



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**INSTRUMENTACIÓN PARA
LA EVALUACIÓN DE
DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A N:

**JULIAN CORONADO CRUZ
ROBERTO HERNÁNDEZ ROJAS
ANTELMO RAMOS PIEDRA
ALFONSO TAPIA SÁNCHEZ
BEATRIZ KARLA VARELA LÓPEZ**



ASESOR: ING NARCISO TALAMANTES CHÁVEZ

MÉXICO, D.F.

2005

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

ÍNDICE

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

ÍNDICE

	<u>Página</u>
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I ESTUDIOS PRELIMINARES PARA DEFINIR LA DEFORMACIÓN	7
I.1 Generalidades y Definiciones	7
I.1.1 Clasificación de los Túneles de Acuerdo a su Función	8
I.1.2 Factores Relacionados con la Función de cada Túnel	11
I.1.3 Clasificación de los Túneles por su Ubicación	11
I.1.4 Forma y Dimensiones de los Túneles	12
I.1.5 Estudios Preliminares para la Construcción de un Túnel	15
I.1.6 Características de las Rocas Sedimentarias	27
I.1.7 Rocas Metamórficas	33
I.1.8 Rocas Ígneas	35
I.1.9 Rocas Ígneas Intrusivas	36
I.1.10 Rocas Ígneas Extrusivas o Efusivas	37
I.2 Objetivos de la Instrumentación	39
I.3 Características Generales y Particulares de la Zona en Estudio	40
CAPÍTULO II INSTRUMENTACIÓN	43
II.1 Definiciones	45
II.2 Equipos de Medición	46
II.3 Planeación de un Programa de Instrumentación y Mediciones	48
II.4 Mediciones Antes, Durante y Después de la Excavación	49
II.4.1 Mediciones Antes de la Construcción	50
II.4.2 Mediciones Durante y Después de la Construcción	51
II.5 Ventaja y Desventajas de los Métodos de Medición	60
CAPÍTULO III DEFORMACIONES EN LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES	65
III.1 Tipos de Deformación	68
III.1.1 Análisis Elástico	73
III.1.2 Análisis Plástico y Elastoplástico	76
III.1.3 Depresión Superficial	80
III.1.4 Método del Elemento Finito (MEF)	83
III.1.5 Problema de Aplicación para el Análisis Plástico y Elastoplástico	84
III.2 Factores que Influyen Durante la Excavación	90

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

CAPITULO IV SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y SOPORTE DEL TÚNEL	11
IV.1 Métodos Existentes	11
IV.1.1 Túneles con Revestimiento Normal de Concreto	11
IV.1.2 Problema de Aplicación para determinar el Tipo de Revestimiento	11
IV.1.3 Túneles con Revestimiento de Concreto Lanzado y Segunda Capa de Concreto Normal	11
IV.2 Procedimientos Constructivos	11
IV.2.1 Perforación de Túneles con Aire Comprimido	11
IV.2.2 Método Constructivo	11
IV.2.3 Estabilidad del Frente, Paredes y Procedimientos Constructivos	11
IV.3 Nuevo Método Austriaco de Túneles	11
CAPITULO V CASO PRÁCTICO: TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO.	159
V.1 Antecedentes	160
V.1.1 Estratigrafía del Sitio	160
V.1.2 Cálculo de la Carga Actuante en las Paredes y Clave del Túnel	162
V.1.3 Cálculo Teórico de los Esfuerzos Actuantes en el Ademe	163
V.2 Objetivos	165
V.3 Mediciones de Convergencia	168
V.4 Nivelaciones de Precisión de Superficie	171
V.5 Interpretación de Resultados	172
CAPÍTULO VI INGENIERÍA DE COSTOS	197
VI.1 Cuantificación y Volumetría	198
VI.1.1 Especificaciones Generales de Proyecto	199
VI.1.2 Volúmenes de Proyecto	201
VI.2 Catálogo de Conceptos	202
VI.2.1 Normas y Especificaciones de Construcción	202
VI.2.1.1 Secciones de Convergencia en un Túnel	203
VI.2.1.2 Bancos de Nivel	204
VI.2.1.3 Referencias Superficiales	205
VI.2.1.4 Mediciones en Secciones de Convergencia	206
VI.2.1.5 Nivelación en Referencias Superficiales	208
VI.2.1.6 Informe Final	209
VI.2.2 Análisis de los Conceptos de Trabajo	210
VI.3 Análisis de Precios Unitarios	211
VI.3.1 Costo Base de los Materiales	216

VI.3.2 Costo Base de la Mano de Obra	218
VI.3.2.1 Costo Unitario del Trabajo	221
VI.3.2.2 Integración del Factor que Convierte los Salarios Base en Salarios Reales	223
VI.3.3 Costo Base de Equipo de Medición	227
VI.3.4 Costos Indirectos	232
VI.3.4.1 Costos Indirectos por Administración Central	234
VI.3.4.2 Costos Indirectos por Administración y Gastos Generales de Obra	236
VI.3.4.3 Fianzas en Materia de Construcción	237
VI.3.4.4 Costo por Financiamiento	238
VI.3.4.5 Costo por Utilidad	242
VI.3.4.6 Cargos Adicionales	244
VI.3.5 Programación de los Conceptos de Trabajo	246
VI.4 Presupuesto	249
CAPÍTULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	261
ANEXOS A) ALFABETO GRIEGO, B) TECNOLOGÍA DEL CONCRETO LANZADO	267
BIBLIOGRAFÍA	277

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Dentro del marco de la Ingeniería Civil y enfocado a la disciplina de la Construcción, existen diferentes tipos de obras, desde una casa habitación hasta la construcción de una Central Hidroeléctrica, que no es otra cosa más que una presa para generar electricidad utilizando la energía cinética del agua.

En este marco, es donde se encuentra la construcción de túneles, que si se ve desde un punto de vista práctico, es un paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación a través de un monte o montaña, también puede ser por debajo de un río u otro obstáculo como puede ser una ciudad, o una carretera.

Los túneles han tenido auge en México como solución para reducir pendientes y acortar distancias en carreteras, vías férreas, etc. Por otro lado, el transporte rápido de pasajeros dentro de las grandes ciudades, necesita de rutas directas imposibles de localizar en la congestionada superficie, por lo que es necesario que las vías de transporte sean elevadas o subterráneas.

En México se han construido túneles desde la época colonial, Enrico Martínez propuso a las autoridades un proyecto consistente en la construcción de un túnel en la zona de Nochistongo, al noroeste del Valle de México. El plan fue aceptado y el 29 de noviembre de 1607 el virrey dio la primera azadón de esta gran obra, que fue terminada en menos de un año. Así el Valle dejó de ser una cuenca cerrada para contar con su primera salida artificial de agua. Pero por falta de revestimiento, poco tiempo después ocurrieron derrumbes que inutilizaron el túnel; entonces se decidió sustituirlo por un tajo o zanja, que pudo ser terminado después de 160 años de trabajo, interrumpido por frecuentes derrumbes e inundaciones. Finalmente a partir de 1789 se dio salida permanente a las aguas de la cuenca de México, para seguridad de sus habitantes. En 1930 se terminó la

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

primera red de drenaje por gravedad, consistente en un sistema de tuberías que descargaban al Gran Canal del desagüe y en el Lago de Texcoco.

En el capítulo I “Estudios preliminares para definir la instrumentación”, se enuncian los diferentes tipos de túneles que existen de acuerdo a su función y geometría, así mismo se describen las principales características geológicas que se pueden presentar durante la construcción del túnel; también se mencionan los principales tipos de rocas, todo esto con la finalidad de establecer puntos de referencia donde se ubiquen los bancos de nivel así como la ubicación de los puntos de referencia para establecer el sistema de instrumentación.

Un túnel por pequeño que sea, invariablemente constituye un reto para los ingenieros, quienes habrán de utilizar todas las herramientas a su alcance para proyectarlos y construirlos con las debidas medidas de seguridad, en forma racional y económica. El ingeniero especialista en túneles debe prever el comportamiento y las deformaciones de una excavación; para esto, requiere, antes que nada poder definirlo teóricamente o al menos intuirlo para después contar con los medios para observarlo físicamente. Sin duda, la experiencia de los constructores prácticos resultan invaluable y deberán aprovecharse al máximo; sin embargo, no puede negarse que la Ingeniería adquiere cada día más importancia en las decisiones de obra, las que son cada vez menos intuitivas y están apoyadas, cada vez más en estudios de campo, análisis teóricos, cálculos numéricos, mediciones de campo y otras observaciones directas.

En los túneles, como en ninguna otra obra de ingeniería, los procedimientos constructivos influyen de manera determinante en el comportamiento y en los diseños estructurales, por lo que previamente a la construcción el ingeniero habrá de definir en forma preliminar el posible comportamiento de la excavación subterránea y recomendar un proceso constructivo adecuado y los sistemas de estabilización más convenientes para cada situación, así como un programa de observaciones de campo, como se verá en el capítulo II “Instrumentación”, las

cuales llegan a modificar en muchos casos los procedimientos constructivos o al menos condicionan las secuencias, etapas y ritmos de avance y algunas veces hasta el proyecto.

En las obras subterráneas, al afectarse una formación geológica, ocurre una respuesta del terreno que el ingeniero pretende conocer e interpretar de la mejor manera posible, tal respuesta se conoce comúnmente como deformaciones;

Con la excavación de un túnel, se altera el estado original de esfuerzos en las formaciones geológicas que la circundan y se pueden presentar los desplazamientos hacia el interior de la excavación; mediante un sistema de instrumentación, que se establece dentro del mismo túnel así como las mediciones efectuadas en el terreno natural, se lleva un control del desarrollo de los nuevos estados de esfuerzo en la formación geológica y de los desplazamientos hacia la excavación, con el propósito de asegurar la estabilidad de la obra, o en caso contrario, de tomar las medidas preventivas de seguridad necesarias durante la construcción y operación del túnel.

La Instrumentación consiste en la definición, selección e instalación de los aparatos de medición necesarios para registrar los movimientos y esfuerzos que se producen a lo largo del tiempo en el macizo rocoso o el suelo donde se está ejecutando la excavación y en los demás elementos estructurales, así como los efectos que puede producir el procedimiento constructivo empleado sobre las construcciones aledañas o instalaciones vecinas.

La instrumentación de túneles es una actividad que debe contemplarse desde la planeación de la obra, ya que cuando se realiza junto con otras actividades complementarias como son las observaciones geológicas detalladas en el campo, el procedimiento de excavación y la colocación de los sistemas de soporte se convierte en un elemento valioso que permite evaluar el grado de seguridad con que se realiza la excavación, permitiendo tomar decisiones y ejecutar acciones para reducir riesgos en su estabilidad y en el de estructuras adyacentes.

En el capítulo III “Deformaciones en la excavación de túneles”, se hace un análisis previo de deformaciones y una descripción de las acciones o causas asociadas a

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

las deformaciones, como son: el aflojamiento de la masa de suelo o roca, las fuerzas tectónicas desarrolladas en los estratos y las características intrínsecas propias del material; estas propiedades están asociadas directamente a la naturaleza de la masa de suelo, por lo que es importante hacer una descripción muy precisa del material, mediante sondeos, pruebas de laboratorio, pruebas in situ etc.

Al conocer las causas que originan las deformaciones se logra entender con claridad los mecanismos de causa y efecto. La Presión por Aflojamiento, La Verdadera Presión de Montaña y La Presión por Expansión; estas condiciones permiten modelar el comportamiento del suelo mediante un análisis matemático basado en las teorías de la Elasticidad y la Plasticidad que se complementan con la experiencia práctica en la construcción de túneles en el mundo.

Una vez que se conocen las causas y efectos que producen las deformaciones en los túneles se procede a analizar los elementos estructurales que minimicen estas deformaciones, como se verá en capítulo IV “Sistemas de estabilización y soporte del túnel”, por otra parte, el conocimiento exacto de la naturaleza geológica y geomecánica del macizo que debe de atravesarse, es fundamental a fin de elegir los medios de construcción, las modalidades y la sucesión de las etapas de trabajo, el tipo y la forma de la sección de revestimiento; no todos los aspectos que intervienen en la realización pueden ser tenidos en cuenta de una manera completa en la fase de proyecto y es necesario un cuidado constante durante el curso de los trabajos a fin de adoptar las modalidades de la excavación y las etapas de la realización de los revestimientos.

Se tendrá especial cuidado en aquellos problemas que se integran de una forma general en el marco del proyecto de un túnel. Concretamente dichos problemas son los relacionados con los dos aspectos que determinan la formulación de las específicas hipótesis de cálculo, es decir, las distintas características previsibles y condiciones del macizo rocoso, así como los correspondientes tipos y

modalidades constructivas de la excavación y el revestimiento.

Para tener un conocimiento de cómo se lleva a cabo la Instrumentación, se presenta en el capítulo V “Caso práctico: Túnel Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México”, donde se hace un estudio de las secciones de convergencia, en diferentes secciones a lo largo del túnel, así como el seguimiento del comportamiento en la superficie.

Indudablemente los túneles son obras que tienen una derrama económica importante, por eso es necesario que para una obra de tal importancia, como lo es la construcción de un túnel, se conozca el costo que representa la instrumentación del mismo a precio actual; este tema se analiza en el capítulo VI “Ingeniería de costos”. En este caso la integración de dicho costo requiere de un análisis que contempla todos los factores necesarios para integrar un catálogo de conceptos y sus respectivos precios unitarios, y que dicho análisis es una jerarquización de procesos que se deben realizar de manera ordenada para llegar a obtener un costo final de obra reflejado en un presupuesto.

Así mismo se hacen las recomendaciones y conclusiones de cada capítulo en base a las experiencias del caso práctico y a la literatura consultada. También se presenta el Anexo A “Alfabeto griego”, para una mejor comprensión de la simbología utilizada en este trabajo; en el Anexo B “Tecnología del concreto lanzado”, se explica esta técnica utilizada para revestimientos en túneles. Finalmente se anexa un listado de la bibliografía consultada.

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

CAPÍTULO I

ESTUDIOS PRELIMINARES PARA DEFINIR LA INSTRUMENTACIÓN

CAPÍTULO I

ESTUDIOS PRELIMINARES PARA DEFINIR LA INSTRUMENTACIÓN

En este capítulo I “Estudios preliminares para definir la instrumentación”, se hace énfasis en los conceptos generales que se abordan a lo largo del presente trabajo para una mejor comprensión de los temas aquí tratados; así como dar un panorama general de todo lo que se relaciona con el estudio y la instrumentación de túneles. En primer lugar se dan algunas definiciones como: galerías, túneles, corteza terrestre, discontinuidades, fracturas o diaclasas, fallas geológicas, estados de esfuerzos, etc.; así como la clasificación de los túneles de acuerdo a su función y de acuerdo a su ubicación. También se da una descripción de los estudios más importantes que se realizan antes, durante y después de la construcción de un túnel.

I.1 GENERALIDADES Y DEFINICIONES

La instrumentación de túneles consiste en la colocación de los instrumentos de medición para llevar un registro y análisis del comportamiento de las deformaciones que sufre el túnel desde el momento de su construcción, para poder realizar las medidas necesarias para estabilizarlo en caso de que las deformaciones indiquen un posible colapso.

A continuación se proporcionan las definiciones de los conceptos relacionados con los túneles; así como los estudios que se realizan antes, durante y después de la construcción de los mismos; cabe mencionar, que la ingeniería de túneles se desarrolló a partir de actividades como la minería.

Galerías. Corresponde a pasos subterráneos que permiten el acceso del personal a los frentes de trabajo, el transporte de material y el alojamiento de todo tipo de

conducciones, desde cables eléctricos hasta tuberías de aire comprimido en una mina. El tamaño de la sección transversal es variable: según la finalidad a la que se destinen pueden ser desde 4 m² hasta los 20 m² las mayores. Las más usuales no sobrepasan los 13 m² con un ancho de 4 m. Actualmente la forma de su sección transversal tiende a ser semicircular, aunque también se encuentran galerías trapezoidales. A partir de la experiencia conseguida en la excavación de galerías en el campo de la minería se ha desarrollado la metodología de construcción de túneles.

Túneles. Como se sabe, un túnel es una excavación subterránea que consiste en una horadación más o menos profunda en la corteza terrestre que se realiza con un fin de servicio específico; como para transporte, para albergar instalaciones diversas, por necesidades científicas, para protección de personas, para almacenamiento de petróleo o de residuos radioactivos, etc. Su sección transversal se divide en varias partes, ver Figura I.1 “Elementos de la sección transversal de un túnel”. El punto más alto del túnel se denomina clave; las partes laterales reciben el nombre de paredes o hastiales; la parte superior del túnel es llamada bóveda y la parte inferior es la cubeta.

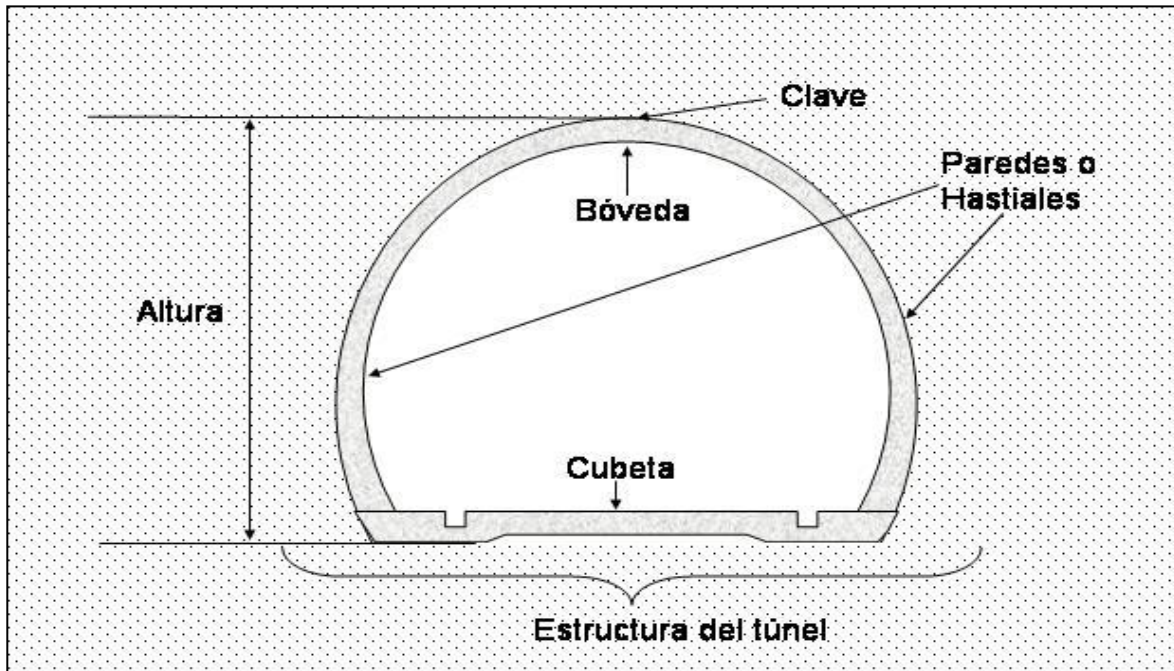
I.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS TÚNELES DE ACUERDO A SU FUNCIÓN

Los túneles se clasifican de acuerdo al servicio para el cuál han sido diseñados y también por su ubicación en la corteza terrestre. A continuación se da la clasificación de los túneles de acuerdo a las principales funciones a que son destinados.

Túneles para transporte. La construcción de túneles para salvar obstáculos naturales se practica desde tiempos muy remotos. En un principio fueron las conducciones de agua las que necesitaron de una solución túnel, debido a los requerimientos de pendiente mínima o nula; más adelante el desarrollo del ferrocarril, y posteriormente el desarrollo de los vehículos automóviles hicieron

necesaria la construcción de túneles por razones parecidas a las anteriores (para evitar fuertes pendientes ó para acortar distancias y ganar seguridad).

FIGURA I.1 ELEMENTOS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN TÚNEL



A continuación se enumeran los distintos tipos de túneles que se construyen para el transporte:

Túneles para el transporte de personas y mercancías:

- En carreteras.
- En líneas de ferrocarril.
- En líneas de transporte urbano (Metro).
- Pasos para peatones.
- Pasos para ciclistas.

Túneles para el transporte de agua:

- En canales.
- En abastecimientos urbanos.
- Para el riego.

- En centrales hidroeléctricas.
- Para el agua de enfriamiento en centrales térmicas y nucleares.
- Para el desalojo de aguas residuales (drenaje profundo).

Túneles para almacenamiento. El difícil almacenamiento de determinadas sustancias y materiales se soluciona en ocasiones con túneles, que garantizan las necesarias condiciones de seguridad en unos casos, y evitan en otros el fuerte impacto ambiental que ocasionarían unos grandes depósitos en la superficie:

- Almacenamiento de petróleo.
- Almacenamiento de residuos radioactivos.
- Almacenamiento de materiales para usos militares.
- Embalses subterráneos.

Túneles para instalaciones. Con esta función se construyen por medio de túneles aunque, al igual que los de almacenamiento, más que túneles, son por sus dimensiones, verdaderas cavernas:

- Centrales energéticas.
- Estacionamiento de vehículos.
- Depuradoras de aguas residuales.

Túneles para protección. También se construyen túneles cuya función es la de proporcionar protección a las personas, tanto militares como civiles; en los últimos tiempos se han construido para la defensa frente a ataques nucleares. En este tipo de túneles el mayor reto es la resistencia de la estructura a los explosivos, así como la preservación de la vida durante un largo periodo de tiempo.

Lumbrera. Es un pozo vertical que sirve para tener acceso a los diferentes frentes de trabajo cuando se está construyendo el túnel; así como para extraer el material excavado e introducir toda la maquinaria necesaria para la perforación del túnel y para iluminación y ventilación.

I.1.2 FACTORES RELACIONADOS CON LA FUNCIÓN DE CADA TÚNEL

Estos factores que se enumeran por separado son, sin embargo, dependientes entre sí, de manera que la elección de unos condicionará la de otros:

- a) La ubicación del túnel, que podrá ir a través de una montaña, ser subacuático o urbano.
- b) El terreno puede ser un limo blando hasta una roca dura; la selección que se haga del terreno implicará cambios en la geometría, en la forma de la estructura y por supuesto en el método de construcción.
- c) Las dimensiones del túnel acabado (ancho, altura y longitud), así como los parámetros que definan la planta (curvas, circulares, de transición) y el alzado (pendientes máximas); estos límites podrán ser muy reducidos en unos casos, y se podrá disponer de un amplio campo de posibilidades en otros.
- d) La forma estructural de la sección transversal, que podrá ser un círculo, rectangular, de herradura; el material utilizado será el concreto con mayor o menor espesor y el acero. La forma estructural deberá soportar las presiones de los terrenos. Tanto el tipo de terreno como el método de construcción influirán decisivamente sobre la forma estructural.
- e) El sistema de construcción, que presenta numerosas posibilidades, desde la excavación por explosivos hasta las máquinas tuneleadoras a sección completa, pasando por los procedimientos de corte del terreno y posterior relleno para los túneles más superficiales. La elección del método vendrá determinada por las condiciones del terreno pero también por los medios económicos de que se disponga.

I.1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS TÚNELES POR SU UBICACIÓN

Otra clasificación de los túneles, hablando ahora de los destinados al transporte,

podría ser por su ubicación. Los obstáculos naturales que hay que salvar son variados (cadenas montañosas, ríos estuarios o mares, y en una ciudad las calles, edificios u otras estructuras). Por ello los túneles se clasifican en túneles bajo cadenas montañosas, túneles subacuáticos y túneles urbanos.

I.1.4 FORMA Y DIMENSIONES DE LOS TÚNELES

La sección tipo de un túnel para ferrocarril, ver Figura I.2 “Distintas secciones para dos vías”, difiere según el tipo de terreno: en roca se utilizan generalmente muros verticales y la bóveda de medio punto (sección herradura), en terrenos menos resistentes ésta se aproxima más a una forma ovoidal añadiendo una solera, y en mal terreno se tiende al círculo, con contra bóveda inferior. Su gálibo (acotación) interior suele ser de 5 m de ancho y 7 m de altura para una sola vía, y las vías gemelas suelen tener un ancho de 8.5 m. Los túneles carreteros tienen una sección tipo un poco mayor que la de ferrocarril de vía doble. El ancho para dos carriles ronda los 9 m y la altura libre es alrededor de 5 m. Lo normal es que se construyan túneles de dos carriles únicamente ya que en todos los túneles el aumento del ancho repercute de manera desproporcionada en el costo, al tenerse no solo que excavar un mayor volumen sino también aumentar el espesor del revestimiento. Por ello es preferible excavar dos túneles paralelos con dos carriles cada uno cuando las necesidades sean de cuatro vías (dos para cada sentido). En el caso de túneles para el metro difieren en algunos aspectos de los de las líneas de ferrocarril. En primer lugar suelen tener frecuentes secciones subacuáticas, ya que son pocas las grandes ciudades que no tengan ríos o estuarios que cruzar. En general son túneles tan poco profundos como sea posible, por la importancia de un rápido y fácil acceso desde la superficie; es por ello que en los tramos donde no se ocasionan excesivos problemas por el corte de calles ni el apeo o el corte de servicios más superficiales (líneas eléctricas, de gas, de alcantarillado, etc.) se construyen por el método de corte y relleno que, como su nombre sugiere, consiste en excavar desde la superficie para posteriormente y a cielo abierto construir el túnel, y por último rellenar y reconstruir la superficie. Otro que afecta

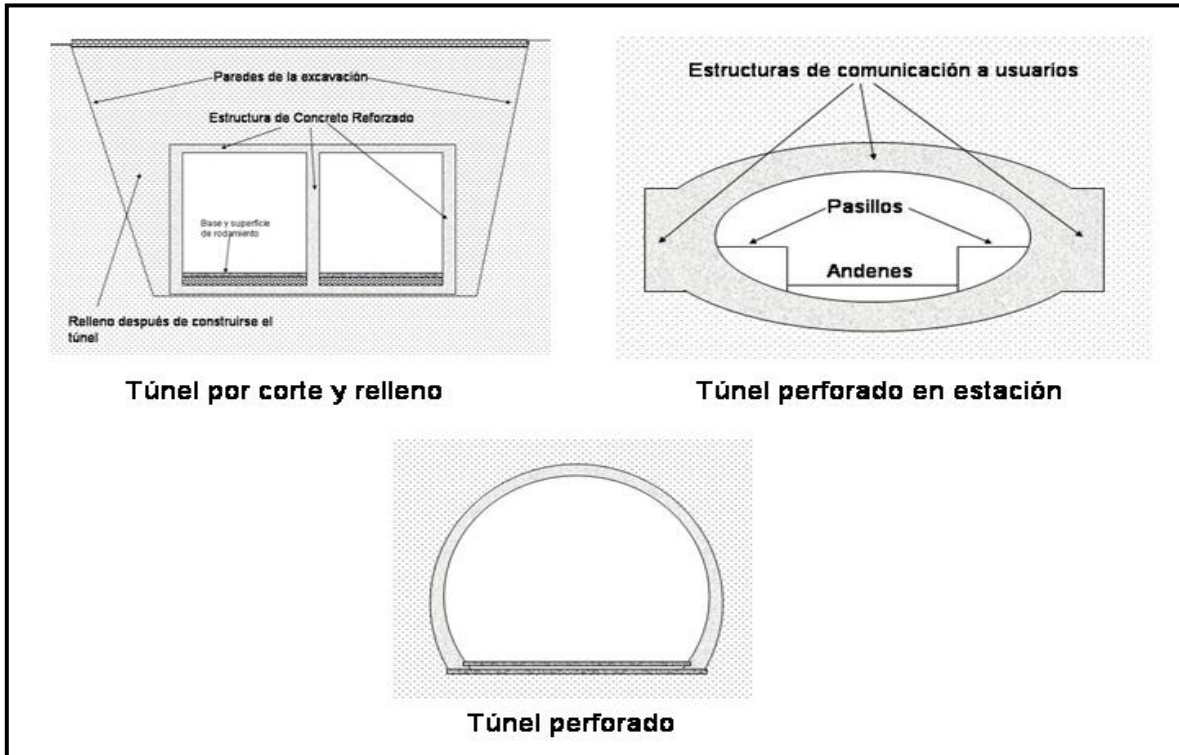
en menor grado a la superficie es el denominado por pantallas, utilizado en terrenos inestables o de relleno propios de las zonas urbanas. Se construyen dos pantallas de concreto armado en el sentido longitudinal del túnel (en esta fase sólo se han excavado dos estrechas y profundas zanjas verticales), a continuación se excava la zona entre pantallas hasta llegar a la línea curva de la bóveda, sirviendo el mismo terreno de cimbra, se construye la bóveda con concreto armado, para por último vaciar el hueco (con maquinaria convencional) y construir la contra bóveda. Los túneles en las estaciones (túneles de estación) son mayores que los túneles de recorrido, y presentan, respecto a su ancho, una sección aún más rebajada. En éstos se exigen normas estrictas de impermeabilización, así como una buena iluminación y buenos acabados.

