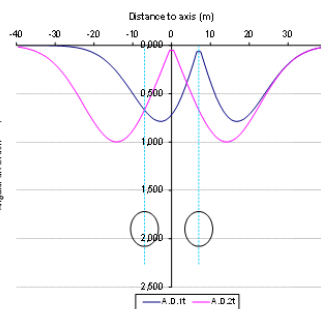
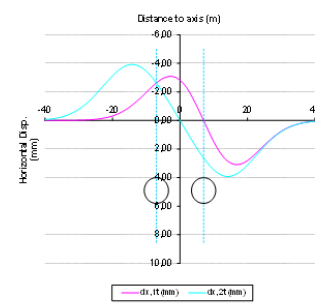
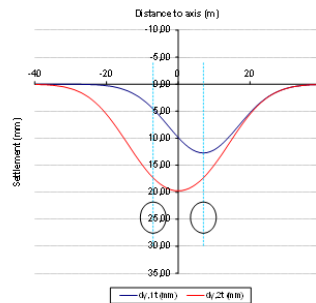
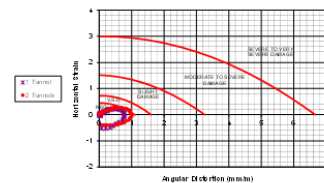
**INPUT DATA**

Strata	Thickness (m)	$\gamma$ (tm <sup>3</sup> )	C (tm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	E (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$K_{\alpha}$
1	13.5	1.25	0	28	5500	0.3	0.531
2	3	1.8	0.5	28	5500	0.3	0.531
3	6	1.8	2	35	15000	0.3	0.428
4							
5							
Medium	1.01	0.55	29.71		7826.53	0.3	0.510

Sep<sub>tt</sub> = 14 m (Separation between tunnels axis)  
 $\Delta T \geq$  1 (Factor of Settlement increase for the 1st Tunnel)  
 P = 10 tm<sup>2</sup> (Injection pressure)  
 K<sub>in</sub> = 0.4  
 $\nu = 0.35$   
 $\gamma = 1.81$  tm<sup>3</sup>  
 $\phi = 0.55$  tm<sup>2</sup>  
 $\rho = 29.71$  t/m<sup>3</sup>  
 K<sub>in</sub> = 0.510  
 D = 7.2 m (Diameter)  
 E = 7826.53 tm<sup>2</sup>  
 H = 24.6 m (Deep of tunnel axis)  
 A = 40.72 m<sup>2</sup> (Section Area)  
 I = 9.80 m<sup>4</sup>  
 $V_{in} = 0.312$  m<sup>3</sup>

%Volume Loss = 0.767 %

	1 Tunnel	2 Tunnels
$S_{max}$ (mm)	12.75	19.75
$S_{min}$ (mm)	3.09	3.90
AD <sub>min</sub>	1 / 1270	1 / 1001
H.S. (%)	0.023	0.027



Este análisis preliminar que se presenta para la sección 2+750 que es de las más superficiales del tramo, con 24 metros sobre clave arroja un resultado total de asientos por debajo de los 2 cm.

Este cálculo para validar la posibilidad de realizar el túnel con TBM, lo que hace es dar unos asientos considerando características conservadoras en el cálculo. Por un lado, el análisis

semi-empírico en sí, es más conservador que los elementos finitos, pero sobre todo que en este cálculo se está haciendo el con una presión en cabeza de la TBM nula, lo que coloca el cálculo más si cabe del lado de la seguridad.

Así mismo para las fase de diseño de detalle dentro de las condiciones de diseño debe incluirse que durante construcción y operación de los túneles no podrá generarse afectación sobre el nivel freático, y que las obras, tanto de túnel como de pozos y estaciones deberán considerar las obras necesarias para garantizar la estanqueidad, y en los diseños deberá considerarse la totalidad de la presión hidrostática.

### **7.7. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO**

Para el cálculo de las distintas estructuras tanto en lo que se refiere al túnel de línea como a las estaciones que son objeto de este CORREDOR, se deberá realizar, igualmente en las siguientes fases, factibilidad y estudios y diseños de detalle, un estudio de riesgo sísmico preliminar, con lo que en los espesores de los sostenimientos y revestimientos que se adjuntan deberán ser revisados considerando la amenaza correspondiente al de la norma NSR10 y para un evento máximo creíble.

No obstante, esta consideración ha de completarse recopilando la información de referencia e información geotécnica del proyecto; se deberán definir en fases posteriores del diseño los perfiles de rigidez dinámica de los suelos a lo largo del trazado.

En este análisis sísmico ha de realizarse la representación del comportamiento teniendo en cuenta el efecto de ondas superficiales, así como un análisis de respuesta dinámica unidimensional en sectores representativos del proyecto; posteriormente deberán identificar los perfiles de deformación con la profundidad para el nivel de amenaza de la NSR10 y para el evento máximo probable, con evaluación del riesgo por licuación a lo largo del proyecto.

Por último y como comprobación específica a nivel túnel, se evaluará la interacción suelo-estructura para el túnel, interacción suelo-estructura para estructuras enterradas con pantallas, se definirán con estos cálculos las deformaciones de diseño y evaluarán las condiciones de diseño con base en información complementaria posterior a este estudio.

### **7.8. AUSCULTACIÓN**

En lo que se refiere a la auscultación de las distintas secciones para la ejecución de los túneles, es necesario señalar en una obra de estas características y que tendrá que involucrar la disposición de una partida es la auscultación del túnel, tanto durante su ejecución como en los primeros meses de su entrada en servicio, tanto en el nivel de la excavación como en superficie.

Es de sobra conocido el hecho de que la ejecución de una obra subterránea afecta al estado tensional existente en el terreno, generando unos movimientos en el mismo y en las estructuras próximas a medida que se aproxima la excavación. La magnitud de los desplazamientos inducidos está relacionada con el sistema y procedimiento constructivo de

la obra, la naturaleza del material excavado y la rigidez del sostenimiento de la propia excavación.

El control de los desplazamientos del terreno, tanto en superficie como en profundidad, cobra especial relevancia en actuaciones bajo una densa red urbana, compuesta por múltiples tipos de edificaciones, infraestructuras y servicios. La integridad de estos elementos debe estar garantizada en todo momento, tomando como referencia los valores admisibles para cada tipología. Para ello, se define un sistema de auscultación que considere todos los escenarios posibles, el cual permite evaluar en cada momento los movimientos del terreno y las interacciones entre la excavación y el entorno.

Mediante el control de los movimientos de las propias obras y del nivel de influencia en el entorno durante las distintas fases de construcción, se puede asegurar la adecuación del sistema de auscultación a las hipótesis y modelos de cálculo adoptados durante la fase de diseño. La comparación de los valores previstos en la fase de proyecto con los obtenidos por la auscultación permite contrastar el modelo y modificarlo si procediera, para adaptar las previsiones del proyecto a la realidad.

Por tanto, considerando que durante la redacción del Proyecto de Construcción deberá elaborarse un Plan de Auscultación, en este epígrafe se dan una serie de pinceladas que nos permitan integrar la estimación económica dentro de lo que se estimará como coste final de cada alternativa.

#### 7.8.1. Metodología

Plantear las bases para elaborar el Plan de Auscultación específico del proyecto requerirá de un conocimiento amplio de la obra proyectada. Para ello, es necesario conocer los métodos constructivos, las secuencias y fases de obra, el terreno a excavar, los niveles freáticos, la situación y estado de los edificios e infraestructuras próximas, los cálculos analíticos y numéricos y en definitiva cualquier aspecto que suponga un condicionante en el comportamiento de los elementos de la obra.

En consecuencia, la metodología seguida para la elaboración de este plan como parte de los elementos a utilizar dentro de este proyecto debe partir de unos análisis iniciales básicos:

- Establecimiento de una zona de influencia por parte de las obras a ejecutar sobre las edificaciones e infraestructuras próximas a la traza del túnel. Esta banda de afección está delimitada entre los ejes del túnel, o si se desea, la línea imaginaria de equidistancia de ambos ejes y una franja paralela a dicho eje, cuya extensión a ambos lados es igual a la profundidad a la que se encuentre el eje del túnel con respecto al nivel de calle en cada punto del trazado.
- Análisis e inventario de los elementos incluidos dentro de la banda de afección.
- Cálculo de movimientos previstos en la superficie del terreno y en las cimentaciones de edificios e infraestructuras existentes.
- A partir de estos datos de partida, se abordan y definen los siguientes conceptos:

- Magnitudes a controlar durante la obra, analizando la problemática específica con arreglo al elemento analizado y el método constructivo del túnel.
- Zonificación de control en cuanto al riesgo geotécnico por categorías (rojo, ámbar, verde).
- Instrumentación a disponer, definición de secciones tipo y frecuencias de medida.
- Valores umbrales de las magnitudes controladas con el fin de disponer medidas correctoras o preventivas si se llegasen a rebasar.