Corteza terrestre. Es un complejo de materiales naturales constituidos por formaciones geológicas (suelos y rocas) con sus estructuras; estratificaciones, plegamientos, discontinuidades, fallas, fracturas, diaclasas, etc.

Discontinuidades. El término discontinuidad generaliza a cualquier estructura, casi siempre plana que afecta o interrumpe la continuidad de un macizo rocoso e incluye planos de estratificación, fracturas, fallas, esquistocidad o contactos litológicos, principalmente. La estratificación es la discontinuidad clásica de las rocas sedimentarias (seudo estratificación en volcánicas) y representan pequeños intervalos de tiempo de no depósito y litificación.

Fracturas o diaclasas. Son discontinuidades causadas ya sea por esfuerzos tectónicos o por relajación de ellos, gravitacionales o por enfriamiento y que no tienen desplazamiento entre sus planos; pueden causar problemas de estabilidad ya que comúnmente se encuentran agrupadas en sistemas con diversas orientaciones e inclinaciones, las cuales pueden llegar a definir bloques potencialmente inestables hacia las excavaciones subterráneas. Esto se puede visualizar fácilmente al analizar los mismos casos desfavorables de la estratificación, agregándole planos de deslizamiento en las más diversas orientaciones constituidos por fracturas.

FIGURA I.2 DISTINTAS SECCIONES PARA DOS VÍAS



Fuente: Topografía subterránea. Ana Tapia Gómez.

Fallas geológicas. Tienen las mismas características que las fracturas, pero teniendo desplazamiento entre sus planos y dan el mismo tipo de problemas en las excavaciones subterráneas. Por el tipo de movimiento que puedan presentar, se clasifican de la manera siguiente:

- Fallas normales. Resultan de esfuerzos de tensión, existe un bloque alto y el otro desliza a rumbo de echado; son las más frecuentes, pueden o no presentar relleno arcilloso o de roca triturada.
- Fallas inversas. Resultan de esfuerzos compresivos, presenta un bloque que se encima en el bajo, en contra pendiente; por lo general presenta poca inclinación (20° a 40°), relleno arcilloso y de roca triturada.
- Fallas de desplazamiento lateral. Se deben a esfuerzos de cizalla, un bloque desliza con respecto a otro en un plano casi vertical y en sentido horizontal; aunque existen oblicuas (con movimiento horizontal y componente vertical).

En la descripción de discontinuidades, ya sean fallas, fracturas o estratificación es importante para los estudios geotécnicos, detallar en su espesor, continuidad, tipo y espesor de relleno, planaridad (ondulada, lisa), y espaciamiento.

Estados de esfuerzos. En la corteza terrestre existe un estado de tensión inicial originado por las fuerzas gravitacionales y las fuerzas tectónicas. Cada elemento de la corteza terrestre está sujeto a un estado de esfuerzos iniciales. Estos esfuerzos residuales en la corteza terrestre generalmente están en equilibrio y satisfacen condiciones de continuidad y de frontera. Al horadar la corteza terrestre para efectuar una excavación subterránea, el equilibrio interno se rompe, se altera la continuidad y cambian o aparecen nuevas condiciones de frontera. Esta alteración ocasiona un cambio en el estado de tensión original que al ocurrir, se manifiesta por medio de deformaciones (corrimientos y desplazamientos). El cambio en el estado de tensión ocurre conforme avanza la excavación y se produce casi instantáneamente alrededor de ésta, no así sus efectos (deformaciones) que pueden presentarse en forma diferida y lenta y que continúan a través del tiempo hasta que se alcanza una estabilización aparente o real. Las deformaciones (corrimientos) son detectables en el borde interior de la excavación y, en ocasiones, en la superficie libre por encima del túnel. Su medición tiene un valor incalculable para el control de las obras subterráneas.

I.1.5 ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL

Antes de que un túnel se pueda planear en su concepto general y diseñar en detalle, es necesario hacer un gran acopio de información básica sobre los aspectos físicos del proyecto, además o con anterioridad de los estudios económicos, con los cuales sostiene una relación directa. La necesidad de una detallada y extensa investigación es mayor que para la mayoría de otros tipos de construcción o partes de un proyecto. La construcción de túneles es

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

necesariamente costosa, pero constituye una falsa economía el tratar de ahorrar en la información requerida para poder hacer la mejor selección de su trazo, nivel, método constructivo y soporte definitivo; así como su mantenimiento.

Se deberá contar con el grado más amplio de la topografía de la zona, así como los datos geológicos, geotécnicos, hidrológicos y geohidrológicos. Por supuesto que el grado y avance de la investigación dependerá de la magnitud del proyecto y del conocimiento y experiencia que se tenga de las características del terreno, basándose en las excavaciones y trabajos previos. Aunque no importando cuán excelentes sean los registros anteriores y trabajos previos, cada nuevo proyecto se beneficiará con las perforaciones adicionales y otras exploraciones del lugar.

Las investigaciones para un túnel deberán ser una actividad continua durante su proyecto, diseño y construcción. En la medida en que se va utilizando cada parte de la información, aparecen nuevos y más específicos problemas, por lo que pueden ser necesarias investigaciones adicionales.

Al proyecto general de las posibles rutas y niveles basados en la topografía, le sigue un examen detallado de las posibles alternativas hasta el punto en que se pueda seleccionar el trazo más favorable y evidente. Aún en una etapa avanzada se puede optimizar considerablemente el nivel o el alineamiento, por ejemplo, donde se localiza un macizo rocoso más conveniente (o menos problemático) o un terreno más adecuado para el equipo que se utiliza o se pretende utilizar (posibilidad de ventanas auxiliares o pared, etc.). En cualquier caso, la información adicional y más completa sobre la estructura del terreno por donde se va a excavar el túnel seguirá siendo un requisito continuo; hay casos, debido a la complejidad del terreno, que inclusive habrá que llevar barrenación exploratoria más allá del frente de avance, como medida de seguridad y planeación de reprogramación de actividades (cambio del tipo de trabajos de estabilización, inyecciones, drenaje, etc.).

Topografía. En el aspecto topográfico, la primera actividad corresponderá al acopio y estudio de los mapas existente a la mayor escala disponible. Es aconsejable realizar una inspección al sitio desde las primeras etapas del proyecto. Ya desde los inicios de anteproyectos de las primeras rutas tentativas que se trazan del túnel se hace evidente la necesidad de levantamientos más detallados. El control topográfico de un túnel comprende cierto número de etapas y operaciones. La etapa inicial consiste en el levantamiento topográfico con el fin de obtener un plano con curvas de nivel, en donde sea posible trazar sobre el terreno el mejor alineamiento del túnel y que se pueda utilizar en la construcción. Lo anterior da lugar a una red de alternativas, en la cuál se traza sobre el terreno el alineamiento del túnel y se utiliza en la construcción de la red superficial, se prolonga hacia abajo del terreno según avanza la excavación y se utiliza de control detallado del frente y también en la colocación del revestimiento.

En las operaciones de construcción de túneles, la red de control superficial debe ser lo suficientemente precisa como para abarcar y ligar ambos extremos del túnel antes de que comience la obra; la correspondiente red subterránea se prolongará según avance la excavación. En la mayoría de los casos, la red subterránea del levantamiento depende de una prolongación hacia adelante de una base relativamente corta, que será realmente muy corta cuando el acceso es por lumbrera y, por esta razón es necesaria una precisión muy alta en las mediciones angulares. El levantamiento de un túnel abarca por lo común un área limitada como para que sea aplicable la geometría plana, sin tener que hacer referencia a la curvatura de la tierra. La correlación con un sistema nacional de referencia se alcanza simplemente con la incorporación de dos o más puntos comunes en la red, los cuales se pueden utilizar para hacer una transformación de coordenadas.

En caso de túneles largos (más de 10 kilómetros), las consideraciones geodésicas que se originan por la curvatura de la superficie de la tierra tornan más complejos los problemas del trabajo topográfico.

En los túneles largos, como los utilizados en conducciones y abastecimientos de agua, los aspectos de la curvatura son significativos para el control de niveles y pendiente; también para la convergencia de meridianos si es que el norte verdadero es importante en el levantamiento. El grado de complejidad aumenta cuando se contemplan trazos curvos en el túnel, ya que se tienen que considerar curvaturas dobles.

Tolerancia en la excavación de túneles. La tolerancia para un túnel varía según el fin a que se destine, pero puede tener un valor del orden de más o menos 40 mm en el caso de un tren urbano subterráneo en el que se coloca un revestimiento precolado en segmentos atrás del frente. Es obvio que en túneles para abastecimiento de agua, las tolerancias locales pueden ser mayores; pero en túneles de alcantarillado, los niveles se especifican con extrema precisión. En cualquier caso, cuando se excava un túnel en dos o más frentes, la precisión para encontrarse debe ser menor de 75 mm; cuando no se tiene la seguridad de poder cumplir con dicha condición, es práctica usual excavar una galería piloto para asegurar el entronque preciso.

Fotogrametría. La Fotogrametría se utiliza para la preparación de mapas a partir de fotografías aéreas, es muy útil en la preparación de planos topográficos de semi detalle necesarios para los trabajos de investigación de túneles tanto en zonas urbanas como rurales y sobre todo cuando la obra ocupa una gran extensión. La fotogrametría requiere del uso de equipos costosos, tanto para la obtención de las fotografías como para la transformación de las mismas a escalas precisas, por lo que se debe recurrir a empresas especializadas.

Las cámaras fotográficas deben producir imágenes de baja distorsión y escala uniforme, y además, es necesaria una red de control terrestre para orientar y dimensionar a escala y con precisión las fotografías.

La precisión de un plano fotogramétrico dependerá obviamente del equipo

fotográfico, altura de vuelo, las técnicas y métodos de proyección; del apoyo terrestre y características orográficas y de vegetación de la zona en estudio. Con las técnicas más refinadas de localización de puntos puede llegar al 0.012 % de la altura del vuelo para un rango de 1,000 a 2,600 metros.

En el aspecto de instrumentación topográfica, en años recientes los teodolitos y los niveles han experimentado considerables avances en su diseño. Son más compactos, de fácil manejo, mayor precisión y mejor protegidos para su manejo.

Los niveles automáticos han reemplazado al basculante en los trabajos subterráneos; se han mejorado la velocidad, conveniencia y precisión. El rayo láser se utiliza con mayor frecuencia para proporcionar una línea visible de guía para el control de la excavación en el frente.

Geología. Dentro de las ciencias naturales, la Geología es una parte esencial en la construcción de túneles, debido a que se trabaja en el interior de la masa rocosa. La ingeniería de túneles se relaciona íntimamente con los aspectos de la Geología Física, la cual analiza el material que rodeará al túnel, su reacción ante el cambio del estado natural de esfuerzos y los esfuerzos inducidos. La Geotecnia, por otro lado es una rama de la ingeniería civil que trata específicamente de la relación de esta disciplina con la Geología en su más amplio sentido, el comportamiento estructural y mecánico de los suelos y rocas en la medida en que los afecta la construcción; suele abarcar a la mecánica de suelos, la de rocas, la hidrología y la sismología. Existe inevitablemente un traslape entre todas estas materias.

El estudio geológico debe hacer énfasis en los rasgos de tipo geológico que pueden influir en la localización, factibilidad (técnica y económica), diseño y construcción del túnel.

Se pueden distinguir cuatro etapas de estudios geológicos, una vez definida la

necesidad de la construcción de un túnel, a saber:

- a) Estudios preliminares. En esta etapa se realiza la recopilación y análisis de información existente del área de interés; complementándose con reconocimientos de campo, verificación en fotografías aéreas y estudios cartográficos de tipo geomorfológico. En esta fase se pretende conocer el ambiente geológico general, con lo cual se puedan planear fundamentalmente las investigaciones subsecuentes, determinar zonas o pasillos con los mejores reconocimientos de campo, verificación en fotografías condiciones geológicas y tal vez hasta efectuar una elección preliminar de alternativas del trazo del túnel.
- b) Estudios de detalle. En esta segunda etapa se desarrollan estudios más completos, con el fin de determinar, ya sea la factibilidad del proyecto o las condiciones geológicas que enfrentará un trazo obligado, para fines del cálculo de costos; se define y justifica el trazo definitivo y se describen sus condiciones generales.
- c) Estudios de diseño. En esta etapa se desarrollan estudios complementarios de mayor detalle, pero con objetivos muy específicos, como los de acabar de optimizar el trazo definitivo, definir a detalle los tratamientos de estabilización del terreno, revestimiento y procedimientos constructivos; con todo esto se llegará al diseño, tiempos y costos definitivos.
- d) Estudios de apoyo para la construcción. Ya en la fase de excavaciones los estudios de apoyo consisten principalmente en llevar el cartografiado geológico del detalle (“capa por capa, fractura por fractura”); que incluyen registro de zonas de alteración del macizo rocoso y optimización de los diseños de soporte de estabilización temporal; humedad (gastos de filtraciones) y su relación con la piezometría, control de voladuras; avances de tuneledora mecánica (topo) y; sobre excavaciones y su imputabilidad. Todo esto incidirá en la economía (costos-estimaciones), estabilidad y el revestimiento definitivo.

En túneles como en ninguna otra obra de ingeniería, los procedimientos constructivos influyen de manera determinante en el comportamiento y en los diseños estructurales por lo que previamente a la construcción el ingeniero civil habrá de definir en forma preliminar el posible comportamiento de la excavación subterránea y recomendar un proceso constructivo adecuado y los sistemas de estabilización más convenientes para cada situación, así como un programa de observaciones de campo, las cuales llegan a modificar en muchos casos los procedimientos constructivos o al menos condicionan las secuencias, etapas y ritmos de avance.

En las obras subterráneas, al afectarse una formación geológica, ocurre una respuesta de la masa que el ingeniero civil pretende conocer e interpretar de la mejor manera posible. Tal respuesta se conoce como comportamiento de deformaciones y depende principalmente de los siguientes factores:

- Condiciones geológico-estructurales, propiedades de deformación y de resistencia del macizo rocoso.
- Estado inicial de esfuerzos en el macizo rocoso.
- Forma y dimensiones de la excavación.
- Procedimiento constructivo y sistemas de soporte y/o estabilización.

Los dos primeros factores plantean el mayor número de incógnitas. A través de reconocimientos de campo, fotografías aéreas, sondeos, así como exploraciones geofísicas, es posible tener un conocimiento preliminar de la estructura rocosa; y con las pruebas de laboratorio, así como las pruebas de campo, es posible identificar sus propiedades mecánicas.

En el diseño de una excavación subterránea existen algunas variables, tales como nivel freático, la resistencia del terreno, la presión hidrostática, las fallas geológicas, etc.; las que son de difícil evaluación y algunas de ellas son de difícil control durante la ejecución de los trabajos en túneles; por lo que la

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

instrumentación y un buen programa de mediciones son herramientas de fundamental importancia durante la ejecución de la obra, ya que con estos medios se puede observar el comportamiento de la estructura subterránea y comprobar si este se apega a las predicciones.

Las mediciones que se efectúan durante la construcción deberán de proporcionar la información necesaria para verificar la validez del diseño, así como indicar si las medidas de control adoptadas son suficientes o deficientes y poder ir modificando el diseño teórico original en busca de una mejor solución.

Además de los túneles de montaña como vías de comunicación los túneles urbanos se han venido utilizando como una solución para mejorar las comunicaciones y los servicios públicos en áreas congestionadas, transfiriendo al subsuelo todos aquellos servicios, no necesarios en la superficie, que perturben la vida urbana. Los túneles urbanos pueden tener además una distinta finalidad, que puede ser su uso como colectores y galerías de servicios; sin embargo, los más importantes son los destinados al transporte público colectivo que presentan una serie de particularidades propias como su rigidez de trazo, el número relativamente elevado de conexiones con la superficie y las grandes secciones que, a veces se precisan en áreas de acceso público, como ocurre con las estaciones del metro, así como los centros de enlace y trasbordo.

Para el control técnico de una obra subterránea, no basta con llevar a cabo pruebas de calidad de materiales y de verificación topográfica. Ni siquiera sería suficiente una verificación sistemática del cumplimiento en obra de los diseños y especificaciones del proyecto. Un túnel requiere del seguimiento en obra, tanto de la naturaleza y características del terreno excavado, como de las deformaciones, corrimientos y otras manifestaciones del comportamiento de las deformaciones de la excavación, de las estructuras de soporte y del medio circundante.

El conocimiento y análisis de esta información favorece la toma de decisiones que,

frecuentemente, modifican los procedimientos constructivos, su ritmo de avance y sus secuencias. Además, las mediciones de campo bien utilizadas, proporcionan información valiosa, que introducida a los modelos de cómputo, permite ajustar los parámetros de deformaciones y resistencia, con lo cual es posible mejorar substancialmente las predicciones de comportamiento para etapas de excavación subsecuentes y además mejorar o adecuar el dimensionamiento de los elementos de estabilización, soporte y revestimiento.

Hidrología. El agua tiene una función importante en la construcción de toda obra civil, especialmente en la construcción de túneles, por lo que es esencial obtener información sobre sus diversas manifestaciones. Aparece en la superficie en forma de manantiales, arroyos, ríos, lagos, estuarios y mares. Está presente bajo el suelo ocupando los poros de casi cualquier material que esté bajo el manto freático, pero, por lo general también está presente por encima del mismo, mantenida por acción capilar o la absorción; puede estar estática o fluir a través del suelo permeable o las fisuras, como corrientes subterráneas, especialmente en calizas. En relación al agua, hay cuatro puntos importantes:

- Puede inundar un túnel irrumpiendo por un frente expuesto, o como agua superficial que entra desde un tiro hasta una galería.
- La presencia del agua en el terreno añade presión hidráulica a la carga ejercida sobre el revestimiento impermeable.
- El agua de los poros modifica las propiedades plásticas y la resistencia de los suelos; el agua en las fisuras puede reducir la resistencia al corte de la roca al ejercer presión de poro en las discontinuidades.
- El agua que penetra en los lechos de anhidrita y otros minerales puede reaccionar químicamente con los mismos causando hinchazón y ruptura.

Agua superficial. En lo que se refiere al agua superficial se dispone frecuentemente de los registros de los niveles de ríos y lagos, y son útiles si están correlacionados con la precipitación. En la ausencia de estos registros son

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

aconsejables las observaciones sistemáticas. Además de los problemas originados por las avenidas superficiales, los cambios en los niveles superficiales, afectarán consecuentemente los niveles del manto freático en el terreno y, por consiguiente, las presiones y gastos de agua de entrada en túneles. En las obras urbanas no se debe pasar por alto la posibilidad de que existan sobrecargas en drenajes cercanos, así como contracorrientes de agua a lo largo de las tuberías que han sido interceptadas pero no se han sellado de un modo adecuado.

En túneles subacuáticos, el mayor peligro que se puede presentar es casi siempre por inundación o fallas del terreno en y/o inmediatamente detrás del frente, antes de haber terminado la construcción del revestimiento. En el caso de una ruptura en el frente, el agua que viene del mar o de los ríos será ilimitada. Cualquier tipo de flujo de agua, a menos que se ataque inmediatamente, tiende a formar un canal con un ancho que aumenta gradualmente y por consiguiente aumentará su volumen. Las medidas preventivas y la forma de remediar los daños, aparte de usar escudos, ademe ajustado y aire comprimido, incluye la reducción de la permeabilidad y el esfuerzo del suelo mediante la inyección de selladores o la congelación, o la colocación de un delantal de arcilla en el lecho del río.

En los túneles de montaña los manantiales alimentados por las fisuras, pueden descargar a presión y temperatura altas, pero es probable que disminuya el gasto con el tiempo según se agote el acuífero inmediato. Sin embargo, estos flujos de agua también pueden arrastrar sólidos, deslavando el material de relleno de las diaclasas, o pueden arrastrar arena de un estrato débilmente cementado que por consiguiente, queda interrumpido.

En todos los túneles, el problema de entrada de agua se debe considerar en términos de la extensión del acuífero que la alimenta, y de la erosión y transporte de los sólidos resultantes.

A presiones muy altas, se debe examinar la acción de los esfuerzos sobre el

revestimiento en el túnel terminado por acumulación de la presión hidrostática total. Si hay suficientes drenes y bombas, una filtración aceptable permite limitar la presión externa y, en parte, controlarla; esto puede ser preferible a un revestimiento completamente impermeable. En el caso de los túneles para energía eléctrica, no es posible que se acepte esta condición y el revestimiento debe ser diseñado tanto para los casos de alta presión interna en condiciones de trabajo, como para alta presión externa de los poros cuando se ha drenado el sistema.

Agua subterránea. El agua subterránea se origina cuando la precipitación o nieve se filtra en el subsuelo hasta llegar a los estratos inferiores, donde resulta de importancia para la construcción de túneles. Su absorción, movimiento, almacenamiento y descarga están regulados por la porosidad y permeabilidad de los suelos y rocas y por su estructura geológica, además del nivel del manto freático.

Manto freático. El manto freático constituye un nivel crítico dentro del patrón de flujo. Es la superficie enterrada por debajo de la cual está saturado el terreno, y se encuentra por lo general a una cierta profundidad por debajo de la superficie, variando de tiempo en tiempo con la precipitación. En los sondeos se presenta como el nivel inmóvil del agua, y cerca de los lagos y los ríos está el nivel libre del agua, elevándose suavemente según aumente la distancia al agua libre. Marca la superficie de un depósito libre de agua, que descarga por los manantiales siempre que el manto freático se encuentre por encima del nivel del terreno y, a veces, por manantiales sumergidos en el lecho de un río o hasta por debajo del mar.

Por encima del manto freático, los suelos y las rocas sólo están parcialmente saturados y cualquier agua libre se mueve hacia abajo, a la velocidad que le permita la permeabilidad, hasta que llegue al manto freático, donde reabastece el depósito y eleva el nivel superficial de éste. No toda el agua de los poros está libre, hay gran parte retenida en los materiales de grano fino por acción capilar. Existe además agua absorbida, que está unida a las partículas por acción

molecular. Esta agua absorbida es fundamental para la estructura y las características de las partículas de una arcilla y proporciona resistencia al cortante en forma tal que el agua capilar no lo hace; no se desplaza fácilmente por consolidación o algo parecido; al desecarse puede provocar desprendimientos.

El movimiento a través del terreno saturado por debajo del manto freático es más lento y está regulado por la permeabilidad y los gradientes hidráulicos hasta los puntos finales de descarga; puede haber más de un nivel del manto freático a causa del efecto limitante de los estratos impermeables (acuíferos colgados).

Porosidad. El porcentaje de huecos con respecto al volumen total de roca o suelo es la porosidad y, por lo tanto es menor que la unidad; no se ha de confundir con la “relación de vacíos”, que es la razón volumétrica de huecos a sólidos. La porosidad es una característica de un espécimen de una roca en el laboratorio y no tiene en cuenta las juntas, fisuras y otras cavidades; con la inclusión de estas últimas, la porosidad total puede ser mayor.

Permeabilidad. La permeabilidad mide la velocidad a la que el agua puede pasar a través del suelo o la roca. Para estos objetivos en particular el coeficiente de permeabilidad, k , está definido por la ecuación $q = ki$, donde q es el gasto del agua a través de un área unitaria e i es el gradiente hidráulico en la dirección del flujo. Como en el caso de la porosidad, la permeabilidad total, utilizando la estructura de las discontinuidades puede ser mayor que la de un espécimen que carezca de fisuras. La permeabilidad total puede ser decididamente direccional, siguiendo el patrón dominante de las discontinuidades.

Acuífero. Es el término utilizado para un estrato de roca permeable que puede retener el agua, y a través del cual puede pasar ésta.

Gases. El más común en la construcción de túneles es el metano, el cual se puede originar en los estratos que tienen contenido orgánico y surgir en las áreas adyacentes. Es común en las cercanías de los mantos carboníferos, pero proviene

también de la descomposición de las plantas en los lechos de los lagos, de los depósitos de turba y, a veces, de los vertederos de basura. Es más ligero que el aire (densidad relativa 0.56) y se inflama con facilidad al mezclarse con el aire a concentraciones de 5 % o mayores, con una explosión como resultado. Si están presentes estratos de esta naturaleza, se deben efectuar pruebas para detectar metano en cualquier investigación.

El ácido sulfhídrico (H_2S) puede aparecer también como producto de la descomposición orgánica y es altamente tóxico. Puede estar presente en drenajes en uso o abandonados.

El monóxido de carbono (CO) es más conocido como constituyente de los gases de escape de los motores de gasolina, pero puede generarse en la combustión sin llama de los mantos carboníferos o cualquier tipo de fuego donde la combustión sea incompleta. Es tóxico y un poco más ligero que el aire (densidad relativa, 0.97).

El bióxido de carbono (CO_2) es el resultado de la combustión completa del carbón o de otras sustancias combustibles, o de la reacción de un ácido con caliza. No es tóxico por sí mismo, pero puede resultar peligroso al desplazar el aire o reducir la proporción del oxígeno presente en la atmósfera. Es más denso que el aire (densidad relativa, 1.53), y por consiguiente tiende a acumularse en los pozos y sumideros.

I.1.6 CARACTERÍSTICAS DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias, ver Figura I.3 “Rocas sedimentarias”, son rocas que han sido formadas por la consolidación o litificación de sedimentos.

Las características de las rocas sedimentarias dependen de una serie de factores que intervienen previamente a su formación, durante la litificación y posteriormente cuando la roca queda expuesta a alteraciones por procesos.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Los factores que determinan la clase de roca y sus condiciones particulares, son principalmente: la fuente o fuentes de los sedimentos, el agente erosivo y transportador, los medios ambientes de transporte y de depósito y la manera en que la roca se litifica. Posteriormente, sus propiedades son modificadas por los esfuerzos a que queda sometida, que la fracturan y la deforman y por la influencia de fenómenos como el metamorfismo y el intemperismo. Estos fenómenos pueden afectar tan profundamente las características de la roca que ésta se transforma completamente, dando lugar a la roca metamórfica o a un suelo.

De acuerdo a su génesis se les clasifica en tres grupos: grupo de origen mecánico, grupo de origen químico y grupo de origen orgánico.

El grupo denominado mecánico o clástico, comprende los sedimentos constituidos por partículas individuales separadas por medios mecánicos. Son primordialmente detríticos y representan agregados sueltos que son transportados y finalmente acaban por depositarse; dan lugar posteriormente a la formación de una roca de procesos de compactación o cementación. En este grupo se encuentran rocas como: conglomerado, brecha, arenisca, argilita, lutita, marga, etc.

Los sedimentos de origen químico, son precipitados en los cuales los cristales individuales son unidos por enlaces químicos; entre ellos se encuentran: la caliza, la dolomita, la aragonita, el travertino, el pedernal, etc.

Los sedimentos de origen orgánico son formados por la acumulación de las partes duras de organismos que, al unirse por cementación constituyen una roca. Entre estas se encuentran rocas como el coral, la creta, la turba, el lignito, la hulla, la antracita, el grafito, el diamante, etc.