#### 7.8.2. Magnitudes A Controlar

La magnitud fundamental que se mide en obra es el desplazamiento, a partir del cual se deducen otras magnitudes como la distorsión angular o las deformaciones horizontales. Para controlar esfuerzos y resistencias, tanto de elementos estructurales como en el propio terreno, se recurre a la medición de desplazamientos provocados por las fuerzas aplicadas.

Durante la ejecución de la obra se controlarán varias magnitudes, vinculadas tanto al comportamiento de los elementos de la propia obra como a su influencia en el entorno, las cuales se describen a continuación.

##### 7.8.2.1. Comportamiento Estructural Del Revestimiento Del Túnel

Tanto para la opción de métodos convencionales como para la correspondiente al túnel ejecutado con tuneladora, se comprobará la correspondencia de los esfuerzos a los que estarán sometidas las dovelas que conforman los anillos de revestimiento frente a las previsiones teóricas o en su caso el revestimiento definitivo a utilizar en la alternativa del Método Belga.

En el caso del anillo circular será necesario controlar la ovalización de la sección, comprobando que las deformaciones inducidas por el terreno no sobrepasan los límites admisibles.

El control de estos movimientos en el revestimiento, como son los de la ovalización de los anillos, permite disponer de una primera aproximación al estado de equilibrio de la sección y realizar una estimación inicial sobre la existencia o no de fenómenos de plastificación del terreno alrededor del túnel.

Para el túnel ejecutado mediante Método Belga, se comprobará que las deformaciones en los revestimientos se encuentran dentro de los rangos admisibles en la fase de diseño.

##### 7.8.2.2. Control de la Tuneladora. (Alternativa TBM)

Durante la excavación, la inestabilidad del terreno puede ocurrir en varios puntos: en el frente de excavación, alrededor del cuerpo de la máquina y por detrás de ella. Dado que el principio básico de la tuneladora E.P.B. consiste en lograr un equilibrio entre la presión existente del terreno excavado y la presión que ejerce la máquina en el frente, es

fundamental conocer en tiempo real los parámetros que condicionan el funcionamiento de la misma y que están vinculados con la generación de subsidencias.

La monitorización de los parámetros de control permite realizar acciones correctivas en coordinación con la instrumentación dispuesta en el entorno del túnel. Además, condiciona la definición de los tratamientos del terreno previstos para el control de subsidencias y la afección a estructuras del entorno (inyecciones de compensación, de consolidación, etc.). Por tanto, los parámetros a controlar serán los siguientes:

- Ubicación de la máquina.
- Velocidad de avance.
- Presión y densidad en el frente de excavación.
- Peso y volumen de material excavado.
- Presión y volumen de inyección alrededor del escudo.
- Presión y volumen de inyección en trasdós de las dovelas.
- Empuje total medio por anillo.
- Consumo de espumas y aditivos.

#### 7.8.2.3. Movimientos de los Muros-Pantalla en Estaciones.

Los movimientos horizontales de las pantallas que se pueden producir son función de la rigidez de las mismas, el sistema de arriostramiento y el empuje del terreno y agua sobre el trasdós.

A fin de no superar los estados límites definidos en la fase de diseño, es necesario conocer la magnitud de las posibles deformaciones. Este control permite además comprobar que no se producen movimientos que puedan afectar a la funcionalidad de la propia estructura y de las estructuras próximas.



#### 7.8.2.4. Movimientos Del Terreno

Se monitorearán los movimientos verticales y horizontales del terreno en distintos puntos dentro de la banda de influencia del túnel, tanto en superficie como en profundidad.

El control de estos movimientos durante la construcción mediante una medición precisa resulta fundamental, dado que responden a un comportamiento real del terreno. Dicha medición se traduce en el resto de las variables a controlar y que definen el estado tensional del terreno y la interacción con la excavación del túnel.

Los movimientos detectados y medidos en superficie de contrastarán con las subsidencias previstas durante la fase de diseño.



 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

#### 7.8.2.5. Afecciones a Niveles Freáticos

Los aspectos a controlar respecto a la afección a los niveles freáticos a lo largo del trazado son los siguientes:

- Alteración del nivel inicial por drenaje hacia la excavación cuando se ejecuta por debajo del nivel freático.
- Seguimiento del flujo y nivel de las aguas subterráneas, así como el monitoreo de parámetros físico químicos de control de calidad de las aguas en la zona de proyecto.
- Variaciones del nivel en la excavación entre pantallas que puedan generar un “efecto barrera” por interposición de la dirección del flujo.
- Que puedan darse oscilaciones en el freático puede derivar en movimientos verticales de la superficie por procesos de consolidación del terreno en suelos blandos saturados. Por ello, es necesario conocer la naturaleza y las características hidrogeológicas del terreno a excavar.

Durante la construcción del túnel, a efectos de minimizar, si no eliminar completamente, los caudales infiltrados, reduciendo así la posibilidad de oscilaciones del nivel freático, se primará en los procesos constructivos el lograr una sección completamente estanca. De igual manera, se deberán controlar las variaciones del nivel freático, comprobando que se muevan dentro de los rangos esperados.

#### 7.8.2.6. Afecciones a Edificios e Infraestructuras Existentes

El control de movimientos en las edificaciones, infraestructuras y servicios dentro de la banda de influencia del túnel resulta de una importancia máxima, debido a la posible repercusión económica y social que pudiera ocasionar la aparición o agravamiento de patologías a raíz de subsidencias generadas por la excavación de la obra. Se comprobará que el diseño proyectado evita la afección estructural y funcional de las estructuras existentes y de lo contrario se propondrán medidas de protección o remediación.

Los parámetros a controlar sobre estos elementos son los siguientes:

- Movimientos horizontales y verticales.
- Giros.
- Evolución de patologías (fisuras o grietas), ya sean preexistentes o de nueva aparición.

### 7.8.2.7. Cuadro Resumen de Magnitudes

**Tabla 5. Magnitudes a controlar por categoría.**

CATEGORÍA	MAGNITUDES A CONTROLAR
Comportamiento estructural del revestimiento del túnel	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Esfuerzos en el revestimiento-sostenimiento.</li> <li>• Deformaciones del revestimiento-sostenimiento (ovalización).</li> <li>• Empujes del terreno sobre el revestimiento-sostenimiento.</li> </ul>
Funcionamiento de la tuneladora	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ubicación de la máquina.</li> <li>• Velocidad de avance.</li> <li>• Presión y densidad en el frente de excavación.</li> <li>• Peso y volumen de material excavado.</li> <li>• Presión y volumen de inyección alrededor del escudo.</li> <li>• Presión y volumen de inyección en trasdós de las dovelas.</li> <li>• Empuje total medio por anillo.</li> <li>• Consumo de espumas y aditivos.</li> </ul>
Movimientos de las pantallas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Movimientos horizontales (en cabeza y a lo largo del muro).</li> <li>• Empujes del terreno.</li> <li>• Esfuerzos en las pantallas y los sistemas de arriostramiento.</li> </ul>
Movimientos del terreno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desplazamientos verticales y horizontales, en superficie y en profundidad.</li> </ul>
Niveles freáticos	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Seguimiento del nivel freático sobre el túnel y sobre la cota mínima de excavación entre pantallas.</li> </ul>
Edificaciones e infraestructuras existentes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desplazamientos horizontales y verticales.</li> <li>• Giros.</li> <li>• Aparición o evolución de patologías.</li> </ul>

### 7.8.3. Inventario de Edificaciones, Infraestructuras y Servicios en la zona de influencia de las obras

El trazado está proyectado en su totalidad en un entorno urbano y, aunque resulta profundo, discurre bajo amplios sectores altamente edificados y próximo a una serie de infraestructuras y servicios existentes. Todos estos elementos se analizan primero de manera cualitativa, para después considerar de manera cuantitativa su afección. En función de los resultados obtenidos se define el nivel de control de las mismas y si fuese necesario se proponen las medidas de protección o tratamientos del terreno recomendables.

Los pasos a dar en las siguientes fases del diseño (Factibilidad, Estudios y Diseños de Detalle) deben incluir la elaboración de un inventario de edificaciones afectadas por la traza y, del mismo modo, el estudio de las subsidencias que el túnel puede provocar.

#### 7.8.4. Zonificación de Control

La zonificación de control consiste en dividir el trazado en tramos homogéneos en base a su nivel de riesgo geotécnico y por ende a su nivel de control. Este control se divide en tres categorías con códigos de colores en función del nivel de instrumentación a disponer:

*Tabla 6. Criterios de zonificación de control.*



NIVEL DE RIESGO	NIVEL DE CONTROL	MEDIDAS DE ACTUACIÓN
VERDE	Normal	Procedimiento constructivo normal Instrumentación y frecuencia de lecturas bajas
ÁMBAR	Medio	Procedimiento constructivo normal. Instrumentación y frecuencia de lecturas medias.
ROJO	Intenso	Procedimiento constructivo normal o modificado. Posibles medidas correctoras en terreno y estructuras. Instrumentación y frecuencia de lecturas altas

La zonificación se establece mediante la evaluación cualitativa y cuantitativa de los factores descritos a continuación.

- Método constructivo
- Profundidad de la excavación
- Presencia de agua en el frente
- Materiales en el frente de excavación
- Materiales sobre clave
- Presencia y estado de edificaciones próximas
- Deformaciones superficiales admisibles.

##### 7.8.4.1. Método Constructivo

Los movimientos en superficie dependerán del método constructivo que se utilice para la ejecución de las obras. A priori, se considerará que los métodos a cielo abierto tendrán una repercusión inferior a los métodos profundos. En el caso de túneles profundos, los métodos de frente abierto tendrán un mayor riesgo que los de frente cerrado. Para evaluar el riesgo de los métodos constructivos empleados en este proyecto se ha seguido el siguiente criterio:

 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

**Tabla 7. Zonificación según el método constructivo.**

NIVEL DE RIESGO	MATERIALES EN EL FRENTE DE EXCAVACIÓN
VERDE	Túnel entre pantallas. Túnel con tuneladora EPB y control intenso de los parámetros de excavación (presión del frente, volumen excavado y relleno del GAP)
ÁMBAR	Túnel mediante tuneladora con frente cerrado y sin presión de tierras en el frente
ROJO	Túnel en mina por métodos manuales

#### 7.8.4.2. Profundidad De Excavación

La profundidad de excavación se ha evaluado para el método entre pantallas y para el de túnel en mina o con tuneladora.

Para el primero de los métodos, los dos factores que se han utilizado para definir el riesgo son la profundidad de excavación (H) y de la máxima distancia entre arriostramientos (H').

Como se puede observar en la siguiente tabla, a mayor excavación, con igual número de arriostramientos, se considera un nivel de riesgo mayor puesto que se producirá una mayor deformación y por tanto un mayor asiento en superficie. Por otra parte, a igual profundidad de excavación, el nivel de riesgo aumenta en base al número de arriostramientos, pues cuantos menos se realicen mayor será la distancia entre ellos.

En túneles excavados con tuneladora o en mina, el parámetro que se ha utilizado para su evaluación es la relación entre la profundidad del eje del túnel (H) y su diámetro de excavación (D). A menor relación de H/D mayor será el riesgo de que se produzcan asientos y desplazamientos notables.

**Tabla 8. Clasificación según la profundidad de excavación.**

NIVEL DE RIESGO	ESPESOR DE MATERIAL COMPETENTE SOBRE CLAVE	
	ENTRE PANTALLAS	TUNEL EN MINA/TUNELADORA
VERDE	$H < 15 \text{ m o } H' < 5 \text{ m}$	$H/D > 2.0$
ÁMBAR	$15 < H < 20 \text{ m o } 5 < H < 10 \text{ m}$	$1,0 < H/D < 2.0$
ROJO	$H > 20 \text{ m o } H' > 10 \text{ m}$	$H/D < 1.0$
H: Profundidad de la excavación. H': Máxima distancia entre arriostramientos. D: Diámetro de la excavación.		

#### 7.8.4.3. Presencia de Agua en el frente

La presencia de agua supone un riesgo añadido a la estabilidad de las obras, con lo que ello conlleva a nivel de seguridad de operarios, asientos, etc. Este factor ha de ser considerado teniendo en cuenta la permeabilidad del terreno excavado.

Tal y como se aplica en este CORREDOR FERREO DEL SUR, es relativamente frecuente la presencia de acuíferos libres y de acuíferos confinados en zonas confinadas de materiales susceptibles de contener agua en cantidades importantes, y en ocasiones pueden tener una carga apreciable. Por este motivo, se considera que en túneles ejecutados en mina o con tuneladora el mayor riesgo de inestabilidad se produce si se encuentra agua en el frente y disminuye si el agua se encuentra en una altura sobre clave menor de 1D o de 5 m, según sea más restrictivo. Según nos alejamos de estas dos zonas más críticas el riesgo se reduce al menor previsto. Esta situación aplica también en zonas con materiales aluviales.

En el caso de materiales con una permeabilidad baja, la carga de agua a corto plazo suele ser menor, por lo que el riesgo respecto al ingreso de agua durante la construcción será menor, independientemente de la posición del nivel freático.

**Tabla 9. Zonificación según la presencia de agua.**

NIVEL DE RIESGO	PRESENCIA DE AGUA
<b>VERDE</b>	Ausencia de agua en el frente o presencia de la misma 1D o 5 m (lo que sea más restrictivo) fuera del frente y en terrenos de permeabilidad baja.
<b>ÁMBAR</b>	Nivel freático (presión de agua en el frente) entre clave y 1D o 5 m por encima.
<b>ROJO</b>	Nivel freático (presión de agua en el frente) por encima de 1D sobre clave en terreno con lentejones granulares
D: Diámetro de la excavación.	



#### 7.8.4.4. Materiales En El Frente De Excavación

La estabilidad del frente de excavación en los túneles en mina o ejecutados mediante tuneladora dependerá de los materiales que se excaven, siendo el riesgo de inestabilidades mayor cuanto peores sean sus características geotécnicas.

El criterio que se ha seguido para su evaluación teniendo en cuenta los estudios y el perfil geológico y geotécnico presentado en el 11. CAC-SGC-GEO-INF.PAS-1, es el siguiente:

**Tabla 10. Zonificación según los materiales del frente de excavación.**

NIVEL DE RIESGO	MATERIALES EN EL FRENT DE EXCAVACIÓN
<b>VERDE</b>	Materiales terciarios no alterados – Roca alterada (aunque no previstos interceptar por el túnel)

	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
---	---	---

<b>ÁMBAR</b>	Formaciones de transición y depósitos cuaternarios cohesivos
<b>ROJO</b>	Rellenos antrópicos y depósitos cuaternarios con poca cohesión

En función de los espesores de cada terreno presentes en el frente se evaluará el color global a asignar al tramo.

#### 7.8.4.5. Materiales Sobre La Clave Del Túnel

En el caso de túneles profundos, las características geotécnicas de los materiales que se encuentren por encima de su clave tendrán una relación directa con los desplazamientos del terreno que se produzcan en su frente y por tanto en superficie.

De esta forma, cuanto mayor sea la relación entre el espesor de material sobre clave ( $H_p$ ) y el diámetro de excavación, mayor será la probabilidad de que se produzcan movimientos en el terreno. De cara a evaluar este riesgo se ha seguido el siguiente criterio:

*Tabla 11: Zonificación según los materiales sobre clave.*

NIVEL DE RIESGO	ESPESOR DE MATERIAL COMPETENTE SOBRE CLAVE
<b>VERDE</b>	$H_p/D > 1$
<b>ÁMBAR</b>	$1 > H_p/D > 0,5$
<b>ROJO</b>	$H_p / D < 0,5$

$H_p$ : Espesor de material competente sobre clave.  
 $D$ : Diámetro de la excavación.

#### 7.8.4.6. Movimientos Y Deformaciones Inducidas En Los Edificios O Estructuras

El riesgo de afección a los edificios e infraestructuras existentes en la banda de afección debido a los movimientos inducidos durante las obras se evalúa en base a dos factores:

- Vulnerabilidad o sensibilidad estructural debido a su tipología, año de construcción, estado de conservación que presenta y nivel de protección según el plan urbanístico.
- Relación entre los movimientos o deformaciones máximas esperables y las admisibles.

Los movimientos admisibles de las estructuras según su sensibilidad de referencia se indican en la siguiente tabla:



**Tabla 12: Límites de los asientos y las distorsiones angulares y deformaciones.**

TIPO DE ESTRUCTURA	ASIENTO ADMISIBLE (mm)			DISTORSIÓN ANGULAR			DEFORMACIÓN HORIZONTAL UNITARIA (%)		
	SENSIBILIDAD ESTRUCTURAL			SENSIBILIDAD ESTRUCTURAL			SENSIBILIDAD ESTRUCTURAL		
	BAJA	MEDIA	ALTA	BAJA	MEDIA	ALTA	BAJA	MEDIA	ALTA
Edificios monumentales	10	7	5	1/1500	1/2250	1/3000	0,10	0,07	0,05
Porticada de hormigón armado con cimentación superficial con más de 10 alturas	12	8	6	1/1150	1/1725	1/2300	0,15	0,10	0,08
Muros de carga	15	10	8	1/750	1/1125	1/1500	0,20	0,13	0,10
Porticada de hormigón armado con cimentación superficial.	20	13	10	1/500	1/750	1/1000	0,30	0,20	0,15
Porticada de hormigón armado con cimentación profunda con más de 10 alturas									

TIPO DE ESTRUCTURA	ASIENTO ADMISIBLE (mm)			DISTORSIÓN ANGULAR			DEFORMACIÓN HORIZONTAL UNITARIA (%)		
	SENSIBILIDAD ESTRUCTURAL			SENSIBILIDAD ESTRUCTURAL			SENSIBILIDAD ESTRUCTURAL		
	BAJA	MEDIA	ALTA	BAJA	MEDIA	ALTA	BAJA	MEDIA	ALTA
Porticada de hormigón armado con cimentación profunda	30	20	15	1/350	1/525	1/700	0,30	0,20	0,15
Porticada metálica o mixta con cimentación superficial	25	17	13	1/300	1/450	1/600	0,30	0,20	0,15
Porticada metálica o mixta con cimentación profunda	30	20	15	1/200	1/300	1/400	0,30	0,20	0,15
Tubería de gas	15	10	8	1/1000	1/1500	1/2000	0,10	0,07	0,05
Tubería no de gas	20	15	10	1/500	1/750	1/1000	0,20	0,13	0,10
Túneles existentes	Asentamiento o levantamiento de 10 mm / 10 m								

#### 7.8.5. Uso de la auscultación

La auscultación es una herramienta fundamental en la construcción de túneles, la cual permite conocer en cada momento y controlar adecuadamente el comportamiento de la obra a ejecutar. La afección de los trabajos de excavación al entorno está directamente relacionada con la afección que provoca el entorno sobre las estructuras en construcción. El análisis conjunto de esta interacción es, si cabe, más relevante en túneles urbanos.