Estratificación. Una característica estructural importante en la mayoría de las rocas sedimentarias, es la estratificación o disposición en capas. Estas capas pueden estar horizontales o inclinadas e incluso verticales. Los planos de estratificación son normalmente superficies de mayor permeabilidad por lo que el

flujo de agua, petróleo y gas, se hace en ese sentido. Estos planos constituyen superficies de debilidad, por lo que presentan problemas de derrumbes cuando las rocas se ven sometidas a esfuerzos en túneles, cortes o cimentaciones. La explotación o excavación con explosivos en rocas estratificadas, requiere que se tome en cuenta la posición de estos planos para que la barrenación y el tipo de explosivo sean eficientes.

Grava. Es un material formado por fragmentos que van de 2 a 70 mm como material suelto se encuentra en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, en muchas depresiones antiguas y modernas del terreno que han sido o están siendo rellenadas por acarreo de los ríos, y muchos otros sitios a donde las gravas han sido transportadas (terrazas marinas o fluviales por ejemplo). En general la grava se presenta en depósitos heterogéneos mezclada con cantos rodados, arenas, limos y aún arcilla en proporciones variables.

Conglomerado. Las gravas redondeadas cementadas forman una roca maciza y resistente que se llama conglomerado. Al romperla, la fractura corta indistintamente a los fragmentos y al cementante. El material cementante puede ser de naturaleza caliza, silicosa o férrica; el más común es el calizo y el más resistente es el silicoso. Se puede presentar como cementante a la arcilla que es abundante, pero de baja resistencia.

Arena. Las arenas se acumulan en los lechos de los ríos y en las desembocaduras de éstos. En cuencas interiores llagan a formar parte del relleno del valle como en los casos de las gravas y se mezclan con ellas; en los litorales se acumulan e las playas, barras y cordones litorales.

Areniscas. Las arenas consolidadas constituyen las areniscas. Se clasifican de diversas maneras según el tamaño de su grano, según el estado de consolidación que presenten, y según la composición de la arena. Así se tienen areniscas de grano fino, de grano medio y de grano grueso; arenisca suave y arenisca dura;

arenisca de cuarzo, de caliza y de feldespato. También pueden ser masivas, estratificadas o presentar estratificación cruzada. De acuerdo con la matriz cementante se clasifican como: silicosas, calcáreas, ferruginosas o arcillosas. Las areniscas son rocas resistentes, a menos que muestren un excesivo fracturamiento. Se les ataca con explosivos o con pico y pala si no están fuertemente cementadas. Es una roca generalmente permeable.

Limo. Se trata de un material muy fino, tiene un tamaño de grano superior al de la arcilla pero inferior al de la arena (de 0.02 a 0.002 mm). Es un material que no tiene poder cementante (inerte).

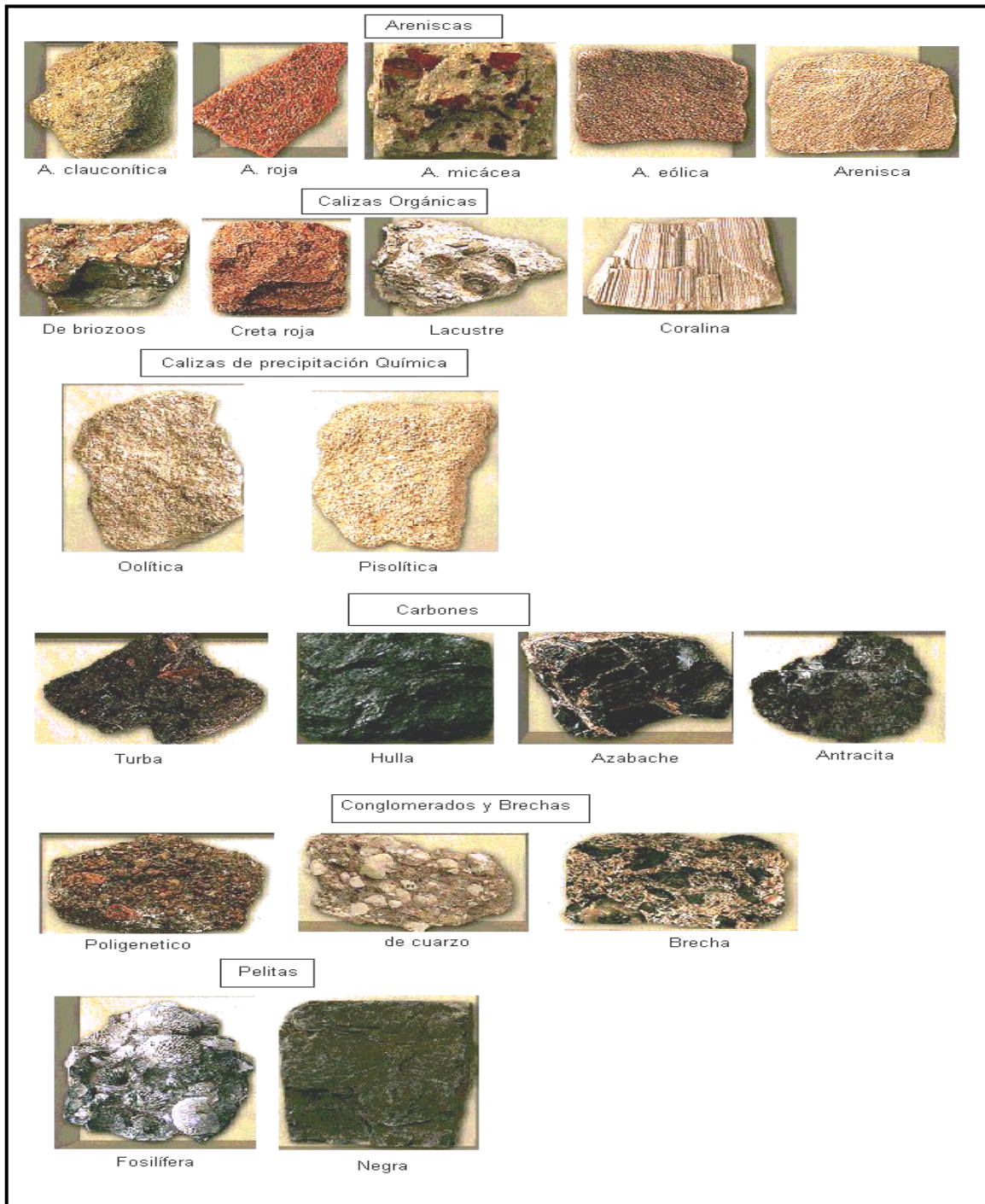
Limolita. La roca que proviene del limo consolidado, de resistencia media se llama limolita. Si llega a tener una mayor dureza y presenta laminación, recibe el nombre de lutita.

Arcilla. La arcilla pura es un silicato hidratado de aluminio, de color blanco, de grano fino. Las impurezas disminuyen su valor hasta dejarla convertida en un simple "barro". La arcilla es producto final de la intemperización de todas las rocas. La característica más importante es su plasticidad. Es el material más fino que arrastran las corrientes y por lo general cubre el material formado por elementos de mayor tamaño. La arcilla coloidal es la que se mantiene durante más tiempo en suspensión y por consiguiente, la última en ser depositada. Forma depósitos de gran espesor en medios ambientales marinos y también importantes en los lacustres.

Argilita. La arcilla consolidada es la argilita. Llega a tener una buena resistencia. Su estructura es masiva o bandeada y su contenido de agua es bajo. Algunos autores consideran a la argilita como una roca endurecida por una cristalización, dentro de un proceso de metamorfismo.

Lutita. La lutita es una roca esencialmente arcillosa, laminada, con buena resistencia a la compresión y baja al esfuerzo cortante. Sin embargo las lutitas

FIGURA I.3 ROCAS SEDIMENTARIAS



Fuente: www.geologia.com.mx

pueden presentar cualquiera de las siguientes características: ser duras y no laminadas, o ser laminadas y suaves. Pueden ser atacadas normalmente con pico y pala o bien con tractores empujadores (bulldozer), pero cuando ha llovido y se saturan, al ser removidas se convierten en un material chicloso difícil de trabajar. Las arcillas y los limos pasan a lutitas a través de un proceso de compactación y cementación, siempre con eliminación de agua. Dependiendo del grado y carácter de la consolidación, las lutitas varían ampliamente en sus propiedades al quedar sometidas a esfuerzos o a la acción del intemperismo en la superficie. Las lutitas formadas por compactación exclusivamente vuelven a constituir lodos cuando se sujetan a procesos de saturación y deshidratación; en cambio las lutitas bien cementadas son resistentes a estos cambios. Ninguna clase de roca varía tanto como las lutitas. La lutita es una roca abundante en México y en general contiene carbonato de calcio en cantidades subordinadas.

Marga. La arcilla mezclada con carbonato de calcio produce margas y, según sea la cantidad relativa de los componentes, la roca puede llamarse, lutita calcárea, marga o caliza arcillosa. La marga expuesta a la intemperie se desintegra rápidamente.

Caliza. El carbonato de calcio, más o menos impuro, forma la roca llamada caliza. Es compacta, de grano fino y su matiz varía desde gris azulado, crema, rosado y gris claro, hasta negro. Las calizas se forman por sedimentación y consolidación de las sales de carbonato de calcio depositadas en los mares. También se pueden formar en un ambiente lacustre. La caliza es soluble en agua si ésta lleva ácido carbónico en solución. La disolución de las calizas provoca la formación de conductos a través de su masa que se van ensanchando paulatinamente (carsticidad), y se llagan a formar verdaderas cavernas. A veces las bóvedas de esas cavernas se desploman por falta de apoyo y forman en la superficie del terreno hundimientos que reciben diferentes nombres en la República Mexicana: “hundidos”, “sumideros” o “sartenejas” (en el estado de Morelos), o “cenotes” (en el estado de Yucatán). Por su alta permeabilidad, las calizas frecuentemente

constituyen excelentes acuíferos y son las rocas acumuladoras de petróleo en muchos de los más importantes yacimientos del mundo. La caliza sana tiene que ser atacada con explosivos.

I.1.7 ROCAS METAMÓRFICAS

Metamorfismo. El metamorfismo puede definirse en una forma general, como cualquier cambio físico o químico en una roca. Sin embargo, el término se restringe a cambios profundos que involucran una nueva cristalización o nueva textura en las rocas.

El metamorfismo en las rocas puede variar a extremadamente fuerte. Las rocas que muestran cambios poco profundos no se clasifican comúnmente como metamórficas. Una roca metamórfica, ver Figura I.4, “Rocas metamórficas”, es aquella cuyas características distintivas han sido producidas por metamorfismo.

Las características generales de las rocas metamórficas, incluyen una estructura bandeada y una textura en la que se tiene un intercrecimiento y un entrelazamiento de los cristales.

Los que se dedican al estudio de las rocas, basados en la observación en el campo (petrógrafos), excluyen los productos de intemperización de las rocas metamórficas.

El fenómeno del metamorfismo es producido principalmente por altas temperaturas (termo metamorfismo) y los intensos esfuerzos (dinamo metamorfismo). También puede ser producido por el efecto de aguas termo minerales, de gases, o de otros agentes en menor escala.

Entre las principales rocas metamórficas se encuentran: la cuarcita, el mármol, la pizarra, los esquistos, la serpentina, el gneis, etc.

FIGURA I.4 ROCAS METAMÓRFICAS



Fuente: www.geologia.com.mx

I.1.8 ROCAS ÍGNEAS

Rocas ígneas son aquellas que han sido formadas por la solidificación de un magma, que es una masa de roca fundida dentro de corteza de la tierra, cuya temperatura se estima entre los 700°C y los 900°C, sobre o a una cierta profundidad debajo de la superficie terrestre, ver Figura I.5, “Rocas ígneas”.

Los magmas tienen movimiento hacia el exterior de la corteza, los cuales están acompañados por:

- Asimilación y fundición de la roca encajonante.
- Movimientos terrestres que se suman a la presión de los gases del magma, obligándolo a moverse a través de la roca que intrusionan.

Cuando la temperatura del magma baja más que el punto de fusión de alguno de sus constituyentes, ese mineral se cristaliza; si la temperatura continúa bajando, llegará un momento en que todo el magma se solidifica formando una roca.

FIGURA I.5 ROCAS ÍGNEAS



Fuente: www.geologia.com.mx

La profundidad a la cual solidifica un magma, determina su textura y en algunos casos su estructura. La textura es una consecuencia de la rapidez de cristalización. Las rocas ígneas se clasifican de acuerdo con la profundidad a que se forman, de acuerdo con su color y con la presencia o ausencia de cuarzo. La diferencia en colores es controlada por la composición misma de las rocas; las rocas de colores claros (ácidas) generalmente son ligeras mientras que las rocas oscuras (básicas) contienen minerales un poco más pesados, particularmente piroxenas y otros ferromagnesianos.

I.1.9 ROCAS ÍGNEAS INTRUSIVAS

Las rocas ígneas formadas debajo de la superficie terrestre son llamadas rocas ígneas intrusivas y se presentan en forma de batolitos, stocks, lacolitos diques y mantos, que se describen a continuación.

Batolitos. Los batolitos son estructuras formadas por grandes masas intrusivas profundas, generalmente de rocas ácidas o intermedias. Alcanzan cientos de kilómetros de extensión superficial y de una profundidad desconocida. Provocan metamorfismo en las rocas encajonantes por muchos kilómetros y se les encuentra asociadas a plegamientos y fracturamientos intensos.

Stocks. Las intrusiones profundas llamadas “stocks”, tienen una forma cónica discordante que puede abombar los estratos. Superficialmente pueden tener hasta 200 kilómetros cuadrados y no se conoce el fondo. Provocan metamorfismo y fracturan a las rocas encajonantes.

Lacolitos. Los lacolitos son intrusiones de profundidad somera a intermedia. Se presentan formando varios cuerpos, relacionados con diques y mantos y provocando el abombamiento de las capas sobre su techo. Su forma es lenticular con espesores que van desde varias decenas de metros hasta 1,500 metros con un diámetro de 1.5 a 15 kilómetros.

Diques. Los diques son intrusiones de forma tabular, discordante, que generalmente se presentan en grupos con arreglos que tienden a ser paralelos o radiales. Pueden estar formados por cualquier tipo de roca, frecuentemente de clases raras. Su espesor va desde unos cuantos milímetros hasta 300 metros y su longitud desde unos metros hasta varios kilómetros.

Sills. Los mantos o “sills”, o también llamados diques discordantes, se presentan en formas tabulares paralelas a estratos sedimentarios. Normalmente de poca profundidad o intermedia. Su espesor va desde unas cuantas decenas de metros hasta varios kilómetros.

Cuando el magma o roca fundida aparece en la superficie terrestre ya sea a través de volcanes o de grietas, toma el nombre de lava y forma estructuras llamadas coladas. Las coladas adoptan la forma de la morfología existente, relleno de valles antiguos, con formas tabulares, lenticulares, lobulares o irregulares.

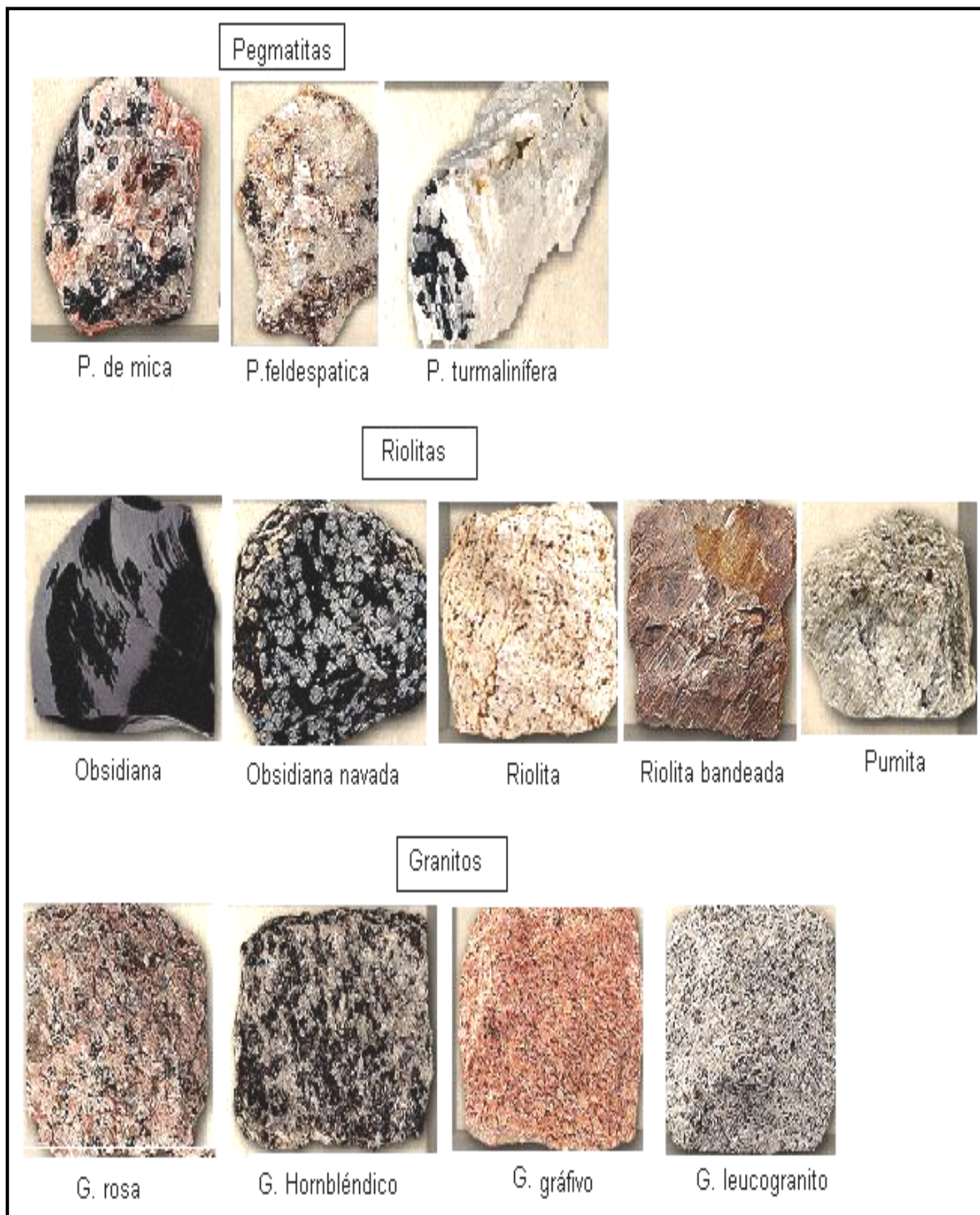
Entre las rocas ígneas intrusivas se encuentran: el granito, la pegmatita, la sienita, la granodiorita, la diorita, la monzonita, el gabro, etc.

I.1.10 ROCAS ÍGNEAS EXTRUSIVAS O EFUSIVAS

Las rocas ígneas extrusivas o efusivas, ver Figura I.6 “Rocas ígneas extrusivas o efusivas”, son aquellas que se han solidificado a partir de una lava, sobre la superficie terrestre, así como las que se han formado por la litificación de fragmentos lanzados por volcanes en erupciones explosivas.

Entre las rocas ígneas extrusivas se encuentran: la riolita, la traquita, la dacita, la andesita, el basalto, la obsidiana, la perlita, la retinita, la piedra pómez, la brecha volcánica, la toba, etc. La riolita es una roca dura y resistente apropiada en general para la construcción, cuando se tritura sus fragmentos presentan aristas agudas, se utiliza en la fabricación de losas y adoquines para pavimentación.

FIGURA I.6 ROCAS ÍGNEAS EXTRUSIVAS O EFUSIVAS



Fuente: www.geologia.com.mx

I.2 OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACIÓN

Los objetivos que se persiguen al instrumentar y llevar a cabo las mediciones del comportamiento de las deformaciones en una obra subterránea son los siguientes:

Proporcionar al ingeniero especialista en túneles, elementos de juicio que permitan de inmediato:

- a) Garantizar la seguridad del personal, el equipo de trabajo, la excavación misma, así como las estructuras de superficie (instalaciones, edificios puentes, etc.) que pudieran resultar afectadas.
- b) Obtener datos para el diseño del soporte temporal.
- c) Fundamentar la toma de decisiones en cuanto a si los procedimientos de excavación utilizados son los adecuados o, en caso contrario hacer los cambios pertinentes.
- d) Permitir la determinación de las propiedades del terreno circundante al túnel para:
 - Conocer su naturaleza.
 - Cuantificar, de ser posible, el empuje que ejerce la masa de roca o suelo sobre la periferia del túnel.
 - Definir sus parámetros de deformación.
 - Obtener los datos necesarios para adecuar el diseño del revestimiento definitivo a la naturaleza y comportamiento del terreno.

Aprovechar los resultados obtenidos en las etapas anteriores para hacer estudios que permitan:

- Comprobar la validez de las hipótesis aceptadas inicialmente acerca del comportamiento del terreno y de las estructuras de soporte y revestimiento.
 - En caso de no comprobarse dichas hipótesis, hacer los ajustes necesarios que permitan mejorar diseños futuros.
-
-

- Comprobar las predicciones teóricas, con el comportamiento real de las excavaciones, sus estructuras de soporte y revestimientos definitivos.
- En caso de ser necesario, estabilizar el comportamiento de las deformaciones para garantizar el funcionamiento del túnel en condiciones de servicio aceptables.

I.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES Y PARTICULARES DE LA ZONA EN ESTUDIO

El valle de Monterrey ubicado en el Estado de Nuevo León de la República Mexicana es una gran cuenca de rocas sedimentarias cubiertas por depósitos aluviales del cuaternario provenientes de las sierras vecinas. En general se distinguen tres tipos de depósitos:

- a) Terraza Fluvial. Son depósitos recientes del río Santa Catarina, formado por gravas y boleos sueltos con o sin cementación.
- b) Meseta. Abanicos aluviales de antiguos cauces formados por limos carbonatados con diferentes grados de cementación e intercalados con un conglomerado muy cementado, a los que subyace un estrato de gravas y boleos empacados en limo poco arenoso.
- c) Planicie Aluvial. Son depósitos de los ríos antiguos que cruzan la planicie y que han sufrido etapas de erosión y de redepositación. Principalmente están formados por limos y arcillas carbonatadas de consistencia heterogénea de origen aluvial, intercalados con lentes de grava y boleos de cementación variable.

Estos tres depósitos descansan sobre una formación constituida por lutitas del Cretácico muy fracturadas que poseen una textura y estructura muy heterogéneas.

El trazo del túnel que servirá para el Túnel Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México se desarrolló en la parte central de la

ciudad con las características de las grandes ciudades importantes del mundo (edificios altos y edificaciones antiguas formadas con bloques de roca blanda o sillares sin esfuerzo), la no afectación a vialidades con tráfico intenso y tuberías subterráneas, condujeron a que el proyecto fuera subterráneo, con algunos tramos resueltos mediante excavación a cielo abierto y otros con túneles. El túnel de estación se desarrolla a lo largo de la zona de meseta.

En el caso de la construcción de los túneles, el problema principal fue definir la profundidad, ya que la presencia somera del nivel de aguas freáticas y las condiciones geológicas dificultaban su realización a las profundidades que en la práctica común se construyen este tipo de obras; quedando una profundidad promedio de 11 metros del eje del túnel y el nivel de aguas freáticas se presenta en la parte media inferior del túnel. Para poder abatir este nivel de aguas se llevó a cabo con bombeo previo y durante la construcción.

Los túneles son la solución del presente y del futuro de muchos problemas que se generan en las grandes ciudades, como son: el transporte, almacenamiento, seguridad, servicios (agua, drenaje, energía eléctrica, estacionamiento, etc.); donde tiene mayor auge es en el transporte masivo (metro), en las autopistas y en las líneas de ferrocarril por la relación que existe con las actividades económicas actuales; además del desarrollo tecnológico de los últimos tiempos y el reducido impacto ambiental que genera comparado con otras soluciones como son los grandes tajos en los túneles carreteros y de ferrocarril.

La instrumentación y estudio del comportamiento de las deformaciones en túneles es una medida de seguridad y genera los elementos para el mantenimiento de los mismos a lo largo de su vida útil; como cualquier otra obra de ingeniería. La instrumentación de túneles, tema central del presente trabajo, se describe de manera detallada en el siguiente capítulo II, "Instrumentación".

CAPÍTULO II

INSTRUMENTACIÓN

CAPITULO II

INSTRUMENTACIÓN

En este capítulo II denominado “Instrumentación” se describe en que consiste un sistema de instrumentación y mediciones antes y durante la ejecución de obras subterráneas, así como la importancia del mismo durante la ejecución de los trabajos para conocer el comportamiento del terreno durante los trabajos de tuneleo, evaluar las deformaciones y compararlo con el comportamiento previsto durante la elaboración del proyecto.

Con la excavación de un túnel, se altera el estado original de esfuerzos en las formaciones geológicas que la circundan y se pueden presentar los desplazamientos hacia el interior de la excavación, mediante un programa de instrumentación, se puede llevar un control del desarrollo de los nuevos estados de esfuerzo en la formación geológica y de los desplazamientos hacia la excavación, con el propósito de asegurar la estabilidad de la obra, o en caso contrario, de tomar las medidas preventivas de seguridad necesarias durante la construcción y operación del túnel.

Las teorías de la mecánica de los sólidos y las de los medios continuos en túneles han tenido que ir siempre de la mano de la experimentación, (experimentación en campo y en laboratorio); sin embargo, el tiempo y el costo de la experimentación, contrastando con la rapidez con que se han desarrollado los métodos de cálculo apoyados en la teoría y en el uso de computadoras, hacen que estos últimos se adelanten a tal grado que resulta difícil alcanzarlos; sin embargo, cuando ocurre algo serio o preocupante, que contradice los cálculos, es entonces que la teoría tiene que esperar a las mediciones para seguir avanzando.

Las teorías y en particular los métodos de cálculo que en ellas se apoyan, se desbordan materialmente y se sofistican a tal grado que resulta muy difícil darles

seguimiento; sin embargo, el único freno que puede aplicárseles es la experimentación.

Las mediciones, por su parte no han pasado por tantas etapas; sin embargo, su aceptación y su uso generalizado en túneles cada vez más se expande. Una notabilísima contribución a las mediciones de campo en túneles la hizo el Instituto Tecnológico de Zurich, Suiza (ETH) entre 1970 y 1990.

La gran diferencia entre las obras subterráneas y las obras de superficie puede resumirse en una palabra: **INTERACCIÓN**. Mientras en estructuras de superficie las solicitaciones las producen los elementos de la naturaleza (sismo, viento, presiones hidráulicas, cargas vivas, peso muerto, etc.), en los túneles estas solicitaciones son producto de cómo y en que tiempo interactúan el terreno y aquellas estructuras que el ingeniero construye para estabilizarlo, soportarlo, reforzarlo o protegerlo; es decir, dependen únicamente (o principalmente) de su interacción, que esta afectada por los contactos entre las superficies, por la rigidez de los elementos que interactúan; soporte, revestimiento y terreno; y, en gran medida, por el tiempo en el que se desarrolla la interacción.

Por tales razones, resulta poco recomendable el confiar sólo en los análisis teóricos y en los cálculos numéricos en las obras subterráneas y por esto es de vital importancia apoyarse en las mediciones de comportamiento que, en las obras subterráneas, son particularmente importantes en la etapa de construcción, todo lo contrario de lo que ocurre en las estructuras de superficie que se instrumentan y miden primordialmente para dar seguimiento al comportamiento durante su operación funcional.

Las mediciones de campo en obras subterráneas deben poseer tres características básicas: a) ser precisas; b) ser confiables y c) ser oportunas. Otra característica que con frecuencia se ignora es que las mediciones en túneles deben ser integradas (globales), es decir representativas del comportamiento

global de terreno y estructuras.

Por tales razones, en túneles se miden principalmente desplazamientos o corrimientos (convergencias) de la periferia hacia el interior de la excavación. La información de estas mediciones debidamente interpretada tiene una notable repercusión en la seguridad, la economía y el funcionamiento de los túneles.

En túneles profundos, aparte de convergencias, suelen medirse deformaciones del terreno en el entorno de la excavación hasta profundidades moderadas (10m) mientras que en túneles someros éstas se miden desde superficie hasta la profundidad del túnel y se complementan normalmente con nivelaciones de superficie (áreas urbanas).