A continuación, a modo de resumen, se sintetiza en la siguiente tabla todos los elementos de auscultación por categorías de aplicación.



**Tabla 13: Elementos de auscultación por categorías de aplicación.**

CATEGORÍA	ELEMENTOS DE AUSCULTACIÓN
Comportamiento estructural del revestimiento del túnel	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Células de presión total.</li> <li>• Extensómetros de cuerda vibrante.</li> <li>• Galgas extensiométricas.</li> <li>• Pernos de convergencia.</li> <li>• Ternas de bases.</li> </ul>
Movimientos de las pantallas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Células de presión total.</li> <li>• Extensómetros de cuerda vibrante.</li> <li>• Galgas extensiométricas.</li> <li>• Pernos de convergencia.</li> <li>• Inclínómetro.</li> </ul>
Movimientos del terreno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hitos de nivelación.</li> <li>• Electroniveles.</li> <li>• Líneas SAA (Arrays)</li> <li>• Extensómetros de varillas.</li> <li>• Extensómetros de anillos magnéticos.</li> <li>• Extensómetros incrementales.</li> <li>• Inclínómetros.</li> <li>• Trivec.</li> </ul>
Niveles freáticos	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Piezómetro abierto.</li> <li>• Piezómetro cerrado.</li> </ul>
Edificaciones e infraestructuras existentes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Regletas de nivelación.</li> <li>• Puntos de control topográfico XYZ (miniprismas y dianas).</li> <li>• Clinómetros.</li> <li>• Fisurómetros.</li> <li>• Ternas de bases.</li> <li>• Electroniveles.</li> <li>• Líneas SAA (Arrays)</li> <li>• Nivelación de vía.</li> </ul>
Control de calidad en pantallas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cross-hole.</li> </ul>

#### 7.8.6. Instrumentación a Disponer

En este apartado se incluyen las secciones de instrumentación convencional mínima que debería ser instalada a lo largo del trazado, considerando en cada caso los condicionantes particulares con arreglo a las características del entorno y a la previsión de subsidencias o tratamientos propuestos.

En túneles urbanos, los factores básicos a tener en cuenta son la estabilidad del frente de excavación y los efectos que ésta provoque en superficie o a cota de las cimentaciones de

 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	 <p>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C. Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	---	---

estructuras, edificios y servicios existentes. Estos factores se han abordado teniendo en cuenta los siguientes condicionantes:

- Método constructivo.
- Tipo de estructura (túnel, estación, pozo, etc.).
- Profundidad del túnel.
- Características del terreno (geotecnia, niveles freáticos, etc.).
- Cálculos analíticos y numéricos de subsidencias.
- Cálculos de las estructuras proyectadas.
- Proximidad de edificios, infraestructuras y servicios, así como su tipología.

A partir del análisis detallado de la obra, se definen las secciones tipo de instrumentación en función de los movimientos y esfuerzos a controlar. Cada sección estará dotada de un cierto número de elementos de auscultación, que son los incluidos en los planos. Estas secciones se aplicarán en función de la zonificación de control a lo largo del trazado, a fin de medir los parámetros que determinen el comportamiento de la obra y su influencia en el entorno. Se instalarán unidades independientes de elementos de medidas redundantes, preferentemente para la comprobación de algunos parámetros. Aun así, estas secciones se podrán complementar a mayores con instrumentación específica según la casuística a lo largo del tramo y las necesidades de la obra durante su ejecución.

#### 7.8.6.1. Túnel con Tuneladora

En este apartado se definen las secciones tipo a instrumentar tanto desde la superficie como en los anillos del túnel.

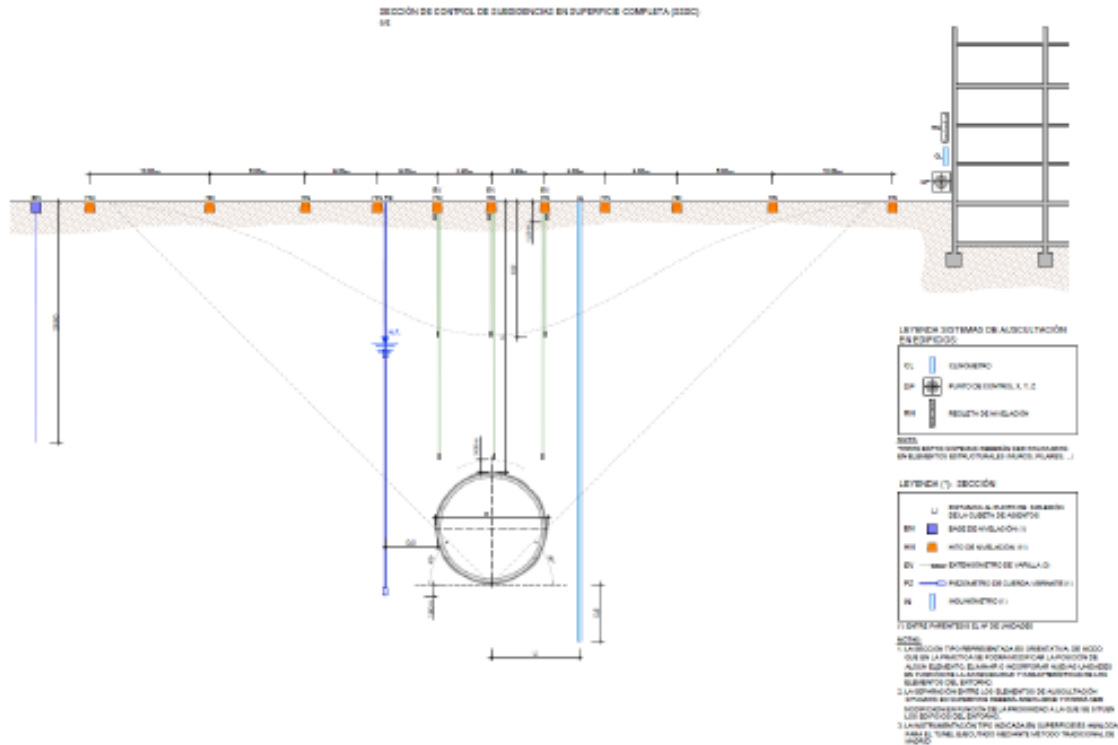
- Instrumentación en superficie

Dentro de esta sección de control de subsidencias se distinguen dos tipos, en función del grado de instrumentación a disponer: parcial y completa. Ambas secciones disponen de hitos de nivelación colocados en secciones perpendiculares a la traza, de forma que cubran la superficie teórica de la cubeta de asientos prevista. La cubeta de asientos prevista en los cálculos de subsidencias es variable a lo largo de la traza, en función del recubrimiento de materiales cuaternarios. El grado de instrumentación y su distribución en planta deben garantizar la monitorización de dicha cubeta.

A continuación, se detalla la instrumentación que dispone cada tipo:

- Sección de control de subsidencias completa: formada por 11 hitos de nivelación, 3 extensómetros de varilla, 1 inclinómetro, 1 piezómetro de cuerda vibrante y 1 base de referencia topográfica.
- Sección de control de subsidencias parcial: formada por 11 hitos de nivelación, 1 extensómetro de varillas y 1 base de referencia topográfica.

La distribución de los elementos se muestra en los planos correspondientes y en las siguientes figuras.



**Figura 66. Sección tipo de auscultación en túnel de línea con TBM.**

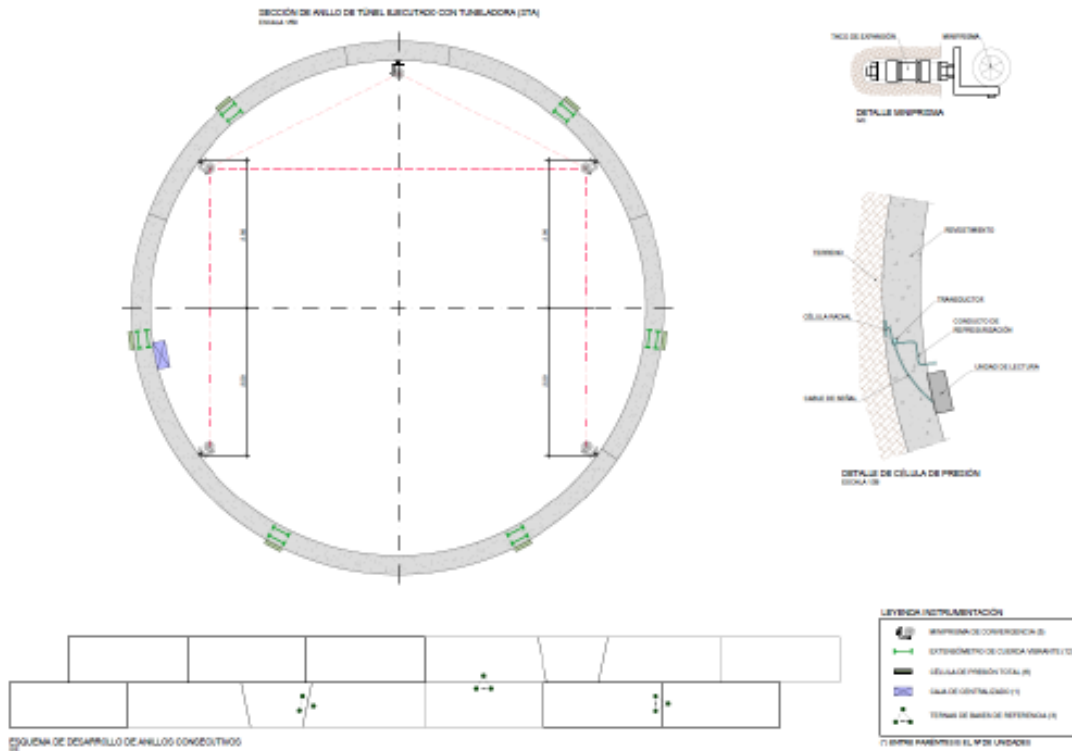
La instrumentación se instalará perpendicularmente al eje de la traza y se protegerá adecuadamente para evitar circunstancias ajenas al desarrollo de la obra que deriven en lecturas no fiables. En la medida de lo posible estas secciones se situarán en zonas donde se pueda realizar el control de toda la cubeta de asientos (cruces de calles, parques, etc.), primando siempre la zonificación de control definida.

○ Instrumentación de anillo

La instrumentación del anillo del túnel ejecutado mediante tuneladora complementa la información de control de la instrumentación dispuesta en superficie. Los anillos instrumentados constarán de los siguientes elementos:

- Células de presión total en todas las dovelas excepto en la de cierre. La célula se coloca en el lado de tierras para controlar las presiones radiales sobre el sostenimiento-revestimiento del túnel.
- Parejas de extensómetros de cuerda vibrante en todas las dovelas excepto en la de cierre, adosados a ambas caras de la armadura, para controlar las deformaciones resultantes de las tensiones inducidas por el empuje del terreno.

- 5 pernos o miniprismas para medidas de convergencias.
  - 3 ternas de bases de referencia para control de juntas entre dovelas y anillos.
- En la fase de fabricación de las dovelas se deberá disponer de un rebaje y hueco pasante en las mismas para poder instalar las células de presión y accesorios (cables y conductos) en el momento de la colocación del anillo instrumentado. De igual manera los extensómetros de cuerda vibrante se instarán en las dovelas en la fase de fabricación.



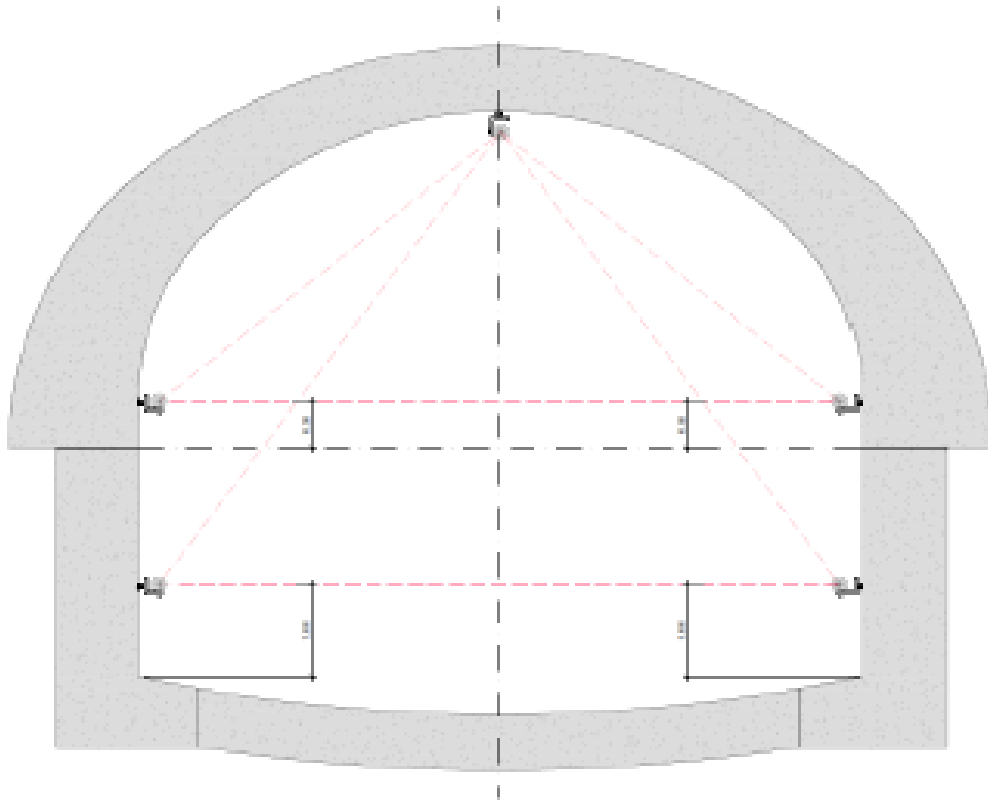
**Figura 67. Sección tipo de control del anillo de revestimiento.**

Respecto a las secciones de convergencias, es importante resaltar que, debido a la geometría de la tuneladora y el proceso operativo habitual de los trabajos, la instalación y medida de convergencias con cinta extensiométrica supone una complejidad añadida a la hora de realizar medidas sistemáticas. En muchos casos, hasta varias decenas de metros por detrás del frente, existen obstáculos para realizar las medidas o es difícil acceder a los puntos de medida. Por tanto, se propone la toma de lecturas mediante estación total tras la instalación de miniprismas en los pernos de convergencia. De esta forma se obtiene además un movimiento tridimensional. Según el nivel de control requerido se podrá utilizar estaciones totales convencionales o robotizadas.

#### 7.8.6.2. Túnel Mediante excavación Convencional Método Belga.

En superficie se dispondrán las secciones de instrumentación completa o parcial descritas en el apartado anterior. El grado de instrumentación a instalar se define según la zonificación de control.

En el interior del túnel, debido a las particularidades del método en su procedimiento constructivo, solo se dispondrán de secciones de convergencia.



**Figura 68. Instrumentación de la sección de métodos convencionales.**

#### 7.8.6.3. Instrumentación de Pantallas

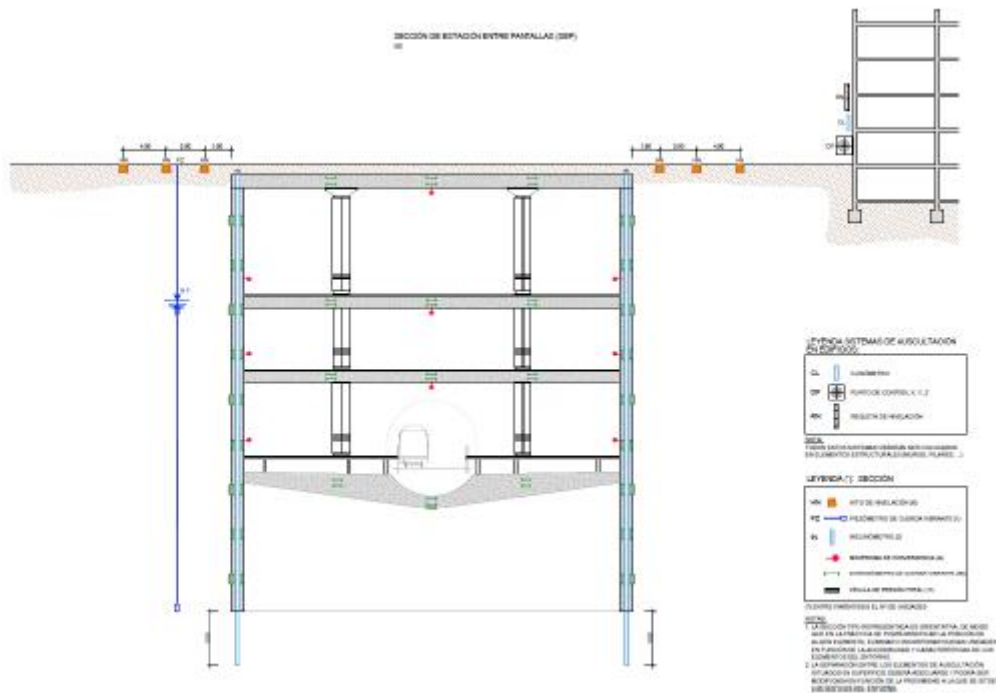
La instrumentación a disponer en las pantallas de hormigón variará en función de la tipología de estructura y de la zonificación de control. Por ello, se distinguen por categorías las secciones tipo, cuyo detalle se muestra en los planos correspondientes.