II.1 DEFINICIONES

Con el fin de entender algunos conceptos utilizados por los Ingenieros de Túneles, asesores, supervisores y todas las personas que tienen que ver con la instrumentación y mediciones en túneles, a continuación se presentan las definiciones de algunos de los conceptos que se utilizan para la instrumentación y mediciones en obras subterráneas

- **Medir.** Corresponde a comparar una cantidad con respecto a una unidad y definir el número de veces que la parte medida contiene a la unidad.
- **Medición.** Acción o efecto de medir con un dispositivo simple o con algún Instrumento confiable.
- **Confiability.** El grado en que un instrumento posee la propiedad de permitir la obtención de los mismos resultados bajo condiciones de operación constantes.
- **Confiable.** Este término se aplica a un instrumento que exhibe una consistencia razonable en los resultados de un grupo de ensayos repetidos.
- **Resolución.** La lectura más pequeña de un instrumento; respuesta de un dispositivo a los menores cambios (precisión de lecturas).

- **Precisión de campo.** Se refiere a los límites entre los que son confiables las mediciones que se llevan a cabo en la obra misma en las condiciones normales de trabajo.
- **Precisión efectiva.** Corresponde a la Desviación estándar de un gran número de lecturas efectuadas con un instrumento bajo condiciones constantes de operación.
- **Rango o intervalo de medición.** Se trata del intervalo de valores entre los cuales un aparato puede efectuar mediciones confiables.

II.2 EQUIPOS DE MEDICIÓN

En túneles es posible medir, con gran precisión, los desplazamientos o corrimientos de la superficie interior del terreno recién excavado; así mismo, es factible medir las deformaciones en el interior el macizo (convergencias), desde la propia excavación desde la superficie libre; este último logra únicamente en túneles someros. Los instrumentos modernos hacen posible medir deformaciones y corrimientos en las estructuras de soporte y de revestimiento, con los cual es también factible calcular los elementos mecánicos a los que están sujetas por efecto de su interacción con el medio circundante.

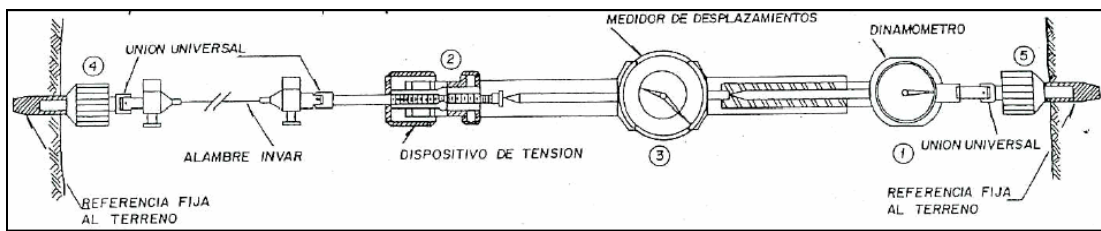
La confiabilidad de las mediciones es una característica tan fundamental que puede afirmarse que es preferible no medir, si se carece de la suficiente confiabilidad en las mediciones, que medir con métodos o instrumentos dudosos.

Aquí es conveniente decir que no se recomienda utilizar aparatos hechizos, de fabricación casera, sino que estos deben ser de fabricantes reconocidos en el ámbito de alta tecnología; siempre es bueno no escatimar en el costo de los instrumentos, dado el valor de la información que se obtiene con ellos.

El instrumento de convergencia de alta precisión Ver Figura II.1 “Extensómetro de Alambre” se basa en el principio del alambre invar, (el cual no sufre cambios de

longitud por cambios de temperatura), a una tensión constante. Con la ayuda de un resorte elástico y un manómetro mecánico, la fuerza de tensión en el alambre puede reproducirse con gran precisión para cada lectura. El cambio de longitud se mide utilizando un segundo manómetro con alcance de 100 mm y sensibilidad de 0.01 mm. La exactitud del instrumento depende de la longitud del alambre. La precisión real obtenida en el lugar de origen es, con un manejo cuidadoso de dicho instrumento.

FIGURA II.1 EXTENSÓMETRO DE ALAMBRE



Un aparato portátil de calibración permite controlar la precisión de las capas y la constancia en la longitud del instrumento en toda circunstancia. Los alambres de una red, están a presión individual, y consecutiva, únicamente durante el corto tiempo (de 5 a 10 minutos) de una lectura. Para poder alcanzar las varillas de medición superiores de una forma fácil y rápida, se utilizó una plataforma que se eleva y se desplaza.

Los instrumentos ópticos de los que hasta hace poco se dudaba de su precisión, han progresado mucho en los últimos años y pueden llegar a desplazar a los mecánicos con ventajas en la información que generan.

Además de los instrumentos para medir convergencias, puede disponerse en la actualidad de otros aparatos, igualmente sensibles y confiables, para medir deformaciones dentro del macizo, en el interior de barrenos cuidadosamente instrumentados. Actualmente se utilizan extensómetros con uno o varios puntos de

referencia a diversas profundidades, así como extensómetros y micrómetros deslizantes que, en un solo barreno miden las deformaciones longitudinales a intervalos fijos. También se emplean extenso-deflectómetros para conocer tres componentes de deformación y varios otros instrumentos más sofisticados de gran precisión, en su mayoría de operación mecánica. En estructuras de soporte y de revestimiento pueden utilizarse técnicas integradas de medición mediante las cuales, con base en cambios de curvatura y corrimientos radiales, es posible determinar los elementos mecánicos actuantes y deducir las presiones de contacto.

Debido a las condiciones de trabajo en túneles, los instrumentos utilizados para el seguimiento del comportamiento de deformaciones de la excavación, no deben ser demasiado complicados o difíciles de instalar, tampoco deben verse afectados por la humedad y condiciones ambientales dentro de un túnel. El rango de error del instrumento debe ser pequeño en comparación con las mediciones reales del comportamiento del túnel.

II.3 PLANEACIÓN DE UN PROGRAMA DE INSTRUMENTACIÓN Y MEDICIONES

Como en todo proyecto de ingeniería, el programa de instrumentación aplicado a la construcción de túneles debe de ser cuidadosamente planeado con el propósito de obtener el máximo beneficio y condiciones adecuadas de prevención y seguridad a un costo razonable.

El tamaño de un programa de instrumentación depende generalmente del uso y dimensión del túnel, de la geología del sitio y del procedimiento de construcción. También se relaciona con los objetivos que se persiguen, que pueden ser, el de monitorear la estabilidad del túnel durante su construcción, evitar dañar estructuras adyacentes como edificios, calles y servicios y finalmente para seguir el comportamiento del túnel durante su vida útil, ya que puede verse influenciado por factores diversos como la construcción de un túnel cercano, cambios en las

condiciones del agua en el subsuelo, incremento de la carga de roca o suelo sobre el revestimiento y otras causas.

Un programa de instrumentación y mediciones para evaluar las deformaciones en túneles variará para cada obra en particular de acuerdo a las circunstancias específicas del proyecto. Las mediciones deben basarse en los principios siguientes:

- Conocimiento del sistema estructural cuya solución requiere de observaciones
- Estimación del orden de magnitud de las cantidades que van a ser medidas para establecer la precisión requerida.
- Selección de técnicas de medición, instrumentos, localización de secciones o sitios para llevar a cabo el programa de lecturas.
- Determinación anticipada de posibles fuentes de error en las lecturas.
- Procesamiento continuo de datos; establecimiento de niveles de seguridad; flujo correcto de información.

La experiencia ha demostrado que, cuando se siguen estos principios, las mediciones de campo se convierten realmente en una ayuda valiosa para el diseño, control y para la ejecución de los trabajos subterráneos. Cabe recalcar que la instrumentación es un proceso dinámico, ya que, de acuerdo a los resultados que se vayan obteniendo, se irán modificando la localización y número de secciones de medición, así como el programa de mediciones.

II.4 MEDICIONES ANTES, DURANTE Y DESPUÉS DE LA EXCAVACIÓN

Las excavaciones en túneles, por su ritmo de avance, permiten hacer mediciones de comportamiento conforme progresa la construcción. Por su parte, los cálculos numéricos para conocer las deformaciones del túnel en sus diferentes etapas de excavación, lógicamente deben realizarse, antes, durante y después de efectuar una excavación.

En las obras subterráneas, con el fin de conocer las características del terreno y predecir el comportamiento de la excavación es necesario hacer cierto tipo de mediciones, una vez que se esta realizando la excavación también es necesario realizar mediciones para verificar que el comportamiento de la obra sea el previsto. A continuación se describen algunas de las mediciones necesarias.

II.4.1 MEDICIONES ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN

Esta etapa del programa de instrumentación se lleva a cabo simultáneamente con el estudio geológico previo a la construcción. El propósito de esta etapa es el de obtener por medio de ensayos en sitio el orden de magnitud de los esfuerzos preexistentes en la formación geológica así como las características propias de las deformaciones y resistencia de los materiales de la misma.

Antes de iniciar la construcción de un túnel, podría requerirse, en casos especiales las siguientes determinaciones:

a) ESFUERZOS RESIDUALES

Las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales que existen en la roca antes de que se haga alguna excavación son desconocidos en la mayoría de los casos de macizos rocosos o mantos térreos en los que se requiere excavar un túnel. Por esta razón suele intentarse su determinación o, más frecuentemente, se recurre a inferirlo de consideraciones de equilibrio casi siempre extremadamente simplistas.

Las técnicas de medición de esfuerzos son generalmente elaboradas y están limitadas a determinaciones puntuales. En general están basadas en principios de comportamiento elástico de la roca o terreno; para llevar a cabo la determinación de esfuerzos, generalmente se instalan extensómetros en un elemento de terreno en direcciones predeterminadas y se procede a liberar los esfuerzos existentes mediante el corte perimetral que aísla al elemento, midiéndose los cambios en las

deformaciones y deduciéndose de estos valores y de los módulos de deformación, previamente determinados, la magnitud y la dirección de los esfuerzos principales.

b) PIEZOMETRÍA

Las condiciones piezométricas en un macizo rocoso o en un manto térreo en el que se proyecta construir un túnel son normalmente desconocidas. La piezometría es particularmente importante en el caso de túneles excavados en suelos, sobre todo en zonas urbanas, tanto en la fase de análisis como en la etapa de observaciones de comportamiento. Durante la etapa constructiva y, en condiciones particulares, hasta el final de la vida útil del túnel, llega a ser necesario conocer la distribución de presiones de agua en el transcurso del tiempo.

En algunas excavaciones, el movimiento de las aguas freáticas dentro del macizo rocoso es de gran importancia. La inestabilidad de la roca producida por la reducción de los esfuerzos efectivos sobre las fisuras, la permeabilidad del túnel y la erosión de rellenos blandos en las discontinuidades, constituyen una serie de problemas prácticos importantes que tendrá que prever el ingeniero proyectista de la excavación. Muchos de esos problemas son difíciles de cuantificar con alguna precisión, pero si es posible obtener una estimación razonable de la permeabilidad del macizo y la distribución de la presión de aguas freáticas en ella.

II.4.2 MEDICIONES DURANTE Y DESPUÉS DE LA CONSTRUCCIÓN

Las mediciones que se efectúan durante la construcción, además de proporcionar la información necesaria para la verificación de las suposiciones hechas a nivel de proyecto, deberán permitir, con su correcta interpretación, detectar los problemas potenciales, de tal forma que se puedan tomar medidas correctivas antes de que estos se hayan manifestado a tal punto que las acciones que se deseen tomar resulten muy caras o imposibles de ejecutar.

a) FLUCTUACIONES PIEZOMÉTRICAS

Una vez iniciada la construcción del túnel, los datos que se obtengan de la piezometría serán el reflejo de las actividades constructivas. Habrá que cuidar que no exista algún efecto colateral y, en su caso, habrá que evaluarlo para definir la influencia de la construcción del túnel aisladamente.

Con base en los cambios piezométricos podrá revisarse tanto el comportamiento supuesto de la masa del suelo, como la magnitud de las acciones consideradas en el diseño y, además, podrá preverse la presencia de infiltraciones hacia el túnel o de zonas de inestabilidad importantes que pudieran ocurrir durante la construcción.

b) DEFORMACIONES EN LA PERIFERIA DE LA EXCAVACIÓN (CONVERGENCIA)

Las deformaciones de convergencia en obras subterráneas no son otra cosa que los corrimientos o desplazamientos del borde interior de una excavación, los cuales ocurren normalmente hacia el interior de la excavación. Aunque en algunos casos se presentan hacia el exterior. Y se miden físicamente determinando el cambio que ocurre a lo largo del tiempo en la distancia entre dos puntos fijos tipo ancla localizados en la superficie expuesta de un túnel. Instalados inmediatamente después de ejecutada la excavación en la sección del túnel que se desea vigilar. Tales desplazamientos ocurren por efecto de la descompresión en la periferia del túnel al removerse el núcleo de la roca o suelo durante las operaciones de excavación. Estas convergencias son de una magnitud tan pequeña, que no es posible medirlas con métodos convencionales de topografía, sino que requieren de tecnología e instrumentos especializados. El conocimiento de estas magnitudes permite detectar condiciones de riesgo, revisar el diseño del revestimiento con apoyo en la velocidad de deformación con que se desarrollan las deformaciones y determinar el tiempo de estabilización de la excavación.

Desde el interior del túnel no es posible medir la totalidad de las convergencias que ocurren al paso de una excavación, debido a que una parte de ellas ocurre casi instantáneamente, cuando los equipos de perforación impiden cualquier observación directa. Esto sin embargo, no es tan importante ya que lo que más interesa es conocer la velocidad de las deformaciones, así como el tiempo de estabilización de la excavación, lo que se infiere de la magnitud y dirección de las convergencias en distintos puntos de la periferia. La definición de este modo de deformación, permite asignar el tipo de presión del terreno que actuará contra el soporte o revestimiento. También, en algunas ocasiones, es posible deducir de las deformaciones de convergencia observadas, las características de la deformación del medio que circunda la excavación.

Siempre será conveniente iniciar la medición de las deformaciones de convergencia lo antes posible. Esto significa que una vez despejado el campo de los equipos de perforación (barrenación, voladuras, rezaga, etc.), y sin imponer riesgos innecesarios al personal de campo, habrá que instrumentar las secciones que se van a medir, e iniciar la toma de lecturas lo más cerca posible del frente de excavación.

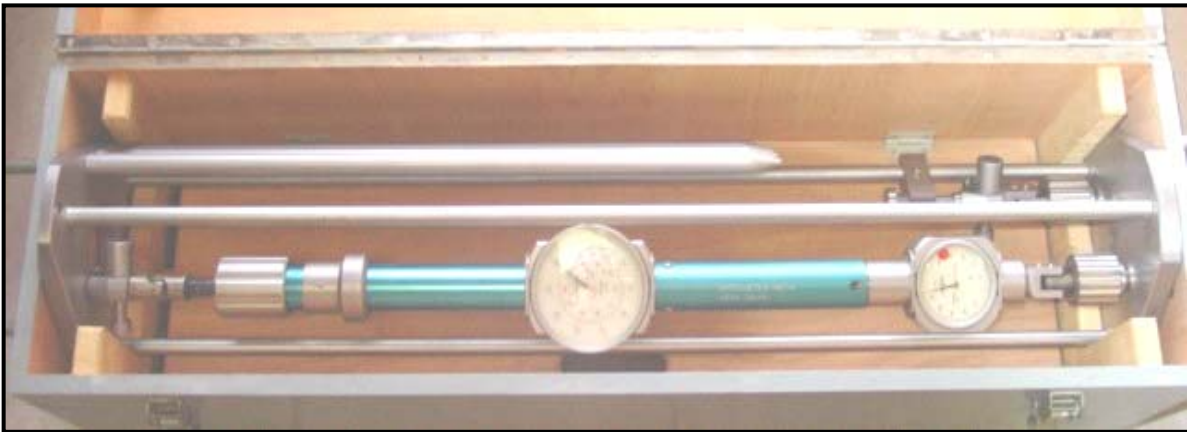
Las deformaciones de convergencia, por lo general son de pequeña magnitud y se desarrollan normalmente en el transcurso de varios días, semanas o meses, por lo que los sistemas de medición que deben de utilizarse para la medición de convergencias requieren por un principio ser confiables y poseer una precisión de campo no mayor a unas cuantas centésimas de milímetros, para lo cual la resolución de los dispositivos de lectura de deformaciones requiere ser de una centésima de mm.

Los instrumentos idóneos para las mediciones de convergencia son aquellos que utilizan alambre invar que tiene la característica de no sufrir deformaciones por cambios de temperatura, de diámetro pequeño tensionado a un valor constante y que cuentan con dispositivos de medición de deformaciones y de ajuste de las

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

tensiones de alta calidad y confiabilidad. Ver Fotografía II.1 “Distometer ISETH”, este instrumento fue desarrollado por el Instituto Tecnológico de Zurich, Suiza. Además, en estos instrumentos se corrigen continuamente las lecturas por fluctuaciones de temperatura y los dispositivos se ambientan antes de llevar a cabo las mediciones y se calibran antes y después de la toma de lecturas. Ver Fotografía II.2 “Calibración de extensómetro de alambre”, en la que se muestra el dispositivo con el que se calibra el aparato a una tensión constante de 8 kg.

FOTOGRAFÍA II.1 DISTOMETER ISETH



El principio de su funcionamiento consiste en que los movimientos que tengan las paredes del túnel sea captado por las anclas instaladas, cambiando la separación entre los puntos de referencia, esta variación la registra el extensómetro de alambre. Después de fijar en un punto de referencia un extremo del alambre y en el otro extremo el dispositivo de fijación, se tensa el conjunto y se lee en el micrómetro la distancia entre los puntos de referencia. Ver Fotografía II.3 “Mediciones con Distometer ISETH”. Con este sistema de medición se realizan varias mediciones de cuerdas en la misma sección, para definir los movimientos de las secciones del túnel. Para ello se elige un arreglo que dependiendo de las dimensiones del túnel puede variar el arreglo y número de líneas de medición de cada sección, como se muestra en la Figura.II.2 “Arreglos de líneas para secciones de convergencia en función del diámetro del túnel”

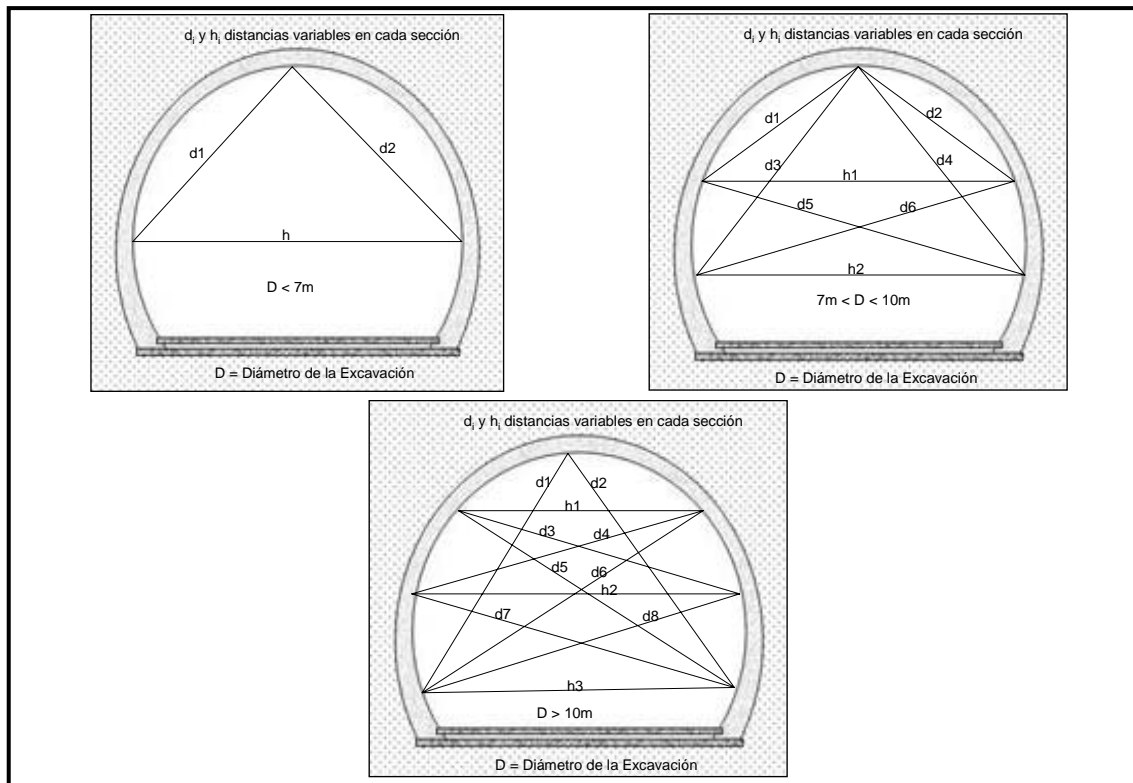
FOTOGRAFÍA II.2 CALIBRACIÓN DE EXTENSÓMETRO DE ALAMBRE



FOTOGRAFÍA II.3 MEDICIONES CON DISTOMETER ISETH



**FIGURA II.2 ARREGLOS DE LINEAS PARA SECCIONES DE CONVERGENCIA
EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO DEL TÚNEL**



Sin duda, la medición de las deformaciones de convergencia durante la construcción de un túnel y su interpretación juiciosa y racional representan la mejor arma con que cuenta el ingeniero de túneles para la toma de decisiones; por ello, estas mediciones deben realizarse con los instrumentos adecuados y por personal debidamente capacitado y responsable de sus labores.

c) DEFORMACIONES EN EL MEDIO QUE CIRCUNDA LA EXCAVACIÓN

La determinación de las deformaciones en la periferia de una excavación subterránea, generalmente proporciona un panorama muy útil del comportamiento de deformación de una excavación subterránea. Sin embargo, para interpretar adecuadamente dicho comportamiento y para definir otros aspectos de interés como pueden ser: la naturaleza de la presión del terreno, la profundidad de la zona plastificada alrededor de una excavación, la altura de la cuña u bóveda de aflojamiento en la parte superior de un túnel, etc., es necesario y conveniente

medir deformaciones, a lo largo de líneas sensiblemente perpendiculares a la superficie excavada, entre puntos del exterior del medio circundante.

Estas mediciones se llevan a cabo ejecutando barrenos y colocando en ellos extensómetros de barra con una cabeza fija al terreno en un extremo y una punta libre en el otro, al extremo móvil normalmente se tiene acceso desde el interior del túnel y por lo tanto es factible medir sus desplazamientos relativos respecto a un plano de referencia. Es común que dentro de un mismo barreno se alojen varios extensómetros de barra, llegándose a tener tres y aún más puntas fijas a distintas profundidades y las correspondientes puntas móviles en la superficie libre de la excavación.

El orden de magnitud de las deformaciones en el medio que circunda una excavación es aún menor que el de las deformaciones de convergencia, por lo que se requieren sistemas igualmente confiables con sensibilidad de por lo menos una centésima de mm. En términos generales, los sistemas de medición mecánicos son mejores que los eléctricos, ya que estos últimos se ven afectados por las condiciones existentes en la excavación como la humedad que normalmente existe en un túnel.

Al igual que las mediciones de convergencia, conviene iniciar las mediciones de extensometría tan pronto como la parte excavada del túnel lo permita, es decir, lo más cerca posible del frente de excavación. Desde el interior de un túnel es frecuente que se emplacen algunas estaciones de extensometría con líneas de medición en varias direcciones. Las profundidades a las que normalmente se colocan las cabezas fijas varían entre 2 y 8 m.

d) DEFORMACIONES EN LA SUPERFICIE

La excavación de túneles someros, principalmente en suelos, puede provocar hundimientos en la superficie libre cuya magnitud está gobernada por: la naturaleza y las propiedades mecánicas del terreno, las fluctuaciones

piezométricas dentro de la masa, la geometría y profundidad del túnel y, particularmente, los procedimientos constructivos de obras subterráneas.

El hundimiento de la superficie libre del terreno por encima de un túnel, ocurre gradualmente, a medida que el túnel avanza, acelerándose en la medida de que el frente de excavación se acerca y pasa por una sección determinada y desacelerándose a medida que el frente se aleja de ella. El hundimiento en la superficie se produce por efecto del flujo de suelo que tiende a cerrar el túnel y se debe a la descompresión del terreno que lo circunda y a la consiguiente redistribución de esfuerzos en la masa, la que en el caso de túneles someros alcanza a afectar hasta la superficie libre del terreno.

Además de los hundimientos producidos por las causas anteriormente descritas, puede ocurrir también que al abrirse el túnel se propicie la infiltración de agua del subsuelo hacia el interior del mismo, con lo cual se ocasionan hundimientos adicionales por el efecto de un incremento en el proceso de consolidación; este proceso puede llegar a tener una gran influencia en los hundimientos totales observados en la superficie.

Para medir hundimientos de superficie, provocados por la excavación de un túnel, se requiere contar, en primera instancia, con bancos de nivel superficiales y bancos profundos apoyados en capas firmes; es muy conveniente contar además con la historia de hundimientos regionales de la zona afectada, antes del inicio de la construcción.

La medición de hundimientos en la superficie se lleva a cabo con los métodos convencionales de nivel fijo ver Fotografía II.4 “Nivel Fijo”, bancos de nivel, referencias y reglas graduadas. Dependiendo de la importancia que lleguen a tener los hundimientos superficiales y del orden de magnitud previsto, puede ser recomendable el uso de niveles de precisión con micrómetro óptico y estadales invar. Con estos aparatos se pueden lograr lecturas directas (resolución) de 0.1

mm y se llega a apreciar desplazamientos de 0.01 mm alcanzándose un error medio (precisión de campo) de ± 3 mm por kilómetro.

FOTOGRAFÍA II.3 NIVEL FIJO



Las referencias de nivel, que deben de estar firmemente sujetas al terreno para seguir sus deformaciones pueden consistir de mojoneras de concreto con una varilla de punta de bala para el apoyo del estadal sobre éstas, además deben de estar debidamente protegidas. Los estadales invar, no sufren cambios de longitud por efectos de temperatura ambiente y vienen normalmente equipados con soportes y nivel esférico para lograr su verticalidad.

Para la construcción de un túnel en el que se anticipan hundimientos superficiales, se acostumbra colocar las referencias superficiales siguiendo el trazo del eje de la excavación en toda su longitud y en líneas transversales a dicho eje para configurar en un plano las superficies deformadas. La distancia entre las referencias es variable; sin embargo, distancias entre 10 y 20 m. tanto en el sentido transversal como en el longitudinal, parecen razonables. En zonas muy pobladas, particularmente en ciudades en donde existen construcciones de gran valor artístico, histórico o comercial, llega a ser determinante el control de hundimientos superficiales, al grado de que el riesgo de dañar dichos inmuebles puede alterar los planes de construcción de un túnel. En estos casos las referencias no solo se colocan sobre la superficie del terreno (pavimento, banquetas), sino que se colocan también en elementos estructurales de las edificaciones en cuestión y se siguen registros muy cuidadosos de la evolución de los hundimientos y de posibles daños estructurales, al paso de la excavación.

La instrumentación en la superficie del túnel se debe de hacer unas semanas antes de la construcción del mismo, y una vez colocadas las referencias superficiales, conviene correr nivelaciones con periodicidad de una o dos veces por semana. Cuando se inicia la construcción y el frente de excavación se acerca a una estación considerada, conviene cerrar esta periodicidad hasta una vez por día cuando ya el área de influencia del frente abarca la zona considerada. Una vez que el frente de excavación se aleja de la estación de medición, podrá ampliarse la periodicidad de las lecturas siempre y cuando éstas denoten claramente una disminución en el ritmo de los hundimientos y cuando no exista alguna otra causa que conduzca a suponer que los asentamientos prosiguen aún fuera de la zona de influencia del frente de excavación.

II.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS MÉTODOS DE MEDICIÓN

La principal ventaja de llevar un buen programa de mediciones durante la ejecución de la obra, es que permite observar el comportamiento de la estructura

subterránea y así comprobar que este se apega a las predicciones. Y conocer si las medidas de control adoptadas son suficientes o es necesario hacer modificaciones del diseño original.