- Estaciones

La sección tipo, admitida en esta etapa de los estudios, para el caso de las estaciones está compuesta por:



- 11 células de presión total en el trasdós de las pantallas, en contacto directo con el terreno, para controlar el empuje del mismo.
- 30 parejas de extensómetros de cuerda vibrante, adosados en ambas caras de la jaula de armadura.
- 2 inclinómetros embebidos en las pantallas, para control de movimientos horizontales en toda su profundidad.
- Extensómetros incrementales en zonas específicas.
- Piezómetros de cuerda vibrante para medida de las presiones intersticiales a varias cotas.
- 9 pernos o dianas topográficas para medida de convergencias a distintas alturas.
- 3 hitos de nivelación en superficie a cada lado del recinto de pantallas.



**Figura 69. Sección de instrumentación entre pantallas.**

○ Pozos

Los pozos proyectados son de dos tipologías: rectangulares ejecutados entre pantallas de pilotes secantes y circulares ejecutados por anillos. La instrumentación de las secciones tipo para ambos casos se describen a continuación.

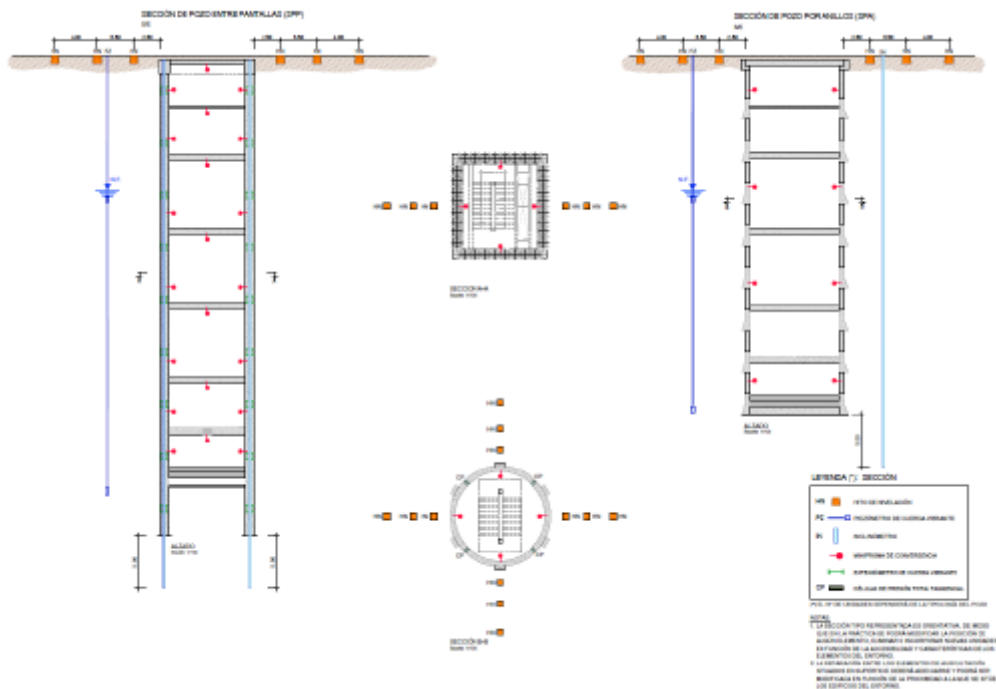
Pozo entre pantallas de pilotes:

- 18 parejas de extensómetros de cuerda vibrante, adosados en ambas caras de la jaula de armadura.
- 2 inclinómetros embebidos en pilotes, en dos extremos.

- Piezómetros de cuerda vibrante para medida de las presiones intersticiales a varias cotas.
- Secciones de convergencias en cada nivel.
- 3 hitos de nivelación en superficie a cada lado del recinto de pantallas.

Pozo por anillos:

- Células de presión total tangenciales, por cada sección de anillo instrumentado (4 anillos), embebidas en el hormigón para controlar las tensiones generadas en el propio anillo.
- Inclínómetro en el lado más propenso a generar desplazamientos horizontales o del lado de una estructura existente.
- Piezómetros de cuerda vibrante para medida de las presiones intersticiales a varias cotas.
- Secciones de convergencias.
- Hitos de nivelación en superficie alrededor del pozo circular.



**Figura 70. Sección de instrumentación en pozos.**

#### 7.8.6.4. Instrumentación de Edificios

Por regla general, se colocarán regletas de nivelación en todos los edificios dentro de la banda de influencia y la cubeta de asientos prevista. Además, se dispondrán de instrumentos auxiliares como clinómetros, fisurómetros, ternas de bases, electroniveles y puntos de control topográfico XYZ mediante mini prismas y dianas. A la hora de determinar el grado de instrumentación, se prestará especial atención a los siguientes condicionantes:

- Estado actual de la estructura y año de construcción.
- Nivel de protección.
- Número de alturas.
- Número de sótanos.
- Recubrimiento sobre la clave del túnel.

Se controlarán movimientos en las 3 dimensiones en fachadas, con especial atención a zona de aristas y juntas de dilatación, observando y midiendo posibles desalineaciones en su cabeza en sentido transversal y longitudinal al túnel.





Figura 71. Esquema de disposición de puntos de control en edificaciones.

## 8. ESTIMACIÓN DE CANTIDADES Y COSTOS Y TIEMPO DE EJECUCIÓN.

### 8.1. ESTIMACIÓN DE CANTIDADES Y COSTOS TÚNEL

#### 8.1.1. Alternativa Métodos Convencionales.

Para la valoración previa de la excavación tanto en los túneles a ejecutar con métodos convencionales como con las tuneladoras, existen muchos factores que pueden condicionar el mismo.

 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p><b>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</b></p>	 <p><b>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C.</b> Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	--	--

Son dos fundamentales, que requieren que se consideren como tal y cuyo comentario y consideración se ofrecerá a lo largo de la presentación de cada uno de los elementos en las distintas alternativas, son los siguientes:

- Número de equipos o cuadrillas de excavación
- Meses totales de ejecución de los trabajos.

Como se puede entender, ambos conceptos van ligados de un modo directo, el aumento de los frentes de trabajo, van directamente ligados a la reducción de los meses de ejecución y eso se ha tenido en cuenta a la hora de realizar esta matriz de precios del túnel.



En el caso de la excavación por métodos convencionales ha de añadirse en los cálculos temporales la excavación total de una estación por cada uno de los frentes de trabajo, cosa que se comenta en el siguiente epígrafe que se adjunta a continuación. En la alternativa con TBM esta excavación de la primera “caja” de las estaciones no sería necesario, ya que el tiempo que tardan en llegar las propias máquinas a la obra ya engloban el tiempo suficiente para la realización de estos trabajos.

Realizando el resumen de lo considerado en este supuesto se tendría lo siguiente:

- 8 equipos simultáneos de trabajo, es decir 4 tramos de túnel doble excavados a la vez.
- Rendimientos aproximados de 60 metros por mes de excavación.
- El tiempo para la ejecución de galerías de conexión, pozos de ventilación y salidas de emergencia están incluidos en el total de la excavación ya que pueden hacerse de un modo simultáneo a la excavación principal.

Todos los costos presentados están en dólares americanos.

1	TOTAL EQUIPAMIENTO DE OBRA	USD 2.500.000,00
2	TOTAL PERSONAL	USD 231.768.000,00
3	TOTAL MATERIALES DE SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO	USD 206.126.148,28
		USD 440.394.148,28

 <p><b>Ardanuy</b> CONSORCIO ARDANUY COLOMBIA</p>	<p><b>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</b></p>	 <p><b>ALCALDIA MAYOR BOGOTÁ D.C.</b> Instituto DESARROLLO URBANO</p>
--	--	--

### 8.1.2. Alternativa TBM.

Para la alternativa de ejecución con TBMs la valoración económica, y por tanto la estimación temporal podría hacerse valorando distintos escenarios de utilización de número de TBMs. En el presente documento se evaluará sólo la solución excavada con 2 TBMs, ejecutando la totalidad del trazado de un modo continuo comenzando en uno de los extremos del tramo y retirando las TBMs al final del mismo.

El coste de la alternativa se resume en la siguiente tabla. Por un lado, se señala en la parte inicial el coste previsto de equipos, y a continuación los totales agrupando en la primera de las filas el coste de los equipos de TBM y los accesorios imprescindibles.