Para obtener beneficios de un programa de instrumentación es necesario disponer de los resultados a tiempo y con suficiente detalle para que la relación existente entre las mediciones, el procedimiento constructivo y la geología del sitio se comprenda totalmente y puedan tomarse las decisiones necesarias lo más pronto posible.

En la construcción de túneles, los beneficios pueden ser los siguientes.

- 1) Reducción de los costos de construcción, por medio de la eliminación o reducción de riesgos de varias clases, por ejemplo, demoras en la construcción debido a flujos de agua imprevistos o eliminación de ciertas medidas de protección tales como sobre-reforzamiento, etc.
- 2) Incremento de las condiciones de seguridad de los trabajadores del túnel, permitiendo por ejemplo, la inestabilidad del frente de excavación debido a flujo de agua imprevisto.
- 3) Verificación de las idealizaciones en el diseño estructural, por medio de la medición de esfuerzos y deformaciones de la estructura temporal o definitiva para propósitos de seguridad y durabilidad.

Los errores más comunes que se presentan en los programas de medición empleados en túneles son los siguientes:

- 1) Escasa planificación sistemática: cuando se carece de la información que se necesita obtener y se ignora cuales variables se tomarán en cuenta para el experimento de control.
 - 2) Falta de interés acerca de las condiciones geológicas y de la necesidad de controlar algunos métodos de construcción.
 - 3) Las características iniciales a partir de las cuales se tendrá que medir los
-

movimientos subsecuentes importantes del comportamiento no están bien definidas.

- 4) Los instrumentos se instalan demasiado tarde, o se instalan y no se usan por las dificultades de acceso.
- 5) Inexperiencia del personal de instalación y de mediciones; muchas veces son incapaces de detectar un mal funcionamiento de los aparatos o de advertir las señales de inestabilidad.
- 6) La evaluación e interpretación no se hacen inmediatamente en el campo. En algunos casos, el retardo que implica el envío de resultados a una oficina lejana para su interpretación, hace perder la oportunidad de la aplicación inmediata de una acción correctiva. Peor aún, el personal de la oficina posiblemente no podrá interpretar los resultados correctamente sin el conocimiento directo de las condiciones en el campo.
- 7) Instrumentos dañados; la falta de continuidad en las mediciones, que es necesaria, sobre todo para los aparatos más complejos.
- 8) Responsabilidades indefinidas del contratista. Instrumentos inadecuados, no aptos para resistir las condiciones rudas del ambiente subterráneo. Instrumentos complejos, que no han sido probados suficientemente antes de usarse.
- 9) Pérdida de continuidad de los resultados, cuando la dirección de obra empieza a reducir los costos, lo que da por resultado una reducción en las observaciones, en el análisis y en el reporte de informes.

En conclusión, debido a que un túnel es un tipo de obra sujeta a muchos imprevistos se considera que el proyecto de un túnel se termina al finalizar la construcción del mismo, ya que durante toda la construcción se debe desarrollar un constante monitoreo y control del comportamiento de los distintos elementos estructurales, la instalación de los instrumentos necesarios, la medición de los parámetros considerados en el proyecto y la adecuada interpretación de los datos obtenidos del sistema de instrumentación y monitoreo constituyen una base muy

importante de retroalimentación al proyecto inicial, integrándose al mismo permiten reducir al máximo los imprevistos.

Al horadar un túnel, en un macizo rocoso, no solo se alteran las condiciones de equilibrio, sino que también se modifican las condiciones de frontera, o mejor dicho se abre una frontera interior que necesariamente deberá satisfacer las condiciones de equilibrio de su entorno. De esta forma al no encontrar resistencia en la frontera libre interior, el macizo tiende a deformarse buscando su nuevo equilibrio hasta que logra estabilizarse. En el capítulo III “Deformaciones en la excavación de túneles”, se explica detalladamente como se calculan estas deformaciones.

CAPÍTULO III

DEFORMACIONES EN LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES

CAPÍTULO III

DEFORMACIONES EN LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES

En este Capítulo III denominado “Deformaciones en la Excavación de Túneles” se presentan los criterios para analizar el estado de esfuerzo y deformación que se desarrolla en la masa de suelo circundante al túnel durante la etapa de construcción.

El objetivo principal que se persigue al hacer un análisis del comportamiento previo a la construcción del túnel es desarrollar el diseño y además estimar las subsidencias y depresiones en la superficie que se presenten durante la obra, para definir así un criterio admisible para comparar los valores estimados con los valores reales registrados durante el programa de monitoreo y proponer, en su caso, las medidas correctivas necesarias que garanticen la seguridad y el correcto funcionamiento de la obra.

La excavación de cualquier obra subterránea provoca una alteración en el estado de esfuerzos inicial del terreno lo que se traduce en un campo de desplazamientos hacia la zona excavada cuya magnitud depende de diversos factores, tanto asociados a la naturaleza de los materiales como al procedimiento de excavación y a la rigidez del sistema sostenimiento-terreno.

La influencia de la excavación durante su proceso de construcción en el entorno, afecta a un conjunto de elementos que están relacionados entre sí: terreno, agua freática, edificaciones y estructuras existentes.

Por un lado se debe atender los movimientos inducidos en el terreno, horizontales y verticales, en determinados puntos, tanto en la superficie como en profundidad, determinando también las distorsiones angulares a que estos dan lugar.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Respecto al nivel freático deben considerarse las alteraciones del nivel inicial por drenaje hacia la excavación cuando se realiza por debajo del nivel freático y las modificaciones del nivel en casos de excavación entre pantallas que pueden generar sobre-elevaciones por interposición en la dirección del flujo. Ambos factores tienen un efecto de reajuste de esfuerzos que pueden dar lugar a deformaciones diferidas que deben ser evitadas o corregidas. Así también para las estructuras existentes es importante controlar movimientos horizontales y verticales, giros y evolución y/o aparición de grietas y fisuras.

Por estas razones se debe contemplar el fenómeno de las deformaciones para limitarlo dentro de los parámetros admisibles por las propias obras y el entorno; atendiendo principalmente los siguientes variables que se presenten:

- La magnitud y la distribución de la presión de tierra sobre el túnel.
- Las cargas que se ejercen sobre ademes y revestimientos temporales.
- Las deformaciones del suelo en la vecindad del túnel y en puntos relativamente alejados del túnel durante la construcción.
- Las deformaciones inducidas en la superficie del terreno sobre el túnel.

Existen soluciones fundamentadas en teorías prácticas al problema de calcular los esfuerzos y las deformaciones de los túneles en materiales idealizados cuyas propiedades no son coincidentes con los materiales reales, de los cuales es difícil precisar con certeza sus propiedades, considerando que pueden presentar variaciones en distancias cortas. En la naturaleza, las rocas están sujetas a su propio peso y al peso de las masas sobreyacentes; como consecuencia, en su interior se desarrollan esfuerzos y deformaciones que se producen entre las partículas individuales constituyentes. En tanto que la roca o un suelo duro están confinados, no podrán producirse los desplazamientos necesarios para que se desarrollen los estados de deformación correspondientes a los estados de esfuerzos actuantes, por lo que éstos se acumulan o almacenan en el material, pudiendo llegar a valores altos, por encima de los límites de fluencia (que en el caso del basalto llega a ser de hasta $1,200 \text{ km/cm}^2$). Tan pronto como este

material así esforzado pueda moverse, ocurrirán en él desplazamientos en forma de flujos plásticos o, inclusive, de explosiones en las que fragmentos de la roca o del suelo duro pueden salir proyectados violentamente; sólo si los esfuerzos residuales no han sobrepasado el límite elástico del material, ocurrirán desplazamientos en el rango elástico.

Las excavaciones que se hagan en el interior de la masa crean siempre un espacio vacío hacia el que se posibilitan los desplazamientos; a la vez, los pesos de los materiales superiores actúan como una carga repartida sobre el techo de la excavación producida. La resistencia del suelo o de la roca puede proporcionar los elementos resistentes, sin embargo para mantener el orificio, que tratará de cerrarse por sí mismo, suele ser necesario emplear elementos auxiliares de retención que son sometidos a la presión del material que actúa en contra de ellos: la carga de roca o la carga del suelo, o la presión de roca o la presión del suelo.

La determinación de estas presiones se dificulta por la exacta definición de las condiciones primarias u originales de los esfuerzos en la masa virgen, además del hecho de que el estado de esfuerzos se modifica alrededor de la excavación, una vez practicada ésta y esas modificaciones dependen de muchos factores difíciles de valorar como son: la naturaleza y resistencia del roca o suelo, del tamaño del orificio, del método de excavación utilizado de la forma y rigidez de los elementos de soporte empleados, etc.

A partir de los trabajos del Dr. Karl von Terzaghi en el año de 1942, se ha hecho costumbre expresar las presiones secundarias de roca o suelo firme, es decir aquellas que se ejercen sobre las paredes después de excavar un túnel, como el peso de una masa de cierta altura sobre el túnel. Las deformaciones del sistema de soporte producen un arqueado posterior de la masa sobre el techo y alivio de la presión.

Las causas para que se desarrollen las presiones sobre los ademes son las siguientes:

- Aflojamiento de las masas de roca o suelo firme. Este fenómeno se desarrolla cuando se altera el material durante el proceso de excavación provocando una baja en su resistencia que lo hace incapaz de permanecer unido por si mismo cuando se encuentra sin confinamiento. Esta es la causa directa de la presión por aflojamiento.
- El peso de masas sobreyacientes. Antes de efectuar la excavación el material se encuentra en un estado de equilibrio y una vez que se ha iniciado la excavación se inducen acciones que lo alteran, siendo necesario reestablecer ese equilibrio. El material que permanece por encima del techo del túnel representa una carga que habrá de contenerse con alguna estructura capaz de soportar la presión ejercida por el material para lograr mantener la abertura.
- Las fuerzas tectónicas. Se refieren a la fuerza que puede estar contenida en la masa de suelo o formación de roca y que se libera cuando se excava para formar el túnel; esta presión se origina por la formación de estratos que definen la estructura de la corteza terrestre y que se han confinado dependiendo de su propia naturaleza. En este sentido es obligación del ingeniero civil tratar de evadir las formaciones de difícil tratamiento para evitar problemas cuya solución resulte demasiado costosa, sin embargo cuando sea insalvable una situación así, se deberá considerar este tipo de fenómenos.
- Expansión del material en que se excava el túnel. Particularmente este fenómeno se relaciona con la propiedad de ciertos suelos para reaccionar en presencia de agua, generando presiones dentro de su masa por alguna variación en su volumen.

III.1 TIPOS DE DEFORMACIÓN

Los mecanismos descritos anteriormente conducen a la aparición de tres tipos de presiones sobre los techos de los túneles:

- a) Presión por aflojamiento.

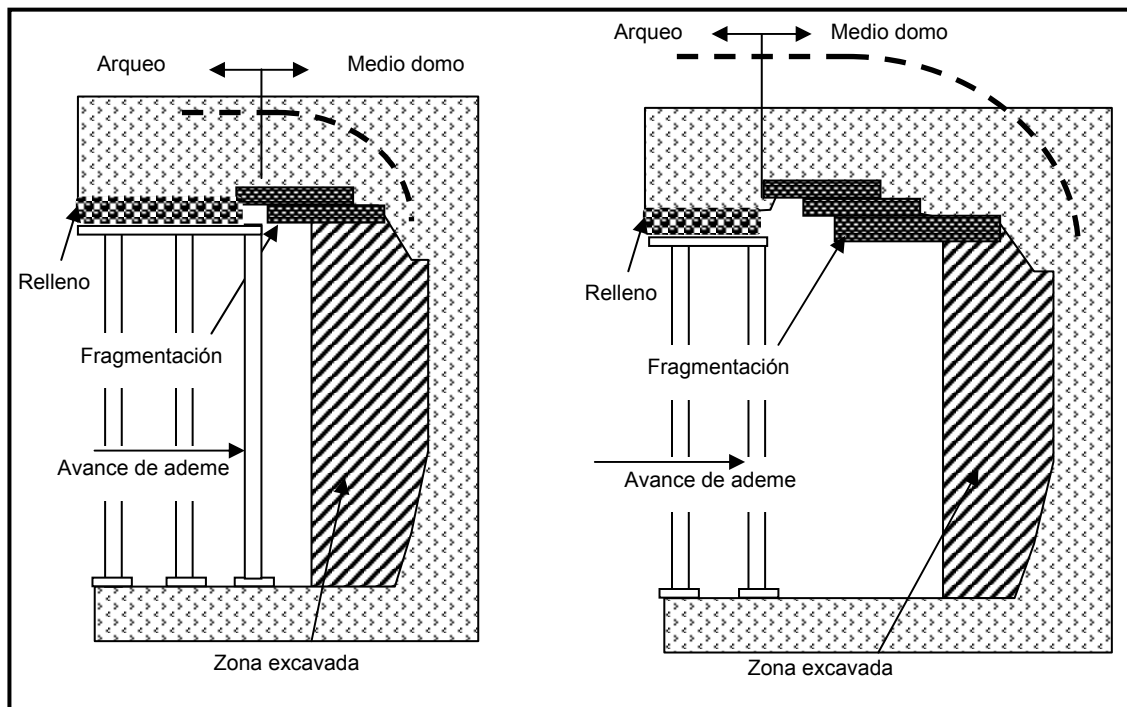
- b) Verdadera presión de montaña (se refiere al ajuste de los esfuerzos originales de la roca).
- c) Presión por expansión.

A continuación se presenta la descripción de las causas que originan las deformaciones y que pueden estar presentes de manera aislada o en conjunto.

a) PRESIÓN POR AFLOJAMIENTO

La presión de roca debida al aflojamiento puede ser entendida como el peso de una masa de roca de cierta altura que gravita principalmente sobre la clave del túnel; esta masa, si se dejara sin soporte, caería gradualmente dentro del túnel. En la práctica, se considera que mientras más rápido se coloque el revestimiento, menor será esta presión ya que la zona afectada por desprendimiento será también menor, ver Figura III.1 “Incremento de la fragmentación como función de la longitud de la sección no soportada”.

FIGURA III.1 INCREMENTO DE LA FRAGMENTACIÓN COMO FUNCIÓN DE LA LONGITUD DE LA SECCIÓN NO SOPORTADA



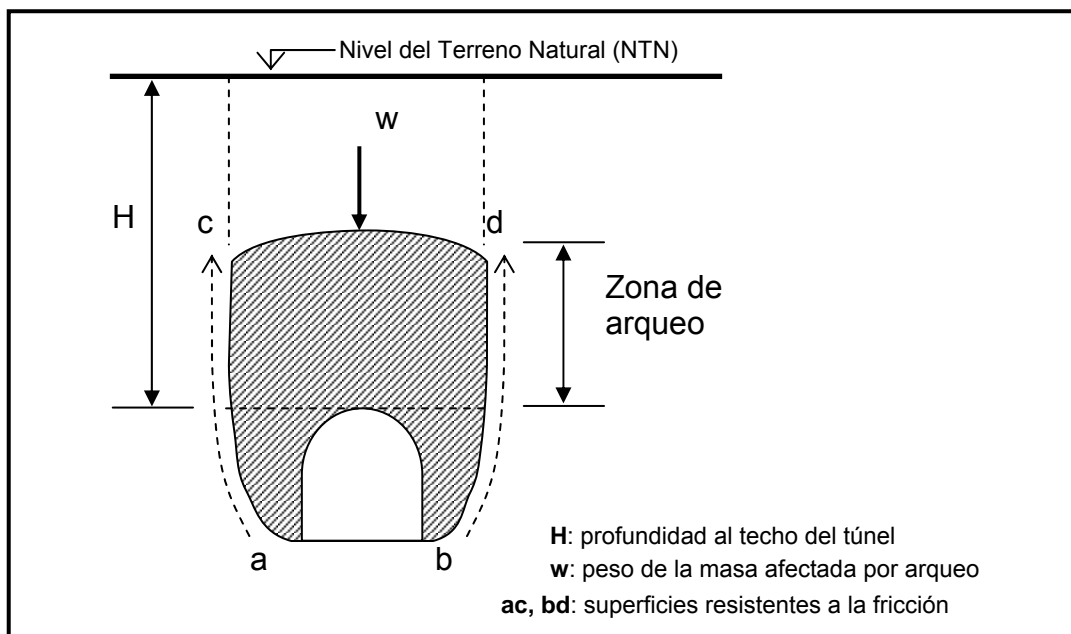
Fuente: Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H., 2000

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Las razones por las que ocurre el aflojamiento de la roca son muy diversas, siendo las principales: el empleo de explosivos durante la excavación y los esfuerzos de tensión que se originan por el efecto de la flexión en la clave del túnel. Esta clase de presión puede ocurrir independientemente de la profundidad a que se encuentre la excavación, y en ocasiones puede ser también independientemente de la calidad de la roca; es decir, este mecanismo puede ocurrir prácticamente en cualquier tipo de roca y bajo cualquier condición. Para valorar numéricamente este tipo de presión de roca será necesario determinar el volumen de roca que gravita sobre el revestimiento o el soporte del túnel.

La presión por aflojamiento está definida por el efecto de arqueado en suelos, que consiste en una redistribución de esfuerzos debido a que en el área de excavación del túnel se quita el elemento de soporte dando lugar a una zona donde se permite el movimiento y se reduce la presión que ejerce el suelo que esta por encima (techo del túnel), presión que será transmitida al área que aún cuenta con soporte y que esta impedida de movimiento alguno, ya que se encuentra confinada por el resto del material que no ha sido removido.

FIGURA III.2 ARQUEO SOBRE UN TÚNEL



Fuente: Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H., 2000

En la Figura III.2 “Arqueo sobre un túnel”, se presenta la masa de roca afectada por el arqueo, el peso de esa masa que tiende a penetrar en el túnel mientras no se construya el ademe, se transfiere en su mayor parte a las masas laterales de roca y es resistido por la fricción que se desarrolla en las superficies ac y bd. Es de resaltar que el ancho de la zona de arqueo es mayor que el ancho del túnel y que el espesor de dicha zona es aproximadamente el doble del ancho del túnel.

b) VERDADERA PRESIÓN DE MONTAÑA (se refiere al ajuste de los esfuerzos originales de la roca)

La verdadera presión de montaña es un mecanismo que se origina por efecto del estado de esfuerzos que se crea al abrir la cavidad. Este estado de esfuerzos se debe a uno o a la combinación de alguno de los siguientes factores:

- Resistencia insuficiente de la roca en relación con los esfuerzos que actúan en la periferia de una cavidad.
- El estado inicial de esfuerzos del macizo rocoso.

Los elementos de roca que se encuentran adyacentes a la cavidad antes de la excavación, se encuentran en equilibrio; al efectuarse la excavación se rompe el equilibrio y, como consecuencia, ocurren deformaciones y cambios en el estado de esfuerzos original de esos elementos. Si las propiedades de resistencia de la roca son suficientes, el equilibrio se mantiene; si estas no son capaces de resistir el nuevo estado de esfuerzos generado, entonces habrá una redistribución de esfuerzos que provocará nuevas deformaciones; este proceso se repetirá sucesivamente hasta que se alcance el equilibrio.

Con frecuencia ocurre que el proceso de redistribución de esfuerzos es diferido en el tiempo debido al comportamiento visco-elástico de algunas rocas. Como consecuencia llega a ocurrir que el hueco de la excavación se cierra gradualmente a medida que pasa el tiempo; sin embargo, en la generalidad de los casos, solo se generará una zona adyacente a la excavación con un estado de esfuerzos

congruente con la resistencia de la roca, aún cuando el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio final puede llegar a ser largo.

Se puede llegar a la conclusión de que mientras más tiempo tarde en colocarse un revestimiento en roca sana, más grande será la zona con esfuerzos redistribuidos, congruentes con la resistencia limitada de la roca, y por lo tanto la presión de roca que tenga que soportar el revestimiento será menor, por lo que convendrá que la colocación del revestimiento del túnel se retrase tanto como fuera posible y de esta forma inducir menores presiones en el mismo, y por lo tanto reducir sus dimensiones; sin embargo no deben perderse de vista tres aspectos:

- 1) La alteración de la roca por efecto de la meteorización.
- 2) Las deformaciones para que se alcance el equilibrio pueden ser excesivas.
- 3) A medida que pasa el tiempo, el mecanismo de aflojamiento empieza a tener una mayor importancia.

Los aspectos 1) y 3) pueden producir caídas de importancia dentro del túnel, el factor 2) llega a ocasionar deformaciones intolerables o inconvenientes para la operación del túnel.

c) PRESIÓN POR EXPANSIÓN

La presión por expansión ocurre en suelos arcillosos y en rocas blandas o rocas que tengan fisuras rellenas de arcilla. La relajación de esfuerzos que ocurre en las cercanías de la excavación propicia cambios de volumen en las suelos y en las rocas que los contienen, tales cambios de volumen llegan a ser lo suficientemente grandes para generar presiones de roca inclusive mayores que la presión geostática, es decir, mayores a la presión vertical debida al peso propio de la cobertura de roca. En estas circunstancias, es conveniente permitir que los cambios de volumen ocurran antes de la colocación del revestimiento definitivo.

Una vez conocidos los parámetros característicos del material, las acciones o

solicitaciones inducidas por los procedimientos constructivos, así como la geometría del problema en la cavidad del túnel para poder predecir el comportamiento del terreno, se han desarrollado teorías basadas principalmente en los análisis elástico, plástico y elasto-plástico aplicados al comportamiento de materiales. A continuación se presenta el desarrollo de dichas teorías con sus respectivas hipótesis que en sentido estricto no obedecen al comportamiento real de los materiales.

III.1.1 ANÁLISIS ELÁSTICO

Para el desarrollo de estos análisis se hace uso de los símbolos del alfabeto griego, el cual se presenta con sus respectivos nombres en el Anexo A “Alfabeto griego”.

La aplicación de la teoría de la elasticidad a rocas y suelos se basa en establecer una relación entre los esfuerzos y las deformaciones mediante la aplicación de una carga inicial o en ciclos subsecuentes. Este análisis considera variantes como la pendiente de la curva esfuerzo deformación definida como E (módulo de elasticidad) y la relación entre la deformación horizontal y la deformación vertical definida como ν (módulo de Poisson). La ventaja de esta teoría es que plantea los estados de esfuerzos en torno a una galería circular perforada, lo que permite hacer un análisis relativamente sencillo.

La imagen del estado de esfuerzos y deformaciones se presenta considerando una deformación plana en una galería no revestida ni soportada, para cualquier combinación de cargas horizontales y verticales. Ver Figura III.3 “Estado de esfuerzos alrededor de una excavación”.

Las siguientes ecuaciones publicadas por A. Kirsh en 1989 definen el estado de esfuerzo del túnel una vez abierto:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_z \left[(1 + K_0) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1 - K_0) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^4}{r^2} \right) \cos 2\theta \right] \quad \text{ecuación III.1}$$

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

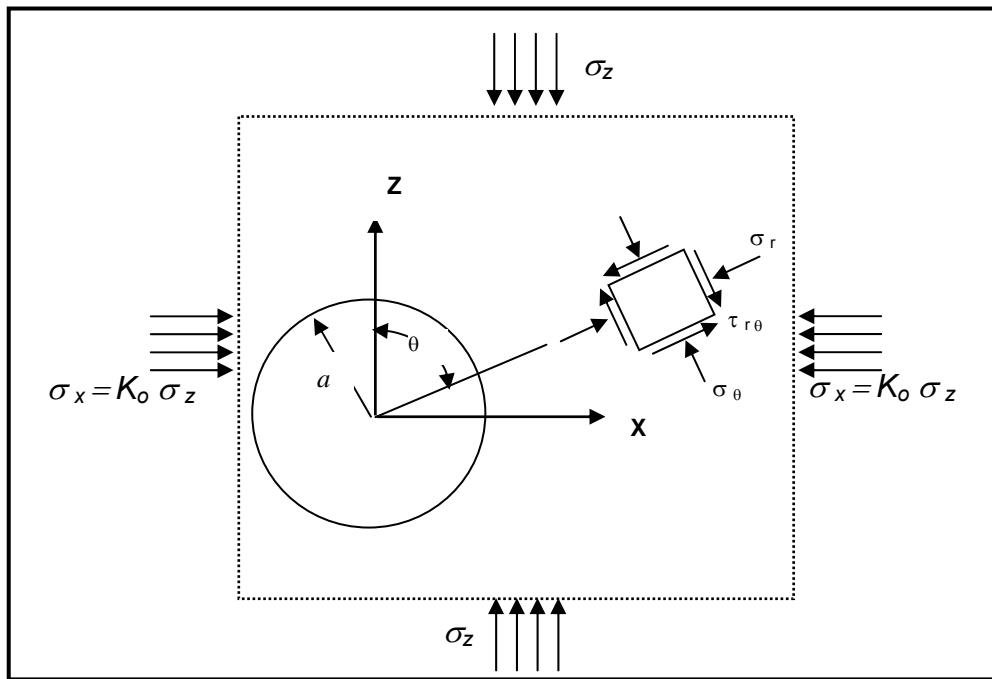
$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} \sigma_z \left[(1 + K_0) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1 - K_0) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad \text{ecuación III.2}$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2} \sigma_z (1 - K_0) \left(1 - \frac{3a^4}{r^4} + \frac{2a^2}{r^2} \right) \text{sen} 2\theta \quad \text{ecuación III.3}$$

En donde:

- σ_r es el esfuerzo radial
- σ_{θ} es el esfuerzo tangencial
- τ_{θ} es el esfuerzo cortante
- K_0 es el coeficiente de presión de tierra en reposo
- a es el radio del túnel
- r es una distancia al centro del túnel circular

**FIGURA III.3 ESTADO DE ESFUERZOS
ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN**



Fuente: Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H., 2000

En las paredes del túnel los esfuerzos se definen particularizando las ecuaciones anteriores al caso en el que $r = a$, por lo tanto:

$$\sigma_r = 0 = \tau_{r\theta}$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_z \left[(1 + K_0) - 2(1 - K_0) \cos 2\theta \right] \quad \text{ecuación III.4}$$

En la clave del túnel $\theta = 0$, entonces:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_z (3K_0 - 1) \quad \text{ecuación III.5}$$

Si K_0 es igual a $1/3$ σ_{θ} sería nulo; pero de acuerdo con los ingenieros Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo Del Castillo Mejía (1945) si K_0 es menor que $1/3$ se presentarían fisuras la clave del túnel.

Ahora bien, el desplazamiento radial correspondiente al esfuerzo hacia dentro producido por la excavación del túnel resulta ser:

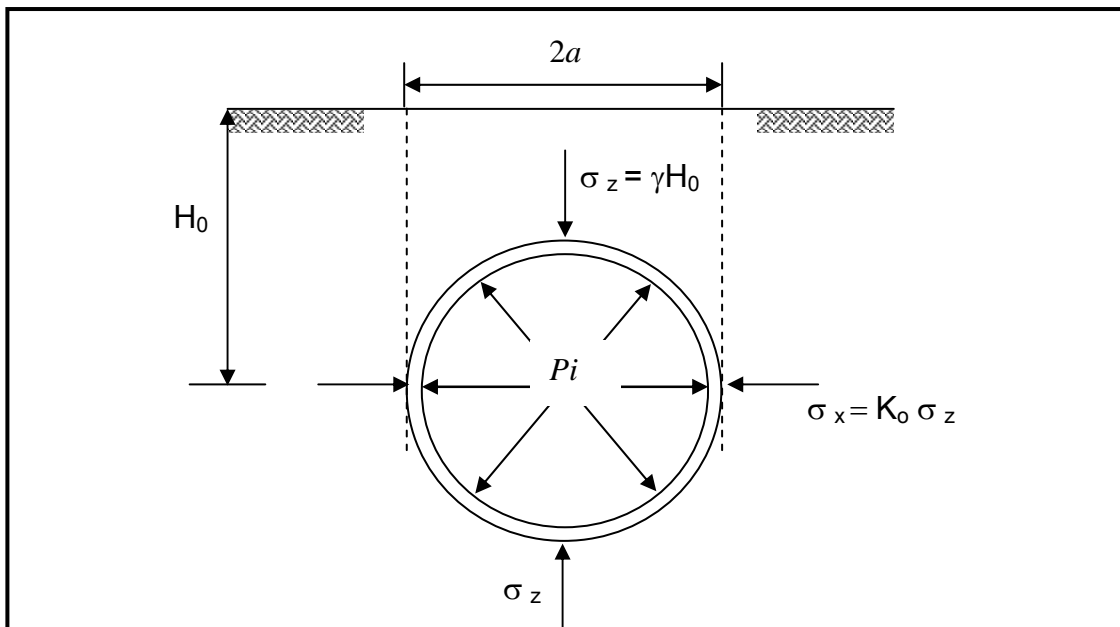
$$u = \sigma_z \frac{1+\nu}{E} \frac{a^2}{r} \quad \text{ecuación III.6}$$

En donde: u es el desplazamiento radial
 ν es la relación de Poisson

El desplazamiento radial en la pared del túnel, ver Figura III.4 “Esfuerzos en la pared del túnel circular”, donde $r = a$ equivale a:

$$u = \sigma_z \frac{1+\nu}{E} a \quad \text{ecuación III.7}$$

FIGURA III.4 ESFUERZOS EN LA PARED DEL TÚNEL CIRCULAR



Fuente: Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H., 2000

finalmente el desplazamiento global promedio en toda la circunferencia del túnel queda definido por:

$$u = \frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma_z a \frac{1 + \nu}{E} \quad \text{ecuación III.8}$$

No debe perderse de vista que estas ecuaciones se refieren al análisis elástico y difícilmente habrán de obedecer las condiciones verdaderas en la práctica, ya que las premisas de un material homogéneo, isotrópico y linealmente elástico para el análisis teórico no suelen presentarse en el comportamiento real de las rocas y los suelos.

III.1.2 ANÁLISIS PLÁSTICO Y ELASTOPLÁSTICO

En los túneles son muchos los casos en que la presión del subsuelo es tal, que se produce la falla en una serie de zonas localizadas, de manera que llega a formarse en torno de la excavación una zona plástica limitada en estado de deformación contenida, por ello el análisis plástico puede ser de mayor aplicación y con más semejanza a los casos reales, sin embargo implica mayores hipótesis que el análisis elástico, con el objeto de simplificar el problema.

En este análisis se establece que:

- $\sigma_z = \sigma_x$, es decir $K_0=1$
- Se desprecia el peso de los materiales extraídos de la galería
- El esfuerzo normal en la dirección del eje del túnel es principal
- Condición de fluencia plástica en suelos puramente cohesivos de acuerdo a la teoría desarrollada por Tresca en 1864
- Condición de fluencia en suelos cohesivos-friccionantes de acuerdo a la teoría desarrollada por Charles Augustin Coulomb en 1773

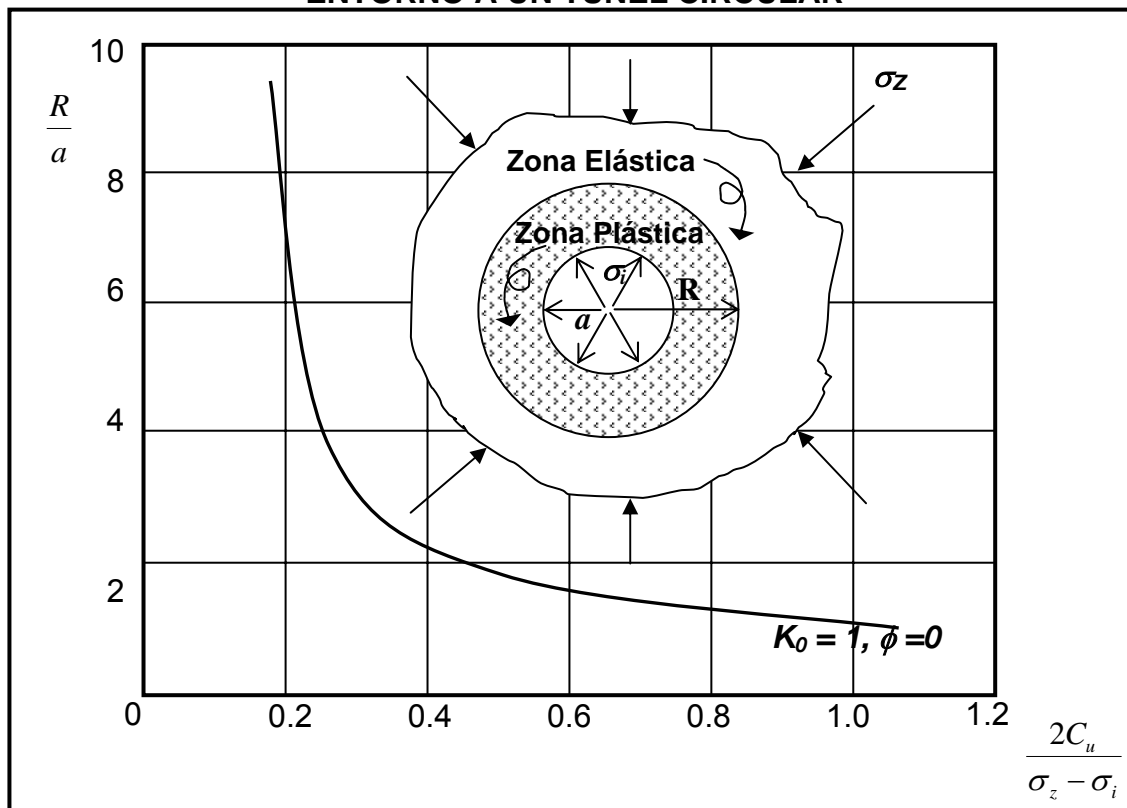
Para los suelos puramente cohesivos se considera que la fluencia plástica se presenta cuando:

$$\sigma_\theta - \sigma_r \geq 2C_u \quad \text{ecuación III.9}$$

en donde C_u es la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en una prueba triaxial, sin consolidación y sin drenaje o bien como la mitad de la resistencia a la compresión simple, determinada en una prueba de este tipo.

El túnel se encuentra así en un estado de esfuerzos formado por una presión vertical σ_z , una horizontal σ_x igual a σ_z y una presión interna σ_i , aplicada esta última sobre toda la periferia de la excavación circular desde el interior del túnel. Si la diferencia entre la presión vertical y la presión interna es mayor a dos veces la resistencia al cortante ($\sigma_z - \sigma_i \geq 2C_u$) no se desarrollaría ninguna zona plástica en torno al túnel, en el caso contrario si es menor ($\sigma_z - \sigma_i < 2C_u$) se presentaría la zona que se extiende hasta una distancia R, a partir del centro del túnel. Ver Gráfica III.1 “Extensión de la zona plástica en torno a un túnel circular”.

**GRÁFICA III.1 EXTENSIÓN DE LA ZONA PLÁSTICA
ENTORNO A UN TÚNEL CIRCULAR**



Fuente: Deere, Peck, Monsees y Schmidt 1969

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

El valor de la distancia R queda definido por esta teoría de la siguiente forma:

$$R = ae^{\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{2C_u}} \quad \text{ecuación III.10}$$

En la zona plástica, para $a \leq r \leq R$, los esfuerzos son:

$$\sigma_r = \sigma_i + 2C_u \ln \frac{r}{a} \quad \text{ecuación III.11}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + 2C_u \quad \text{ecuación III.12}$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) \quad \text{ecuación III.13}$$

en donde σ_y es el esfuerzo normal actuante en la dirección correspondiente al eje del túnel.

El esfuerzo cortante $\tau_{r\theta}$ es nulo en todos los puntos por simetría y en la frontera entre la zona elástica y la plástica

$$\sigma_R = \sigma_z + C_u \quad \text{ecuación III.14}$$

Si no existe presión actuando en el interior del túnel, $\sigma_i = 0$

$$R = ae^{\frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_z - 1}{C_u} \right)} \quad \text{ecuación III.15}$$

Los desplazamientos entre la frontera de la zona plástica y la elástica, hacia el interior del túnel resultan:

$$u_R = C_u \frac{1 + \nu}{E} R \quad \text{ecuación III.16}$$

por el contrario si existe la presión σ_i en el interior del túnel, que sería el caso de que hubiera un ademe ejerciendo una presión uniforme sobre toda la periferia de la galería, el desplazamiento radial que hacia el centro sufrirían las paredes de dicha galería resulta ser:

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}} \quad \text{ecuación III.17}$$

en donde:

$$A = 2C_u \frac{1 + \nu}{E} e^{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{C_u} \right)} \quad \text{ecuación III.18}$$

El análisis plástico para los materiales cohesivos-friccionantes considera que la fluencia ocurre cuando:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_r \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + \frac{2C \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad \text{ecuación III.19}$$

El valor de la cohesión es la ordenada en el origen de la envolvente de resistencia dibujada en el plano τ - σ , obtenida de un conjunto de pruebas triaxiales.

La teoría indica que para:

$$\sigma_z \leq \frac{\sigma_i + C \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad \text{ecuación III.20}$$

no hay desarrollo de zona plástica, y el material se mantiene en estado elástico.

Para valores mayores de σ_z se desarrolla una zona plástica anular cuyo radio es:

$$R = a \left[\frac{(1 - \operatorname{sen} \phi) \sigma_z + C \cot \phi}{\sigma_i + C \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2 \operatorname{sen} \phi}} \quad \text{ecuación III.21}$$

Dentro de la zona plástica ($a \leq r \leq R$), los esfuerzos son:

$$\sigma_r = -C \cot \phi + (\sigma_i + C \cot \phi) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad \text{ecuación III.22}$$

$$\sigma_{\theta} = -C \cot \phi + (\sigma_i + C \cot \phi) \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad \text{ecuación III.23}$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_{\theta}) \quad \text{ecuación III.24}$$

en la frontera entre la zona plástica y elástica, los esfuerzos son:

$$\sigma_R = \sigma_z (1 - \operatorname{sen} \phi) - C \cos \phi \quad \text{ecuación III.25}$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_z (1 + \operatorname{sen} \phi) + C \cos \phi \quad \text{ecuación III.26}$$

En el conjunto de estas expresiones puede verse como límite de frontera, que si $\sigma_i = C = 0$, el radio de la zona plástica se hace infinito y la galería se cerraría por si sola.

Por último, la teoría de la plasticidad define el desplazamiento radial hacia el interior del túnel en la frontera entre la zona plástica y la elástica como:

$$U_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1+\nu}{E} R \quad \text{ecuación III.27}$$

Todas las fórmulas anteriores conservan su valor solo en tanto el suelo mantenga su resistencia durante el periodo de flujo plástico, sin embargo la fluencia trae consigo un debilitamiento estructural desencadenando una falla progresiva.

Asociado al análisis en el interior del túnel, se calcula la depresión en la superficie del terreno, cuyo valor es importante para prevenir las afecciones en la superficie, como a continuación se presenta.

III.1.3 DEPRESIÓN SUPERFICIAL

El valor de los desplazamientos de la depresión de la superficie depende de la naturaleza del suelo interaccionada con el procedimiento constructivo. Para definir el perfil de la depresión, en la práctica se admite que la forma que adopta describe exactamente una curva de distribución normal de frecuencias (curva de Gauss) y se aplican las relaciones geométricas a esta curva, como se muestra en la Figura III.5 “Curva de Gauss y algunas de sus relaciones geométricas”.

El volumen de la depresión (V_d) es el área bajo la curva de Gauss

$$V_d = 2.5i\delta_{m\acute{a}x} \quad \text{ecuación III.28}$$

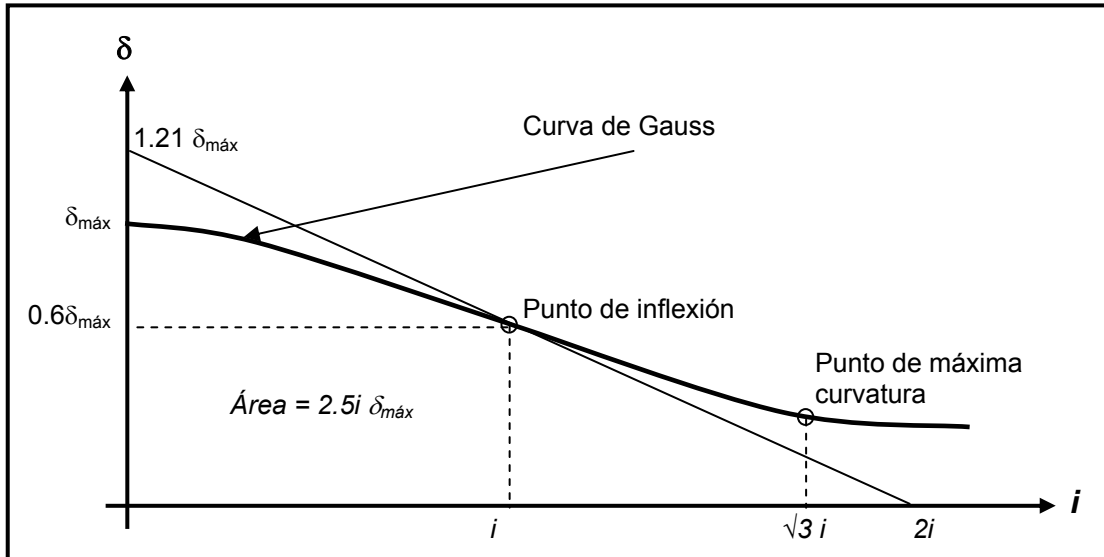
En donde: $\delta_{m\acute{a}x}$ es el asentamiento máximo de la sección
 i es la desviación estándar correspondiente a la curva y equivale a la abscisa al punto de inflexión de la curva.

El valor de i puede obtenerse de la relación

$$\frac{i}{a} = \left(\frac{z_0}{2a} \right)^{0.8} \quad \text{ecuación III.29}$$

En donde: a es el radio del túnel circular o el semi-ancho de la excavación
 z_0 es la profundidad del eje de túnel

**FIGURA III.5 CURVA DE GAUSS Y ALGUNAS
DE SUS RELACIONES GEOMÉTRICAS**



Fuente: Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H., 2000

El volumen de la depresión debe ser igual al volumen de la pérdida de suelo en la galería, más los cambios de volumen (en caso de existir) que sufra la masa de suelo sobre y alrededor del túnel, estos últimos se consideran despreciables para el caso de las arcillas; en las arenas son de gran importancia.

Para el cálculo del volumen se considera la condición de estabilidad y el concepto de factor o relación de sobrecarga, definido para las arcillas de la siguiente forma:

$$R_s = \frac{\sigma_z}{C_u} \quad \text{ecuación III.30}$$

Una relación de sobrecarga mayor de 6 en arcillas duras y fisuradas es indicativo de inestabilidad y falla; en cambio para valores menores a tres ó dos se espera que los movimientos sean pequeños.

La pérdida teórica de suelo a ocurrir en un túnel excavado en arcilla, con una relación de sobrecarga mayor o igual a la unidad ($R_s \geq 1$) puede escribirse de la siguiente forma:

$$V_p = 3 \frac{C_u}{E} e^{R_s - 1} \quad \text{ecuación III.31}$$

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

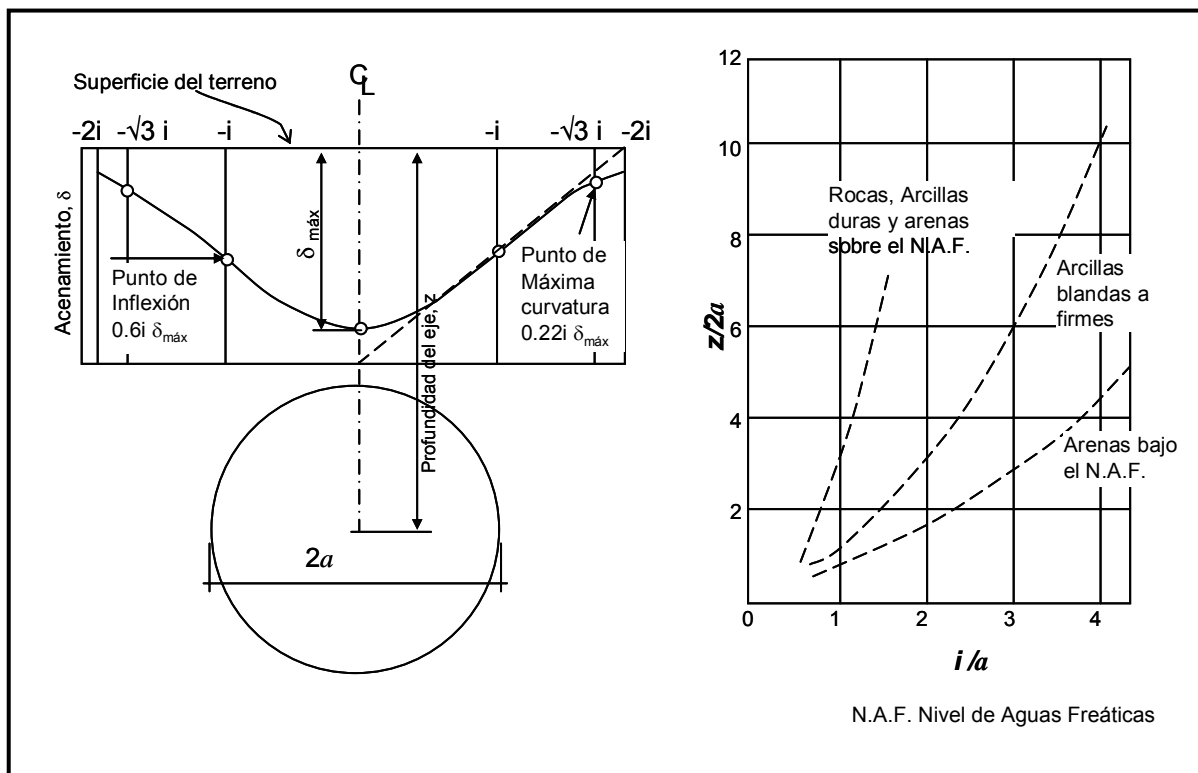
y para el caso contrario ($R_s < 1$)

$$V_p = 3R_s \frac{C_u}{E} \quad \text{ecuación III.32}$$

Se hace resaltar que en el cálculo de la estimación de pérdida de suelo en un túnel excavado en arenas se hará considerando la experiencia anterior que existe en otros túneles ya construidos, la cual puede servir de norma de criterio.

Como referencia para valuar la pérdida de suelo en materiales granulares se presenta por ejemplo la Gráfica III.2 “Relación entre el ancho de la depresión superficial (i/a) y la profundidad del túnel ($z/2a$) para excavaciones en diversos materiales”. Esta gráfica es totalmente construida a partir de la experiencia.

GRAFICA III.2 “RELACIÓN ENTRE EL ANCHO DE LA DEPRESIÓN SUPERFICIAL (i/a) Y LA PROFUNDIDAD DEL TÚNEL ($z/2a$) PARA EXCAVACIONES EN DIVERSOS MATERIALES”



Fuente: Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H., 2000

III.1.4 MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO (MEF)

En este inciso se hace mención del Método del Elemento Finito (MEF) ya que es una herramienta útil la cual considera las características del material (cohesión C_u , ángulo de fricción interna ϕ , peso volumétrico γ , módulo de elasticidad E , relación de Poisson ν), así como la geometría específica de la excavación para obtener los esfuerzos y las deformaciones en el entorno mediante un análisis tridimensional; sin embargo solo se da una breve descripción de la secuencia del procedimiento.

Para obtener una solución numérica del comportamiento del material en la zona cercana al frente de excavación que es donde se presentan las variaciones más importantes, se deben resolver las ecuaciones de equilibrio que rigen el problema, las cuales determinan las acciones exteriores y las respuestas del material, siguiendo esta secuencia:

- 1) La determinación de las condiciones de equilibrio:

$$f(\sigma) = 0$$

- 2) Definir la relación entre esfuerzos y deformaciones mediante las ecuaciones constitutivas:

$$\sigma = D(\varepsilon, p)$$

- 3) Definir mediante las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones la relación entre deformaciones unitarias y desplazamientos. La formulación agrupa todo el conjunto de ecuaciones y determina una relación en forma de ecuación diferencial, en un dominio bajo las características del material que circunda la excavación.

$$\varepsilon = g(x)$$

- 4) La solución que realiza el Método del Elemento Finito (MEF) cierra el dominio en una malla de elementos y reduce el problema a la resolución de un sistema de ecuaciones no lineal del tipo:

$$K(x)x = f$$

en donde $K(x)$ es la matriz de rigidez global, x los desplazamientos nodales

y f el vector de fuerzas nodales.

La matriz K se calcula:

$$K = \iiint_V B^T D B dV$$

Siendo B la matriz que relaciona deformaciones y desplazamientos nodales según las ecuaciones de compatibilidad, D contiene la relación entre tensiones y deformaciones.

Las ecuaciones presentadas en los párrafos anteriores no son resueltas en detalle, ya que el objeto de este trabajo es particularmente la instrumentación y sale de los alcances el presentar un desarrollo detallado del Método del Elemento Finito que es materia de un análisis numérico un tanto complejo y en la actualidad existen programas de aplicación para computadora comerciales como el FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continuity) o el Rheo-Staub que resuelven este problema; pero debe hacerse particular énfasis que es un método utilizado en la práctica y representa un parámetro de comparación aceptable.

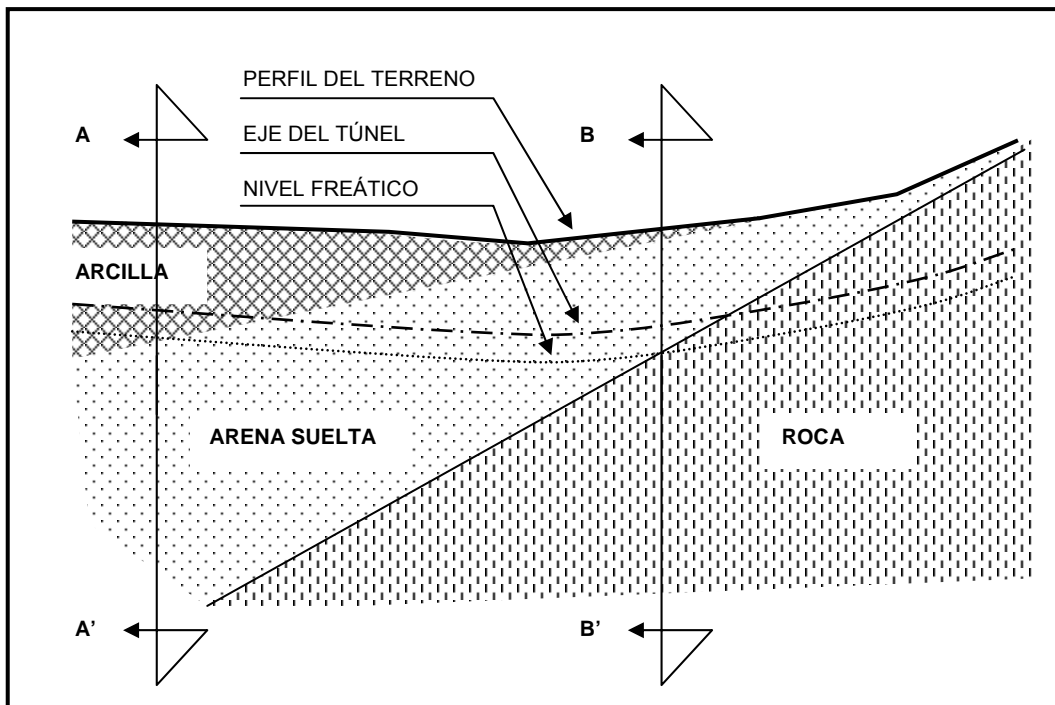
III.1.5 PROBLEMA DE APLICACIÓN PARA EL ANÁLISIS PLÁSTICO Y ELASTOPLÁSTICO

A continuación se presenta un problema en donde se emplea el criterio elástico y plástico con objeto de ilustrar el análisis de las ecuaciones definidas en los incisos anteriores; se trata de un ejemplo supuesto de condiciones teóricas. La aplicación de las teorías presentadas en este capítulo a un caso práctico y real se presentan en el Capítulo V Caso Práctico: Túnel Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México, de este trabajo.

Como se menciona en el párrafo anterior se supone la construcción de un túnel que en proyecto tiene una sección transversal circular de 4 m de radio y una profundidad media de 20 m. Se cuenta con el perfil geológico de la Figura III.6 “Perfil geológico”, integrado por un estrato superficial de arcilla blanda, cuya

resistencia en prueba de compresión simple fue de 1 kg/cm^2 , cohesión de 0.5 kg/cm^2 , peso volumétrico húmedo de 1.7 ton/m^3 y módulo de elasticidad de 50 kg/cm^2 , por debajo de esta formación existe una formación de arena suelta cuyo ángulo de fricción es de 32° , sin cohesión y con peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 .

FIGURA III.6 PERFIL GEOLÓGICO



SOLUCIÓN

En la sección AA' se usa la ecuación III.4 y considerando $K_0 = 0.8$, para determinar el estado de esfuerzos en la periferia de la excavación donde $a = r$

$$\sigma_\theta = \sigma_z [(1 + K_0) - 2(1 - K_0)\cos 2\theta] = \sigma_z [(1 + 0.8) - 2(1 - 0.8)\cos 2\theta]$$

el esfuerzo circunferencial máximo se presentará cuando :

$$\frac{d\sigma_\theta}{d\theta} = 0 = 0.4\text{sen}2\theta$$

de donde: $\text{sen}2\theta = 0$ $\theta = 0; \theta = 180$ esfuerzo mínimo
 $\theta = 90; \theta = 270$ esfuerzo máximo

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Así el esfuerzo máximo se presentará a la mitad de la altura de las paredes y en el caso general valdrá:

$$\sigma_{\theta máx} = \sigma_z [(1 + K_0) + 2(1 - K_0)] = \sigma_z (3 - K_0)$$

De esta condición se puede ver que para que se presenten esfuerzos de tensión se necesita que $K_0 = 3$, lo que implica que los esfuerzos horizontales sean tres veces mayores que los verticales, situación que se presenta en los casos donde existen esfuerzos tectónicos residuales grandes.

Para este caso el esfuerzo vale:

$$\sigma_{\theta máx} = \sigma_z (3 - K_0) = \gamma z (3 - 0.8) = 1.7 \times 20 (2.2) = 74.8 \text{ ton/m}^2$$

dado que la resistencia a la compresión es menor

$$q_u \leq \sigma_{\theta}$$

$$10 \leq 74.8 \text{ ton/m}^2$$

las paredes del túnel por si solas no resistirán y habrá de colocarse un ademe. En este caso se rebasa el límite elástico, así que recurriendo al análisis plástico cuando el material se plastifica se cumple la ecuación III.9

$$\sigma_{\theta} - \sigma_r \geq 2C_u$$

$$74.8 - 0 \geq 2 \times 5$$

$$74.8 \geq 10$$

en esta condición deberá considerarse que $K_0 = 1$, por la existencia de un estado de esfuerzos hidrostáticos en la masa de suelo antes de la excavación del túnel.

Para que no exista ninguna zona plastificada, el ademe debe ejercer un empuje contra las paredes de la excavación igual a:

$$\sigma_{\theta} - \sigma_i = 2C_u$$

$$\sigma_i = \sigma_{\theta} - 2C_u$$

$$\sigma_i = 74.8 - 10 = 64.8 \text{ ton/m}^2$$

Si se acepta que puede existir una zona plastificada de 10 m alrededor del túnel, entonces:

$$\frac{R}{a} = \frac{10}{4} = 2.5 \text{ m}$$

con este valor se entra en la Gráfica III.1 “Extensión de la zona plástica en torno a un túnel circular” de donde:

$$\frac{2C_u}{\sigma_\theta - \sigma_i} = 0.35$$

despejando σ_i

$$\sigma_i = \sigma_\theta - \frac{2C_u}{0.35} = 74.8 - \frac{10}{0.35} = 46.2 \text{ ton/m}^2$$

que es el valor de la presión radial con la que se diseña el ademe, asegurándose que pueda deformarse lo necesario para que se desarrolle la zona plastificada.