- 2 TBM, es decir un único frente de excavación de túnel doble excavado.
- Rendimientos aproximados medios de 375 - 400 metros por mes de excavación por cada equipo.
- El tiempo para la ejecución de galerías de conexión, pozos de ventilación y salidas de emergencia están incluidos en el total de la excavación ya que pueden hacerse de un modo simultáneo a la excavación principal.

1	TOTAL EQUIPO TUNEL TBM			USD 19,980,500	\$96,110,201,100	
	TUNELADORA (Mixed/Rock, New)	Brand	Cantidad	USD/Unidad	TOTAL 2 TBM	TOTAL 2 TBM (COP)
	EPB y Back Up		2	USD 6,950,000	USD 13,900,000	\$66,861,780,000
	Sistema de guiado		2	USD 162,750	USD 325,500	\$1,565,720,100
	Sistema de inyección de gap		2	USD 245,000	USD 490,000	\$2,356,998,000
	Sistema de espumas		2	USD 165,000	USD 330,000	\$1,587,366,000
	Sistema de aditivos		2	USD 117,500	USD 235,000	\$1,130,397,000
	Transporte CIF		2	USD 300,000	USD 600,000	\$2,886,120,000
	Equipos extracción del terreno		1	USD 4,100,000	USD 4,100,000	\$19,721,820,000
2	TOTAL EQUIPAMIENTO DE OBRA			USD 1,580,000	\$7,600,116,000	
3	TOTAL MONTAJE DESMONTAJE			USD 2,536,400	\$12,200,591,280	
4	TOTAL PERSONAL			USD 41,080,600	\$197,605,902,120	
5	TOTAL MATERIALES			USD 55,650,000	\$267,687,630,000	
6	TOTAL PRODUCCIÓN DE DOVELAS			USD 160,513,074	\$772,099,988,555	
7	TOTAL TRASLADO Y DISPOSICIÓN MATERIAL		1503974.65	\$ 56,489.00	USD 17,662,056	\$84,958,024,063
<b>TOTAL TÚNEL</b>				<b>USD 299,002,630</b>	<b>\$1,438,262,453,118</b>	

En la tabla anterior se presentan los costos en COP, considerando una tasa de cambio de 4810.2, correspondiente al 31 de diciembre de 2022, esto en coordinación con las especialidades de Presupuesto y Financiero. El detalle de los componentes de los costos se presenta en el Anexo 2.

## 8.2. ESTIMACIÓN DE CANTIDADES Y COSTO ESTACIONES

Considerando el nivel de Prefactibilidad, para el cálculo de costo de las estaciones, se basó en el valor por m<sup>2</sup> de cada una de ellas y tomando como base el valor unitario de las estaciones de la Línea 2 de Metro de Bogotá, lo anterior teniendo en cuenta la similitud entre los dos proyectos.

Para determinar el valor por m<sup>2</sup>, se calculó el costo, basado en los estudios de Factibilidad de la L2MB, tomando el total de área por las estaciones y el valor total de este ítem dentro del presupuesto.

AREA ESTACIONES L2MB FACTIBILIDAD	
Est 1	24,337
Est 2,3,4,5,6,7,8,9,10	219,031
Est 11	8,941
<b>TOTAL M2</b>	<b>252,308</b>

FACTIBILIDAD L2MB	
<b>Costo en millones COP 2021</b>	\$ 4,054,549.00
<b>Costo en COP</b>	\$ 4,054,549,000,000
<b>Inflación</b>	13.12%
<b>Area estaciones</b>	252308.2
<b>Valor por m2</b>	\$ 18,178,187.74

Una vez determinado este valor unitario, se multiplica el área de las estaciones (Tabla 2Tabla 2. Listado de estaciones con su tipología asignada y área total) para obtener el costo:

*Tabla 14. Costo de estaciones*

No.	Nombre	Area (m <sup>2</sup> )	Costo Unitario (m <sup>2</sup> )	Total
Estación 1	Santa Fé	29,348	\$ 18,178,188	\$ 533,493,453,893
Estación 2	La Hoja	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696
Estación 3	Gorgonzola	13,489	\$ 18,178,188	\$ 245,205,574,471
Estación 4	La Camelia	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696
Estación 5	San Eusebio	17,446	\$ 18,178,188	\$ 317,136,663,371
Estación 6	La Campina	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696



No.	Nombre	Area (m2)	Costo Unitario (m2)	Total
Estación 7	Villa del Río	13,326	\$ 18,178,188	\$ 242,242,529,869
Estación 8	Olarte	13,816	\$ 18,178,188	\$ 251,149,841,863
Estación 9	Apogeo	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696
Estación 10	Bosa Centro	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696
Estación 11	La Paz	13,339	\$ 18,178,188	\$ 242,478,846,309
Estación 12	Las Margaritas	17,604	\$ 18,178,188	\$ 320,008,817,035
Estación 13	Tintal	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696
Estación 14	El Edén	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696
Estación 15	Frailejones	20,209	\$ 18,178,188	\$ 367,362,996,106
Estación 16	Ciudad Verde	20,209	\$ 18,178,188	\$ 367,362,996,106
Estación 17	Las Huertas	13,816	\$ 18,178,188	\$ 251,149,841,863
Estación 18	Soacha Centro	17,240	\$ 18,178,188	\$ 313,391,956,696
TOTAL		310,522		5,644,727,214,457

Se realiza el costeo de esta manera, teniendo en cuenta que el predimensionamiento estructural no considera todos los sistemas ni demás elementos que contiene una estación, así mismo a nivel de prefactibilidad este sería un método válido que para cuantificar el costo de las estaciones, teniendo en cuenta que no se tiene el detalle de diseño de todos los elementos estructurales y no estructurales que conforman las mismas.



### 8.3. TIEMPO DE EJECUCIÓN DE CADA UNA DE LAS SOLUCIONES.

En lo que se refiere a la comparación de ambas metodologías en lo que se refiere al tiempo de ejecución, hay que considerar que la tipología de excavación que podrá utilizarse en cada tramo, puede diferir, pero de cara a establecer un número de meses de ejecución, considerando los rendimientos óptimos se comenta a continuación para cada una de ellas.

#### 8.3.1. Alternativa Métodos Convencionales.

Para la ejecución de la alternativa con métodos convencionales, se establecen los siguientes plazos:

ALTERNATIVA MÉTODOS CONVENCIONALES (8 equipos simultáneos)	
TAREA	PLAZO ESTIMADO
Inicio de trabajos	1 mes
Portales e inicio de excavaciones	2 meses
Excavación (divido en 4 tramos simultáneos)	105 meses
Colocación de revestimiento	5 meses de decalaje respecto a excavación
Impermeabilización y drenaje	3 meses de decalaje respecto a revestimiento

	<p>ELABORAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DEL CORREDOR FÉRREO DEL SUR EN LA MODALIDAD FÉRROVIARIA Y SU ARTICULACIÓN CON OTROS PROYECTOS DE TRANSPORTE DE LA REGIÓN BOGOTÁ-CUNDINAMARCA.</p>	
---	---	---

TOTAL APROXIMADO	116 meses*
------------------	------------

\* En el total de los trabajos habría que añadir 10-12 meses como tiempo estimado para completar la excavación de alguna de las estaciones para los inicios de cada uno de los frentes de excavación.

### 8.3.2. Alternativa TBM.

En la alternativa de construcción con TBM ha de considerarse en primer lugar distintos escenarios dependiendo del tiempo que se quiera disponer de trabajo.

Dependiendo de los escenarios, y dando por hecho, que al menos deberán utilizarse 2 TBMs, (una por cada uno de los túneles) se pueden ampliar los análisis a realizar la excavación con 2 – 4 o 6 TBMs, trabajando de un modo simultáneo, para ir determinando el plazo final de ejecución.

La longitud total del presente Proyecto, amerita la elección de este tipo de solución. A partir del entorno de 3-4 km de excavación, ya compensa añadir un nuevo equipo, (en este caso una pareja de equipos) que trabajando de un modo simultáneo reduzca el plazo de ejecución de los trabajos, disminuyendo los costes generales de la obra y por tanto agilizando la entrada en funcionamiento de la línea.

Del mismo modo, en el epígrafe siguiente, relativo a los costos, se realizarán estos ajustes en lo relativo al coste de la citada maquinaria.

En lo que se refiere a los tiempos estimados de ejecución, se establecen los siguientes plazos de la excavación de acuerdo a los condicionantes comentados con anterioridad.

SUB-ALTERNATIVA 2 TBMs	
TAREA	PLAZO ESTIMADO
Definición de equipos y sostenimiento	1 mes
Recepción de TBMs	8 meses
Transporte interior	1 mes
Montaje y arranque de TBMs	1,5 meses
Excavación	54 meses
Paso de estaciones	18 meses (1 mes por estación)
TOTAL APROXIMADO	83,5 meses

## 9. IDENTIFICACIÓN DE CRITERIOS DE EVALUACIÓN

Dentro del producto realizado dentro de la Fase 3, se realizó la presentación de los criterios de evaluación del producto, que fueron usados dentro del análisis multicriterio presentado en el producto CAC-SGC-GEN-MMC-01 Matriz Multicriterio.