En la sección BB' de arena al no tener ninguna cohesión se requiere del ademe. El esfuerzo circunferencial máximo se presenta nuevamente en las paredes del túnel, suponiendo $K_0 = 0.4$ el valor será:

$$\sigma_{\theta máx} = \sigma_z(3 - K_0) = \gamma \cdot z(3 - 0.4) = 1.5 \times 20(2.6) = 78 \text{ ton/m}^2$$

aplicando el criterio de fluencia con la ecuación III.19

$$\sigma_\theta \leq \sigma_r \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} + \frac{2C \cos \phi}{1 - \text{sen} \phi} \leq 0$$

lo que indica la necesidad del ademe y para que no se desarrolle ninguna zona plástica, de acuerdo con la ecuación III.20 que a continuación se presenta

$$\sigma_\theta \leq \frac{\sigma_i + C \cos \phi}{1 - \text{sen} \phi} = \frac{\sigma_i}{1 - \text{sen} \phi}$$

despejando a σ_i

$$\sigma_i \geq \sigma_\theta(1 - \text{sen} \phi) = 78(1 - 0.53) = 36.5 \text{ ton/m}^2$$

Si en este caso se acepta una zona plastificada de 20 m de diámetro, de acuerdo con la ecuación III.21

$$R = a \left[\frac{(1 - \operatorname{sen} \phi) \sigma_z + C \cot \phi}{\sigma_i + C \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2 \operatorname{sen} \phi}}$$

$$20 = 4 \left[\frac{(1 - \operatorname{sen} 32) 78_z + \cot 32}{\sigma_i + 0} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} 32}{2 \operatorname{sen} 32}}$$

$$20 = 4 \left[0.47 \frac{78 \times 1.6}{\sigma_i} \right]^{0.445}$$

despejando a σ_i $\sigma_i = 1.56 \text{ ton/m}^2$

Como conclusión a este análisis se distingue que en las arenas al permitir una zona platificada se moviliza la resistencia de la arena y la presión sobre el ademe disminuye bruscamente, mientras que en el caso de las arcillas la reducción es más lenta.

Para el cálculo de los hundimientos en la sección AA' de arcilla se toma el esfuerzo circunferencial obtenido del análisis plástico y no considerando el uso de aire a presión en el interior ($\sigma_r = 0$) se obtiene así el factor de sobrecarga con la ecuación III.30 que se escribe:

$$R_s = \frac{\sigma_z}{C_u} = \frac{34}{5} = 6.8 \geq 1$$

Por lo que para calcular el volumen de pérdida del suelo deberá emplearse la ecuación III.31:

$$V_p = 3 \frac{C_u}{E} e^{R_s - 1} = \frac{3 \times 5}{500} e^{5.8} = 9.91$$

De la ecuación III.29 el valor de i es:

$$i = a \left(\frac{z_0}{2a} \right)^{0.8} = 4 \left(\frac{20}{8} \right)^{0.8} = 8.32 \text{ m}$$

De la ecuación III.28 se igualan el volumen de la depresión al volumen de pérdida de suelo para obtener

$$V_d = V_p = 2.5i\delta_{m\acute{a}x}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{V_p}{2.5i} = \frac{9.91}{2.5 \times 8.32} = 0.48 \text{ m}$$

Para la sección BB' en la zona de arena el volumen de la pérdida suelo se calcula mediante casos prácticos antecedentes, teniendo valores que varían del 1 al 3 % del volumen de la excavación, suponiendo un valor del 2 % se tiene:

$$V_p = 0.02\pi r^2 = 0.02 \times 3.1416 \times 4^2 = 1 \text{ m}^3/\text{m}$$

de la Gráfica III.2 "Relación entre el ancho de la depresión superficial (i/a) y la profundidad del túnel ($z/2a$) para excavaciones en diversos materiales" (página Cap III – 18) se obtiene el valor de $i = 2.1 \times 4 = 8.4$

con la ecuación III.28 se obtiene

$$V_d = V_p = 2.5i\delta_{m\acute{a}x}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{V_p}{2.5i} = \frac{1}{2.5 \times 8.4} = 0.048 \text{ m}$$

De los resultados antes obtenidos se puede establecer por principio que dadas las características del material por si solo no tiene la capacidad de sostenerse, así que se requiere de un sistema de soporte que compense esta deficiencia de resistencia; por otro lado el hundimiento que se presenta en la zona de arcilla (sección AA') es grande, por lo cual es preciso calcular un sistema que permita reducir esta depresión a un nivel aceptable. La solución puede ser variable y esta relacionada con la resistencia del material.

El rango para considerar que sea aceptable el valor del hundimiento dependerá de las condiciones en la superficie, si existen construcciones o estructuras que puedan verse afectadas, en cuyo caso el valor del hundimiento que se presente deberá ser bajo.

La depresión calculada en la zona de arena (sección BB') es mucho menor que al caso de la arcilla, sin embargo dependerá del análisis que se haga de las

condiciones que existan en la superficie para definir si es un valor admisible o si se requiere de un sistema de estabilización que aminore los hundimientos.

No obstante estas condiciones son hipotéticas y habrán de verificarse una vez iniciada la excavación, motivo por el cual es necesario instrumentar el túnel; sin embargo las aproximaciones que se calculan ya sea por métodos prácticos o por programas de computación, servirán de referencia para establecer las condiciones de seguridad indispensables en la obra.

III.2 FACTORES QUE INFLUYEN DURANTE LA EXCAVACIÓN

Los factores a considerar durante la excavación de un túnel son:

- a) El tipo de material en el que se efectuará la excavación
- b) Las dimensiones de la excavación
- c) El procedimiento constructivo seleccionado
- d) El nivel de aguas freáticas
- e) El clima y la hidrología
- f) La existencia de edificaciones susceptibles a ser dañadas

A continuación se describe la forma en que actúan los factores antes enlistados.

- a) El tipo de material en el que habrá de desarrollarse la excavación es un elemento fundamental para la construcción de un túnel, ya que la correcta caracterización del suelo deriva en una predicción cercana a la realidad del comportamiento de la excavación y a la pronta solución a problemas no considerados durante el diseño del túnel.

A pesar de conocer las propiedades del material, difícilmente se puede tener la certeza de su comportamiento una vez que se empieza a alterar su estado natural, ya que en el instante mismo de la excavación se pueden presentar variaciones en cuanto a la composición del suelo considerada en el momento de proyectar.

- b) Las dimensiones de la excavación es un factor que dependerá del propósito que tenga el túnel así como la profundidad a la que se haga la excavación, siendo estos elementos a considerar para el análisis del comportamiento de las deformaciones, ya que en los casos de necesitar un túnel de gran dimensión se puede liberar en mayor proporción esfuerzos en la masa del suelo o roca al retirar el material para conformar la cavidad, y en consecuencia habrán de manifestarse movimientos en las zonas cercanas a la excavación y en algunos casos en zonas relativamente alejadas.
- c) El procedimiento constructivo seleccionado será un factor que determiné el grado de alteración que sufra el suelo en el momento de la excavación. Su definición se hará considerando obtener una solución viable, económica y que represente las mayores ventajas y facilidad para la realización de la obra.
- d) El nivel de aguas freáticas presenta su mayor relevancia al considerarse como una fuerza actuante durante el cálculo de los esfuerzos en el entorno de la excavación, asimismo en seleccionar la mejor solución para que el procedimiento instructivo se vea lo menos afectado por la presencia del agua. Esto se logra mediante la instalación de un sistema de drenaje o bien considerar un recubrimiento impermeable en el túnel complementado por un sistema de abatimiento del nivel de aguas freáticas.
- e) Una vez que se ha iniciado la excavación, el material permanece expuesto a las condiciones del medio ambiente que a pesar de no estar en contacto directo sí pueden tener alguna influencia al presentar por ejemplo incrementos de temperatura al interior, que generen desecación en materiales arcillosos implicando un cambio en la volumetría del material. También es de considerar el agua proveniente de escurrimientos al interior del túnel durante temporadas de lluvia, lo que podría interrumpir con la operación de la maquinaria o con el procedimiento constructivo.

- f) Cuando la construcción del túnel se tiene proyectada dentro de zonas con edificaciones susceptibles a ser dañadas, tanto por los procedimientos constructivos, como por la excavación misma, ya sea en la superficie o en otras obras subterráneas, se debe prever este posible daño y en su caso implementar el sistema de monitoreo en elementos clave dentro de las instalaciones, para corregir oportunamente alguna falla inducida.

Es importante destacar la cantidad de variables a considerar desde la etapa de diseño hasta la etapa de operación para la cual será construido un túnel, la falta de previsión así como la negligencia e incapacidad para resolver los problemas nuevos que se desarrollen durante la construcción repercutirá siempre en la seguridad del personal, en la economía de la obra y en la funcionalidad de la misma.

En circunstancias normales, es posible estimar la subsidencia de un túnel mediante procedimientos numéricos fundamentados en las teorías elásticas y plásticas complementados con la experiencia, o bien con métodos matemáticos resueltos con programas de computadora. Resulta complicado, sin embargo, estimar la subsidencia asociada a problemas de inestabilidad del frente o cuando el terreno se caracteriza por una gran variabilidad (frentes mixtos de roca sana y meteorizada, por ejemplo). La magnitud del hundimiento constituye un indicador del grado de incidencias que la excavación tiene en la superficie.

En fase de proyecto, deben establecerse los límites de movimiento considerados admisibles por las estructuras situadas en el área de influencia de las obras, de modo que puedan preverse en dicha fase las medidas necesarias para garantizar un adecuado nivel de seguridad en el procedimiento constructivo. Los umbrales de movimientos deben tener en cuenta la tipología y el estado de conservación de los elementos y estructuras potencialmente afectados.

Cuando se establece el nivel admisible de subsidencia (y por tanto, se dimensiona el daño que se puede considerar permitidas), habrá de realizarse un estudio

económico de modo que se alcance un equilibrio entre el costo de las eventuales reparaciones y el costo de evitar los daños inducidos a las construcciones existentes; siempre considerando que es primordial la seguridad de la gente que este involucrada con la obra.

Este capítulo presenta los principios para el cálculo y análisis de las deformaciones de un túnel, a fin de proporcionar un entendimiento básico de los conceptos y algunos de los aspectos prácticos del comportamiento del estado de deformación existente en un túnel, sin pretender cubrir todo el tema respecto a los diferentes enfoques que para su análisis existen, respetando por principio que cada proyecto de túnel por construir es diferente a otro pero se pueden aplicar generalidades.

Así también se pretende justificar la necesidad de instrumentar el túnel para conocer la magnitud de las deformaciones que se manifiesten, habiendo partido de un resultado preliminar teórico.

La previsión del comportamiento de la excavación permite determinar el tipo y capacidad de los sistemas de estabilización y de soporte que mejor convengan a cada caso de túnel. Los tipos de soporte así como su diseño se presentan en el capítulo siguiente: Capítulo IV “Sistemas de estabilización y soporte del túnel”.

CAPÍTULO IV

**SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y
SOPORTE DEL TÚNEL**

CAPÍTULO IV

SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y SOPORTE DEL TÚNEL

En este capítulo IV “Sistemas de estabilización y soporte del túnel” se estudia de manera general la estabilidad de un túnel, así como algunos tipos de soporte empleados para asegurar la estabilidad, como se sabe, los túneles son obras que se usan generalmente para comunicación o conducción entre dos puntos. La ventaja de un túnel, cualquiera que sea su uso, es que mantiene encapsulado al ente que se transporta o conduce a través de él, manteniendo su funcionalidad, independientemente de lo que se tenga después del túnel.

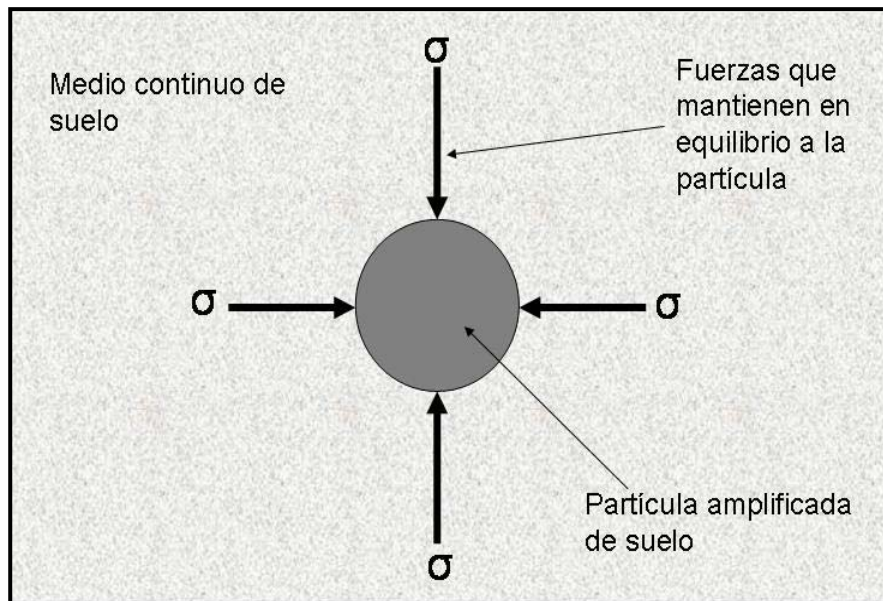
A pesar de que los túneles son obras que van de medianas a grandes, siempre es importante tomar en cuenta detalles tan pequeños que a la vista del usuario son imperceptibles, como son las deformaciones de la estructura, filtraciones, hundimientos del piso o grietas que se presenten en la estructura del túnel. La instrumentación antes, durante y después de haberse construido el túnel es importante, ya que a través de los datos que se obtengan se podrán tomar medidas de seguridad, tanto para la estructura del túnel como para los entes que sean transportados o conducidos a través de él.

IV.1 MÉTODOS EXISTENTES

Se entenderá por estabilización del suelo al estado de fuerzas que mantienen en equilibrio a una partícula de suelo en un medio continuo de terreno, ver Figura IV.1 “Equilibrio natural de una partícula de suelo”, sin importar las características geológicas o geomecánicas (acción de las fuerzas naturales en el medio continuo, estas pueden ser las fuerzas tectónicas, las del peso propio, la fricción entre fallas geológicas, etc.).

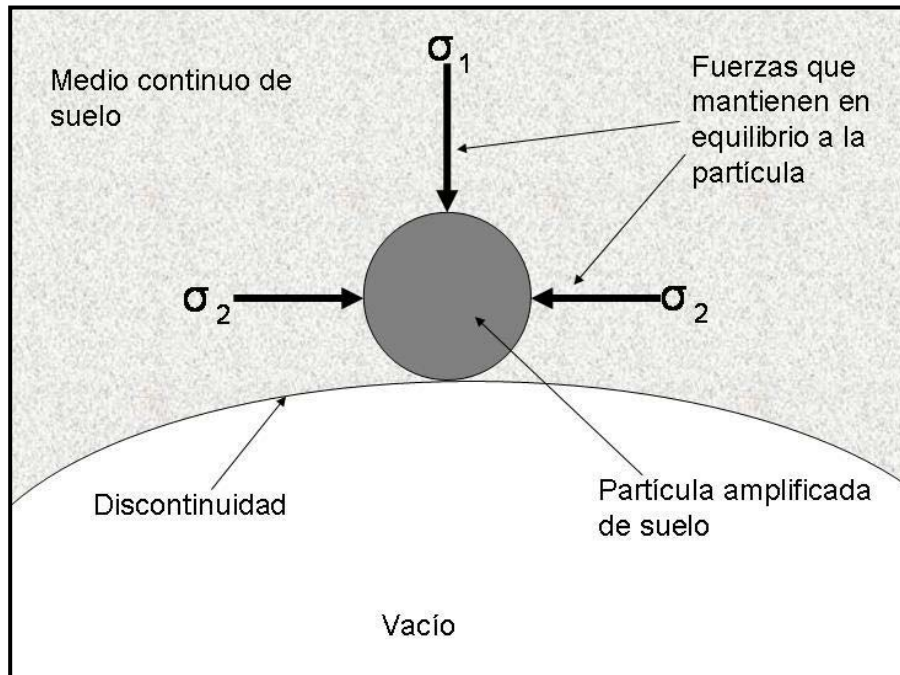
La partícula de suelo se mantiene en equilibrio hasta que algún medio mecánico, artificial o natural rompe el equilibrio de dicha partícula, ver Figura IV.2 “Nuevo estado de equilibrio de la partícula de suelo”; para ilustrar este caso y sentir de que manera actúan las fuerzas, imagínese que una persona se encuentra atirantado por las dos manos y por los dos pies con cables fuertemente atados a algún punto imaginario en las cuatro direcciones cardinales, y se encuentra en forma horizontal boca arriba apoyado sobre el piso, no se puede deslizar en ninguna dirección, en otras palabras las cuerdas (fuerzas) lo mantienen en equilibrio.

FIGURA IV.1 EQUILIBRIO NATURAL DE UNA PARTÍCULA DE SUELO



No piense en tercera dimensión, solo en el plano horizontal. Si de repente, el cable de su pie derecho se soltara de su punto imaginario, que miembro de su organismo tendrá una mayor tensión y cual una menor tensión, por un momento tendrá un deslizamiento mínimo de algunos 15 o 20 cm que lo llevarán a un nuevo estado de equilibrio, y ahora como se siente, sus tres miembros se encuentra con una tensión mayor que la establecida originalmente, y si soltarán su mano izquierda, también se desplazaría, pero nuevamente volvería al equilibrio, solo con sus dos extremidades con una tensión mucho mayor.

FIGURA IV.2 NUEVO ESTADO DE EQUILIBRIO DE LA PARTÍCULA



Este pequeño ejercicio mental tiene la finalidad de ver como se comporta una partícula de suelo cuando se altera su equilibrio, y relacionado desde el punto de vista de excavación en el terreno, se ve que las partículas del límite de la excavación se mantienen en equilibrio. Como se sabe, esto se logra gracias a la cohesión del material y al ángulo de fricción, esto provoca un equilibrio temporal de tipo natural de la excavación; pero no todos los suelos tienen esta propiedad de mantenerse en equilibrio cuando se extrae un volumen de su medio continuo.

Es aquí donde entra el tema de estabilización de suelos, y que en este trabajo recibe el nombre de “Sistemas de estabilización y soporte del túnel”. Tanto la estabilización y el soporte tienen la misma función, mantener en equilibrio al terreno o suelo previamente excavado, no importa para que fin se halla destinado la excavación.

Para este trabajo interesa la estabilización y soportes de túneles en cualquier suelo, no importando su clasificación. La estabilización se da fundamentalmente en dos casos:

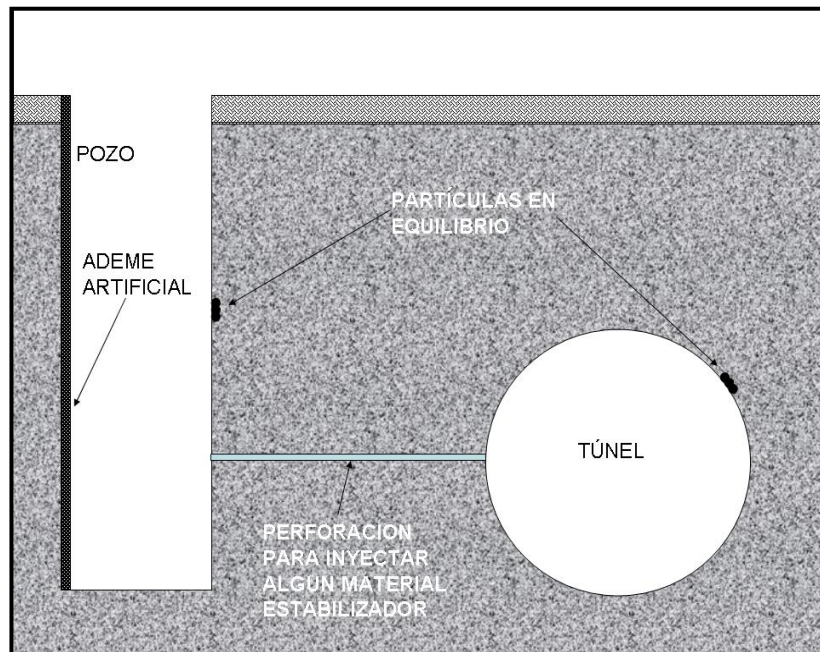
- 1) Estabilización del suelo durante el proceso de excavación, que consiste en evitar el desprendimiento del terreno excavado, además de protegerlo del ambiente; y
- 2) Estabilización del suelo antes de la excavación, que consiste en inyectar al suelo algún cementante para aumentar su cohesión. Primeramente se habla del caso 1, ya que es el que se usa comúnmente para la excavación del túnel, y seguido de la mano, cuando sea necesario, va el soporte del túnel, que su función principalmente es sostener el suelo que puede caerse y que no se detiene con ningún método de estabilización plástica, estos suelos pueden ser arenas sueltas, falla geológicas, etc.

Existen diversas variantes para la estabilización del suelo, entre ellas se encuentran el concreto lanzado, que como su nombre lo indica, es expulsado desde una boquilla que lanza el chorro de la mezcla de cemento, agregados y aditivos, para tener una mejor compresión de esta técnica ver el Anexo B “Tecnología del concreto lanzado”. La estabilización del túnel puede darse en dos casos:

- a) Desde adentro del túnel, y;
- b) Desde afuera del túnel.

Si la estabilización del túnel se hace desde adentro, este se logra con la inyección en el suelo de algún material plastificado, o una membrana plastificada que cubra el suelo excavado que además esta expuesto a la intemperie, o con una combinación de ambas cosas, ver Figura IV.3 “Excavación de pozos y túneles”; pero si la estabilización se hace desde afuera del túnel se tendrán que realizar perforaciones con un diámetro D y profundidad H , definidas por el diseño de la estabilización, e inyectar algún material cementante o estabilizador que evite el desprendimiento de rocas o bloques de suelo, ver Figura IV.4 “Estabilización del suelo con algún material plástico o cementante”.

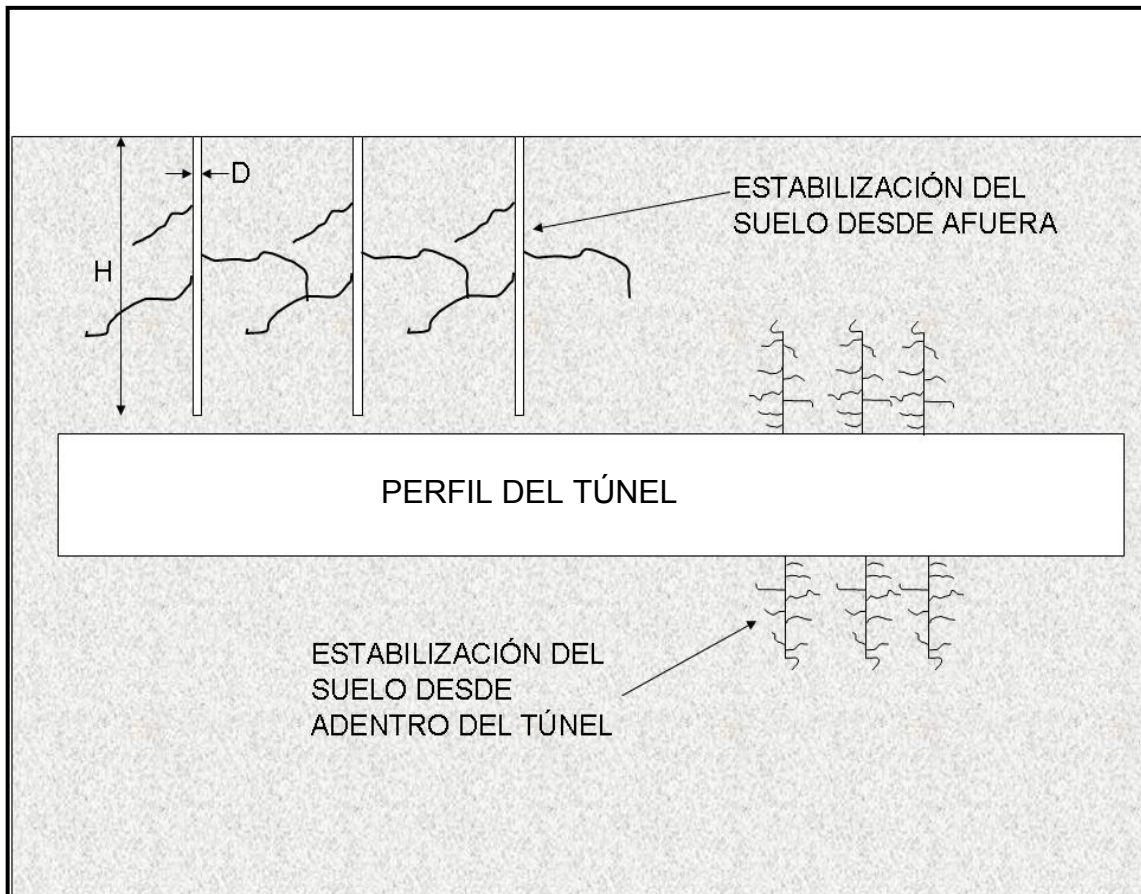
FIGURA IV.3 “EXCAVACION DE POZOS Y TÚNELES”



Para la estabilización y soporte del túnel, la sección transversal idónea es la de forma circular o la forma cóncava; estas secciones son especialmente convenientes, desde el punto de vista estático, en macizos que por haber sufrido fuertes alteraciones tectónicas presentan condiciones de tensiones niveladas, lo que supone la carga de un tipo hidrostático.

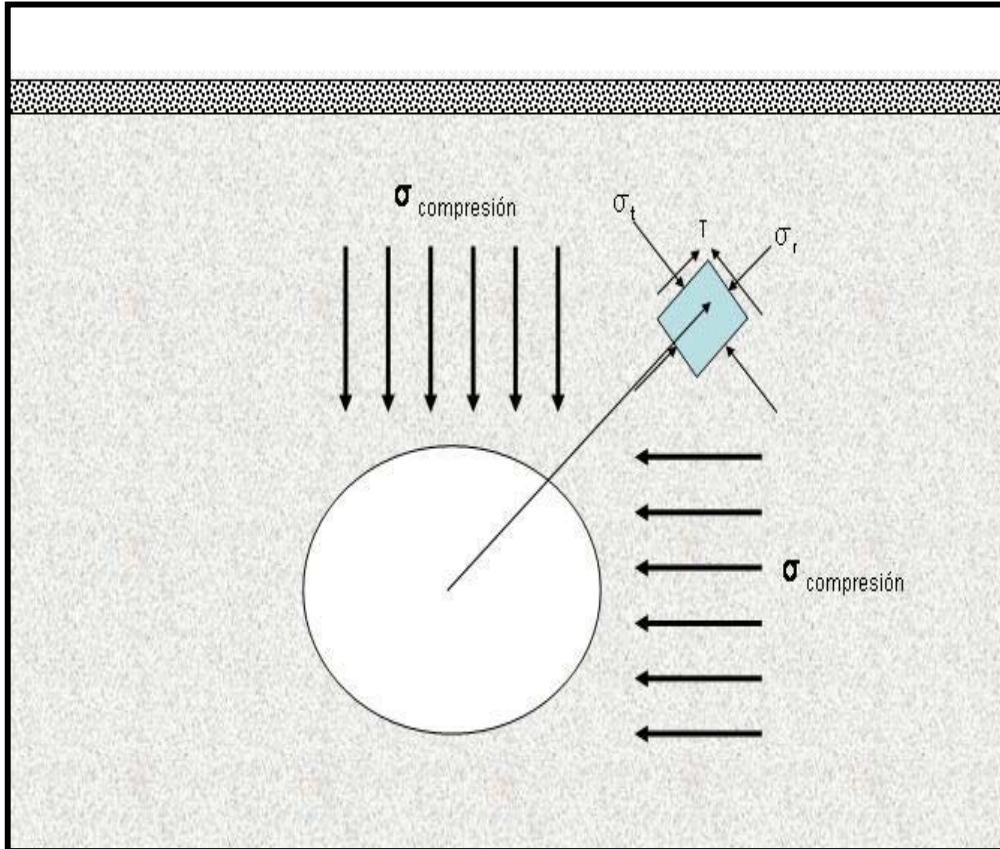
Para la estabilización y soporte del túnel, la sección transversal idónea es la de forma circular o la forma cóncava; estas secciones son especialmente convenientes, desde el punto de vista estático, en macizos que por haber sufrido fuertes alteraciones tectónicas presentan condiciones de tensiones niveladas, lo que supone la carga de un tipo hidrostático. La ventaja es aún más importante cuando se apliquen tecnologías adecuadas que, inmediatamente después de la excavación permiten evitar el proceso de descompresión de la roca y la consiguiente formación de cargas sobre la bóveda. La ventaja es aún más importante cuando se apliquen tecnologías adecuadas que, inmediatamente después de la excavación permiten evitar el proceso de descompresión de la roca y la consiguiente formación de cargas sobre la bóveda.