## 10. CALIFICACIÓN ALTERNATIVAS Y MATRIZ MULTICRITERIO (ETAPA 3)

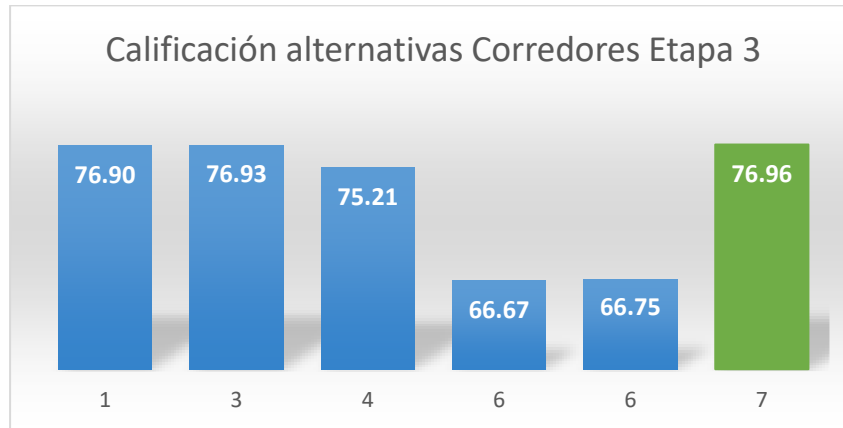
El producto CAC-SGC-GEN-MMC-01 Matriz Multicriterio que recopilaba la totalidad de análisis dentro de las diferentes especialidades, arrojó los siguientes resultados:

		Afectación Ambiental	Proceso constructivo	Urbano - Paisajístico	Afectación social	Beneficios Sociales por Mejoras en Transporte	Financiero	Riesgos	Uso franja férrea existente	(EVAL.)
		COMP1	COMP2	COMP3	COMP4	COMP5	COMP6	COMP7	COMP8	
Alt	Tecnología	12%	13%	9%	4%	17%	24%	14%	7%	100%
1	Tren ligero	98,22	72.24	87.66	72.16	42.80	87.55	69.02	100.00	76.90
3	Tren ligero	71,47	81.81	80.19	62.30	53.82	89.51	77.28	93.66	76.93
4	Tren ligero	65.58	86.62	86.85	53.69	40.80	85.29	93.55	80.21	75.21
6	Tren ligero	48.05	67.49	78.42	75.61	71.45	96.73	45.84	3.78	66.67
6	Metro pesado	48.14	63.39	78.42	75.58	100.00	79.04	45.84	3.82	66.75
7	Metro pesado	56.64	87.64	97.34	66.01	85.57	73.52	72.26	72.35	76.96

**Tabla 15. Resultados Matriz Multicriterio Etapa 3**

Como se puede ver en la Tabla 15. Resultados Matriz Multicriterio Etapa 3, las alternativas 3 y 7 son las que presentan los mayores puntajes con 76,93 y 76,96 respectivamente, adicionalmente, se puede notar que para la alternativa 7, se tiene un puntaje más alto en los componentes 2 de Proceso Constructivo y el Componente 3 de Urbano Paisajístico. En el caso de la alternativa 3, aunque no se tienen los resultados mayores en ningún componente en particular, en general se tienen puntajes altos en los componentes 1, 3, 6 y 8, presentando valores menores en los componentes 4, 5 y 7.

Adicional a la tabla presentada, se elaboró un diagrama de barras con los resultados finales de la matriz, donde se puede observar de manera grafica que efectivamente las alternativas 7 y 3 son las que presentan mejores resultados, y además que definitivamente las alternativas 6 y 6A no responden a los objetivos del proyecto y por tanto deben ser descartadas. Así mismo, las alternativas 1 y 4, que, aunque sus resultados generales son buenos, tienen la calificación más baja en el componente 5, que corresponde a los Beneficios Sociales por Mejoras en el transporte y que al presentar esta calificación también hace que estas alternativas sean descartadas.



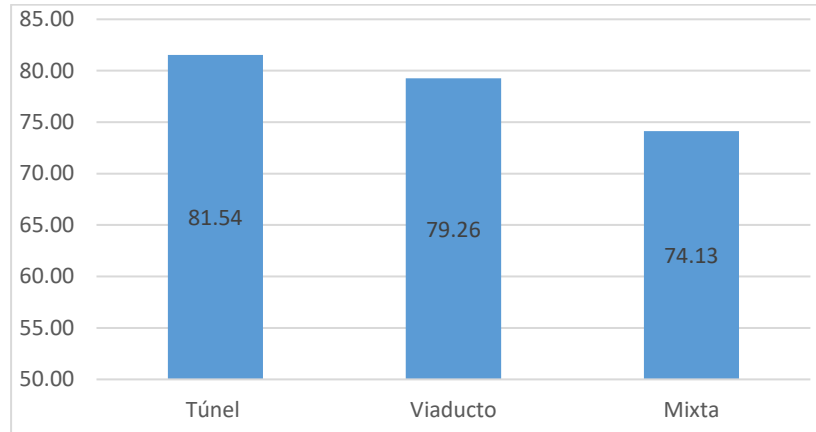
Así mismo, en la Etapa 4 se desarrolló una matriz multicriterio para comparar 3 tipologías de implantación sobre el corredor 7, estas eran de 100% subterráneo, 100% elevado y una opción mixta, de allí se obtuvieron los siguientes resultados, que se pueden observar en el documento CAC-SGC-GEN-MMC-01 Matriz Multicriterio Et IV:

**Tabla 16 Resultados finales de la evaluación multicriterio**

	Afectación Ambiental	Proceso constructivo	Urbano - Paisajístico	Afectación social	Beneficios sociales por mejoras en	Financiero	Riesgos	
Tipología	COMP1	COMP2	COMP3	COMP4	COMP5	COMP6	COMP7	(EVAL.)
Alternativa 7 (Metro pesado)	13%	14%	15%	5%	21%	22%	10%	100%
Túnel	67,43	81,35	97,36	99,95	100,00	58,25	79,72	81,54
Viaducto	44,07	75,31	63,43	91,23	80,69	99,85	100,00	79,26
Mixta	34,85	71,07	87,74	91,39	95,12	62,62	81,69	74,13

Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023

**Ilustración 1 Representación gráfica de los resultados finales Matriz Multicriterio de Tipologías**



*Fuente: Consorcio Ardanuy Colombia, 2023*

Como se puede observar la alternativa con mejor puntuación fue la correspondiente a la opción 100% subterránea (túnel), con lo cual se considera que la alternativa seleccionada es la del Corredor 7 en tipología subterránea.

## 11. RIESGOS ASOCIADOS AL COMPONENTE

Los riesgos asociados al componente de estructuras en general están relacionados con los riesgos geotécnicos explicados en el documento 11. CAC-SGC-GEO-INF.PAS-1, esto considerando que la estructura principal del trazado es el túnel de 23 km, y que, al ser un sistema subterráneo, se verá afectado en primer lugar por las características del suelo.

Así mismo de manera general se resaltan estos riesgos:

- Riesgo sísmico debido a que el proyecto se encuentra en un área clasificada como de alta sismicidad.
- Riesgo de inundación, tanto en la construcción como en la operación del sistema férreo.
- En particular para el tema de construcción del túnel existe el riesgo de retrasos en la importación de las máquinas que podría retrasar la ejecución del proyecto.

## 12. CONCLUSIONES

- A nivel estructural se tendrá un túnel de aproximadamente 23 km, que se recomienda que sea construido con un grupo de dos tuneladoras con un rendimiento aproximado de 375 metros al mes.
- Se propone en este alcance de prefactibilidad, que el túnel tenga un diámetro de 7 m, como se muestra en el anexo de planos.

- Se tendrá un total de 18 estaciones, que se han clasificado como tipo 1, tipo 2 y las estaciones especiales. La totalidad de estaciones serán construidas con el método Top-Down. Este método se encuentra en auge para la construcción de túneles en el interior de los entornos urbanos pues requiere poca maquinaria especializada, poco más de la utilizada en la construcción convencional de sótanos. De esta forma, desde la superficie, se ejecutan las paredes del túnel cavando una zanja que se hormigona para formar muros pantalla o una hilera de pilotes.
- Se recomienda para la etapa siguiente de los estudios, la validación del perfil de suelo de acuerdo con la NSR-10 o CCP-14, y la ejecución de estudios de respuesta local, en particular para la zona del trazado localizada en el municipio de Soacha, donde no se cuenta con estudio de microzonificación sísmica.
- Se recomienda que etapa siguiente de estudios, para el dimensionamiento de detalle de las estaciones, se haga una evaluación de cuales de los modelos de análisis y leyes constitutivas del suelo sean aplicables, dependiendo del tipo de suelos existente en cada zona.

## ANEXOS

1. Planos
2. Cantidades y costos.