**FIGURA IV.4 ESTABILIZACIÓN DEL SUELO
CON ALGÚN MATERIAL PLÁSTICO O CEMENTANTE**



Si se observa detalladamente la sección circular o la cóncava de un túnel, se verá que los esfuerzos son principalmente de compresión: esfuerzo radial σ_r , esfuerzo tangencial σ_t , y como esfuerzos secundarios están los esfuerzos cortantes T, ver Figura IV.5 “Estado natural de esfuerzos en una sección cóncava o circular”, por lo tanto, el material utilizado para absorber los esfuerzos de compresión y cortante es el concreto hidráulico reforzado, este puede ser usado en sus diferentes modalidades, como son: a) concreto colado en sitio y b) concreto precolado (dovelas), es decir, estructuras que se van ensamblando dentro del túnel para formar un anillo rígido; al recubrimiento del túnel con concreto se le llama revestimiento, y no es otra cosa más que proteger, darle dureza y soportar estructuralmente al suelo expuesto a la intemperie.

FIGURA IV.5 ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS
EN UNA SECCIÓN CIRCULAR O CÓNCAVA



A continuación se tratan los principales métodos de estabilización y revestimientos utilizados, así como la sección de un túnel que generalmente difieren entre sí dependiendo del tipo de suelo que se tenga y su funcionamiento; las secciones también pueden diferir bien por las modalidades ejecutivas, o por su comportamiento estático.

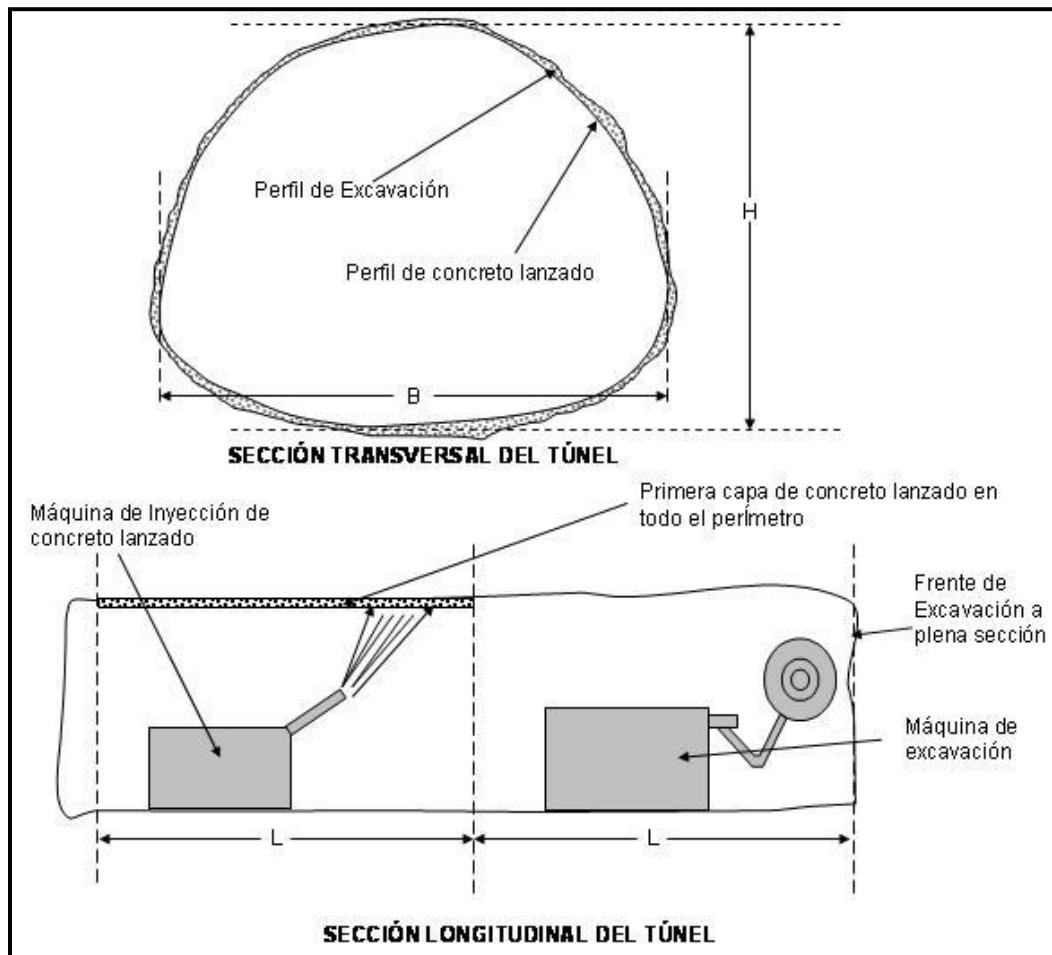
IV.1.1 TÚNELES CON REVESTIMIENTO NORMAL DE CONCRETO

Estos túneles se realizan siguiendo el concepto tradicional de construcción mediante excavación, colocación de cimbras metálicas de soporte provisional o definitivo, y concreto reforzado de revestimiento definitivo. Las modalidades ejecutivas, con referencia a los medios efectivamente utilizados en la construcción de túneles son para la siguiente categoría:

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

- a) Abertura de la excavación por tramos de longitud limitada que, naturalmente, depende de las condiciones del terreno; normalmente con excavación limitado y una capa de 2 a 5 cm de concreto lanzado a la bóveda y solamente en terrenos de mucha consistencia, a plena sección, ver Figura IV.6 “Procedimiento constructivo a plena sección”, esta primera capa de concreto lanzado solo servirá como una protección del suelo contra la intemperie, y así evitar el que el material empiece a desprenderse en trozos pequeños, llegando en algunos casos al desprendimiento de bloque de roca o suelo. No necesariamente fungirá como un elemento de estabilización o soporte del túnel, ya que su espesor es pequeño en comparación con espesores de 10 a 20 cm en la primera capa de aplicación del concreto lanzado.

FIGURA IV.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO A PLENA SECCIÓN



- b) Sostenimiento de la excavación mediante estibación constituida por cimbras metálicas suficientemente rígidas bloqueadas contra la pared de excavación con cuñas de concreto o metálicas, no es recomendable utilizar cuñas de madera por que estas se pudren o se expanden; ver Figura IV.7 “Soporte del túnel con marcos metálicos”;
- c) Utilización de concreto reforzado en el revestimiento portante, variando su distancia del frente de excavación según el tipo de terreno; a título de orientación no debe exceder, en ningún caso, de 10 a 15 m lineales, ver Figura IV.8 “Concreto solo en sección portante y paredes”;
- d) Tapones definitivos con mortero estabilizador de los eventuales huecos entre el trasdós del revestimiento y la pared de excavación, ver Figura IV.9 “Huecos entre el revestimiento y la pared de excavación”.

FIGURA IV.7 SOPORTE DEL TÚNEL CON MARCOS METÁLICOS

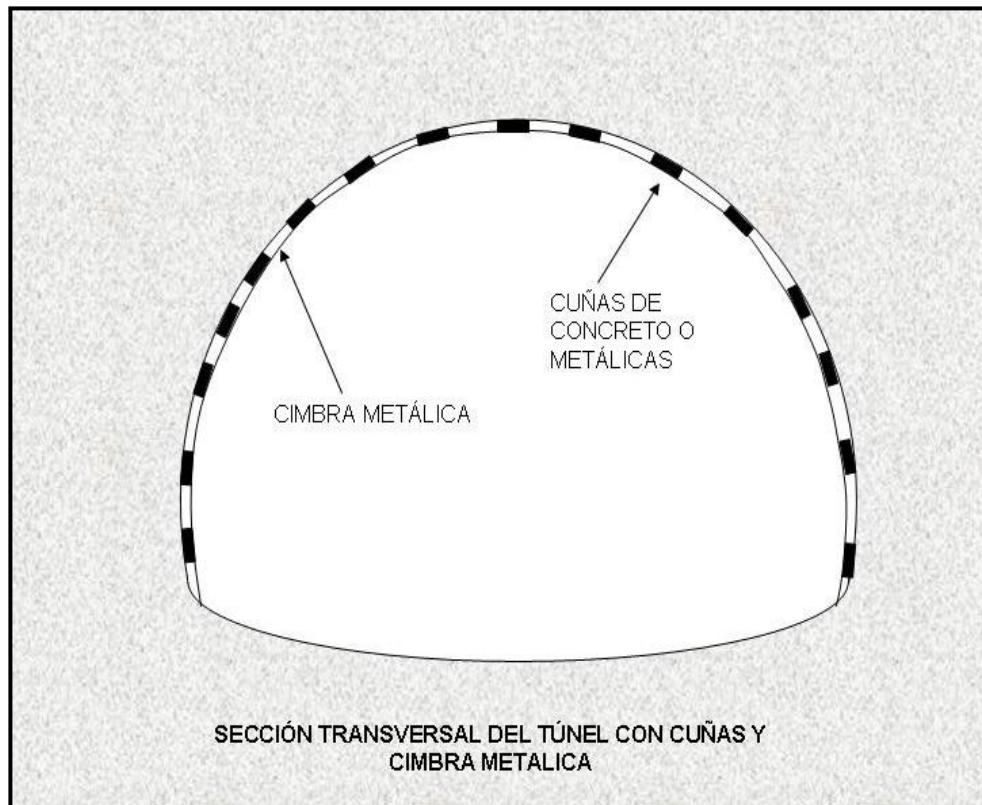


FIGURA IV.8 CONCRETO SOLO EN SECCIÓN PORTANTE Y PAREDES

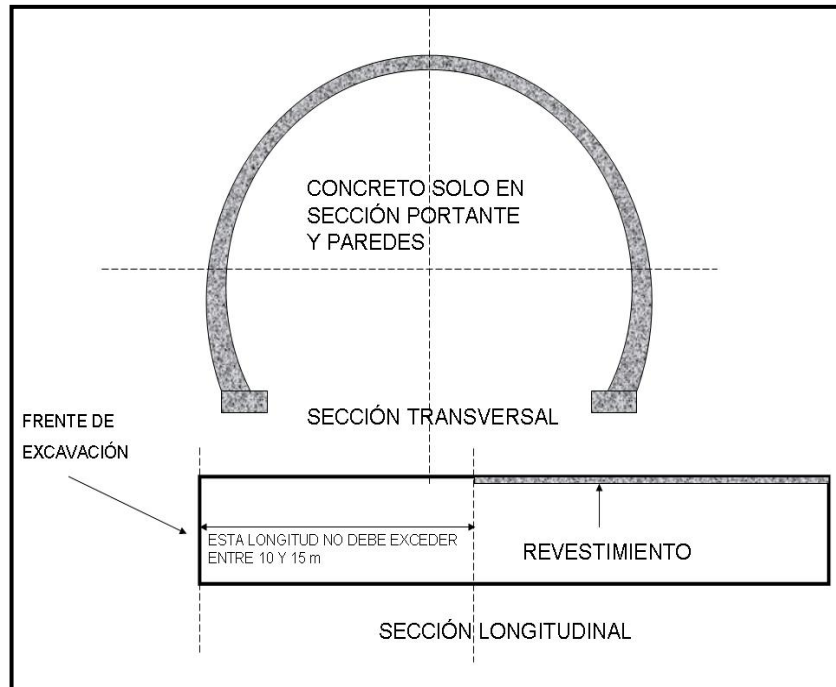
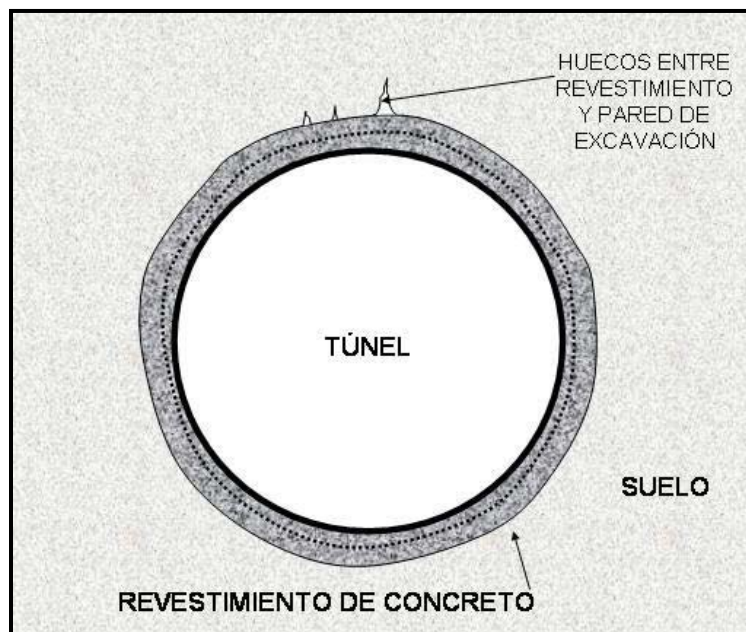


FIGURA IV.9 HUECOS ENTRE REVESTIMIENTO Y PARED DE EXCAVACIÓN



La comprobación de que exista realmente contacto entre la roca y el revestimiento debe ser realizada de modo sistemático, ya que la existencia de huecos macroscópicos en muchas veces, es causa de lesiones que pueden evitarse

fácilmente con rápidas inyecciones de relleno o tapones de morteros estabilizadores, sin necesidad de recurrir a un verdadero y apropiado tratamiento del terreno alrededor del perfil de excavación. Para la determinación de las cargas actuantes producidas en diferentes tipos de terreno, se hará referencia al fundador y guía de la Mecánica de Suelos moderna, quien en 1925, da a luz la primera publicación (Erdbaumechanik), que en forma sistemática se da una interpretación científica al suelo como material resistente a esfuerzos de compresión: El Doctor Karl von Terzaghi.

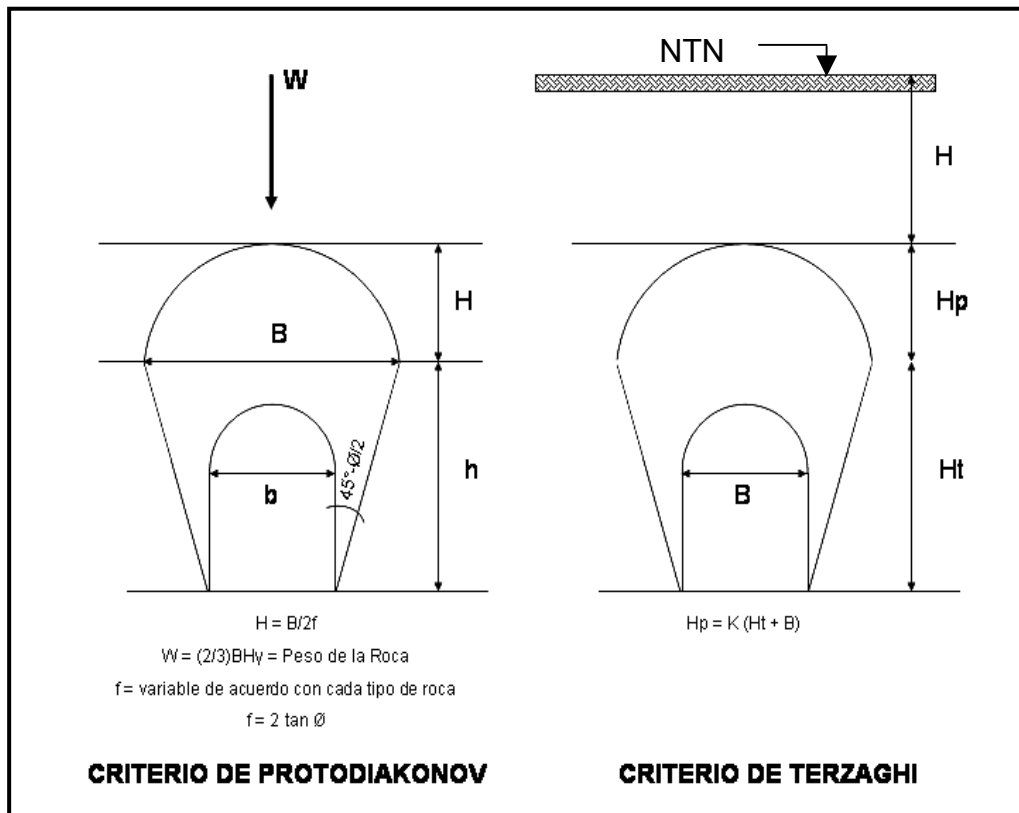
El Doctor Terzaghi clasifica al suelo en nueve tipos, desde la dureza intacta hasta la roca expansiva, ver Tabla IV.1 “Criterio de Terzaghi para determinar la carga sobre el revestimiento” y Figura IV.10 “Criterio de Protodiakonov y de Terzaghi para determinar la carga sobre la roca”.

TABLA IV.1 CRITERIO TERZAGHI PARA DETERMINAR LA CARGA SOBRE EL REVESTIMIENTO

Clase	Naturaleza de la Roca	Carga sobre la roca (Hp) en metros	Observaciones
I	Dura intacta	0.00	Ademe ligero si hay caídos
II	Estratificada, dura o esquistosa	Hasta 0.50B	Ademe ligero con marcos
III	Maciza con juntas en número moderado	Hasta 0.25B	La carga puede variar repentinamente de un punto a otro
IV	Derrumbes moderados	De 0.25 hasta 0.35(B + Ht)	No hay presión lateral
V	Derrumbes muy frecuentes	De 0.35 hasta 1.10(B + Ht)	Poco o nada de presión lateral
VI	Totalmente fracturada, demolida, pero químicamente sana	1.10(B + H)	Se genera una presión muy importante. Se necesitan zapatas continuas para soportar los pies derechos del marco o cimbras circulares
VII	Roca comprensible a profundidad moderada	De 1.10 hasta 4.50(B + Ht)	Presión lateral importante, necesita retícula para la plantilla
VIII	Roca comprensible a gran profundidad	De 2.10 hasta 4.50(B + Ht)	Observación idéntica a la anterior
IX	Roca expansiva	Hasta 7.50 m de profundidad independientemente de (B + Ht)	Cimbras o marcos circulares en casos extremos usar soporte retráctil

A diferencia del criterio de Protodiakonov, quien solamente establece tres tipos de resistencia del suelo o la roca, ver Tabla IV.2 “Criterio de Protodiakonov para determinar la carga sobre la roca” y Figura IV.10 “Criterio de Protodiakonov y de Terzaghi para determinar la carga sobre la roca”. Los revestimientos de concreto normal se han subdivido en cuatro tipos que difieren entre sí por el distinto espesor en la clave y en la base de las paredes.

FIGURA IV.10 CRITERIO DE PROTODIAKONOV Y TERZAGHI PARA DETERMINAR LA CRAGA SOBRE LA ROCA



Fuente: Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas A. C.

Cada tipo de revestimiento esta proyectado en función de la carga que gravita sobre la bóveda y de los empujes laterales que se ejercen contra las paredes del revestimiento tiene un campo de utilización que depende, en general tanto de las características geomecánicas del terreno, como de la altura del recubrimiento.

Donde H_p es la carga sobre la roca, y K un coeficiente de seguridad que se

determina en campo de acuerdo a la orientación que tenga la roca respecto a los puntos cardinales.

TABLA IV.2 CRITERIO DE PROTODIAKONOV

Tipo de Roca o Suelo	Naturaleza del suelo o la roca	f	γ (ton/m³)	Φ°	Rc, kg/cm²
Muy resistentes	Más resistentes: cuarcitas, basaltos, otras rocas de resistencia excepcional	20	2.80 a 3.00	87°	2,000
	Muy resistentes: granitos, pizarras silíceas, cuarcita, cuarcita porfídica, areniscas y calizas resistentes	15	2.60 a 2.70	82°	1,500
Muy resistentes	Areniscas y calizas, conglomerados resistentes	10	2.50 a 2.60	82°	1,000
Resistentes	Calizas, granitos alterados, areniscas y mármol, dolomitas	8	2.40	80°	800
	Areniscas comunes, mineral de hierro	6	2.40	75°	600
Resistencia Media	Pizarra arcillosa, arenisca, caliza más débil, conglomerado poco resistente	4	2.80	70°	400
	Pizarra más débil, marga compacta, lutita	3	2.50	70°	300
	Pizarra blanda, caliza blanda, marga común, arenisca descompuesta	2	2.40	65°	150–200

Fuente: Asociación Mexicana de Túneles, A. C.

Simbología:

γ (ton/m³), peso volumétrico del suelo o roca

Rc (kg/cm²) carga sobre el revestimiento

Φ° , ángulo de fricción, para suelos frccionantes

f = tan Φ , para suelos friccianantes

f = tan Φ + c/100, para suelos cohesivos

f = $\sigma_c/100$ Rocas; σ_c = Resistencia a la compresión simple

Rc carga sobre el revestimiento

IV.1.2 PROBLEMA DE APLICACIÓN PARA DETERMINAR EL TIPO DE REVESTIMIENTO

Para ilustrar los conceptos antes mencionados, se hace un ejercicio didáctico utilizando el mismo perfil del capítulo III “Deformaciones en la excavación de túneles”: Figura III.6 “Perfil geológico”, pagina Cap III – 21.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Para la construcción de un túnel se llevaron a cabo los trabajos de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio que permitieron integrar el perfil geológico a lo largo del eje del túnel. La parte media del valle está formada por un estrato superficial de arcilla blanda, cuya resistencia en prueba de compresión simple fue de 1 kg/cm^2 ; el valor de la cohesión en prueba rápida fue de 0.5 kg/cm^2 . El peso volumétrico húmedo es del orden de 1.7 ton/m^3 y el módulo de deformación de 50 kg/cm^2 . Al pie de las montañas se localizó una formación de arena suelta, cuyo ángulo de fricción es de 32° , cuya cohesión es nula y cuyo peso volumétrico es del orden de 1.5 ton/m^3 . El túnel en proyecto tendrá una sección transversal circular de 4 m de radio y se ubicará a una profundidad media de 20 m, tanto en el tramo de arcilla como en el de arena. El nivel de aguas freáticas en todos los casos se localizó bajo la rasante del túnel. Para el cálculo de las presiones se utilizarán los métodos elásticos, plásticos, de Terzaghi. Se analizará una sección típica en arcilla y otra en arena.

Solución:

a) Sección AA' (Tramo en arcilla)

Para el caso de suelos cohesivos blandos, el Dr. Karl von Terzaghi recomienda considerar que sobre el techo del túnel gravita una masa del suelo de altura H_p , cuyo valor oscila entre: $1.10(B + H_t) < H_p < 2.10(B + H_t)$; si para el caso que se estudia se tienen los siguientes valores: $B = 2r = 2 \times 4 = 8 \text{ m}$ y $H_t = 2r = 8 \text{ m}$, aplicando estos valores a la desigualdad anterior: $1.10(8 + 8) < H_p < 2.10(8 + 8)$, o sea que: $17.6 < H_p < 33.60$, pero, puesto que en este caso el espesor máximo de cobertura sobre el techo del túnel es: $H_{p\text{máx}} = 20 - 4 = 16 \text{ m}$.

Tomando en cuenta que el peso volumétrico de la arcilla es de 1.7 ton/m^3 , la presión sobre el techo del ademe será: $\sigma = 16 \times 1.70 = 27.20 \text{ ton/m}^2$.

b) Sección BB' (Tramo en arena)

Peso volumétrico del material = 1.50 ton/m^3 ; en este caso el Dr. Kart von Terzaghi, recomienda considerar: $0.62(B + H_t) < H_p < 1.40(B + H_t)$; o sea $9.92 < H_p < 22.40$, y tomando en cuenta la cobertura del túnel: $9.92 < H_p < 16.0$, por lo que:

$$14.88 < \sigma < 24.0 \text{ ton/m}^2$$

tomando el valor más alto se obtiene $\sigma < 24.0 \text{ ton/m}^2$.

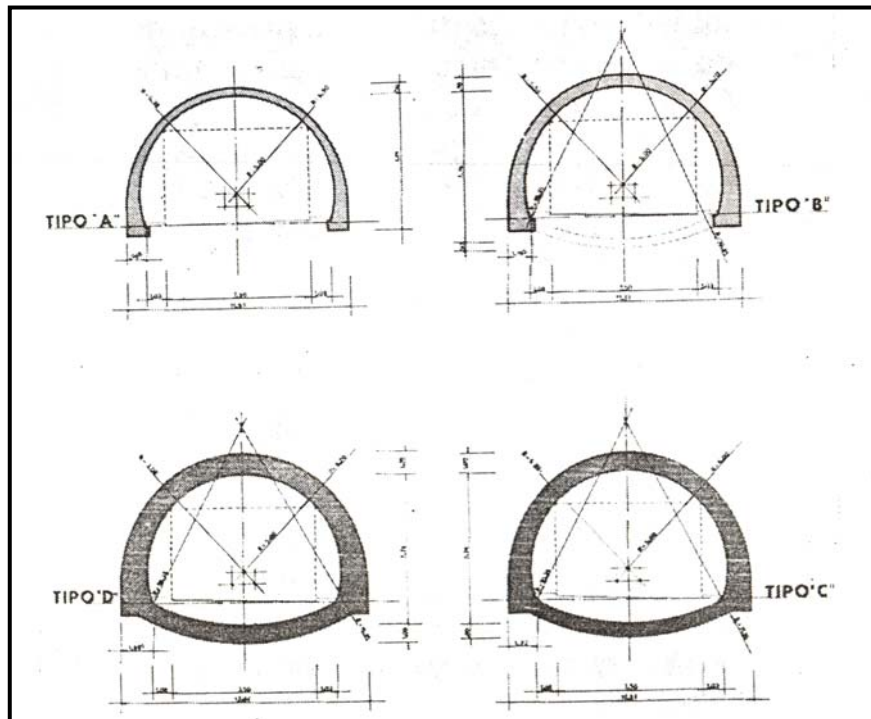
Desde el punto de vista estático, y por las secciones tipo que pueden ser como el de la Figura IV.8 “Concreto solo en sección portante y paredes”, se puede indicar un campo de validez que hace referencia a la clasificación de Terzaghi, Figura IV.11 “Secciones tipo de revestimiento de concreto”, valida para túneles a profundidades medias entre los 30 y 60 m de profundidad, como se indica en seguida:

- a) Tipo A. Puede ser empleado para terrenos hasta la clase II de Terzaghi, a saber: roca dura estratificada o esquistosa. Son compatibles cargas verticales sobre la bóveda de unas 8 ton/m^2 con solicitaciones en el concreto de unos 10 kg/cm^2 de presión entre la pared del túnel y el concreto.
- b) Tipo B. Puede ser empleado con tipos de terreno hasta de la clase IV de Terzaghi, a saber, roca fragmentada en bloques discontinuos con cualquier modo de orientación, comparable desde el punto de vista mecánico a una arena gruesa sin cohesión (con ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$). Son compatibles cargas verticales sobre la bóveda de unas 40 ton/m^2 con solicitaciones en el concreto similares a las del tipo A.
- c) Tipo C. Puede ser empleado en los tipos de terreno hasta la clase VI de Terzaghi, o sea: roca completamente fracturada, hasta las arenas sueltas. El ángulo de fricción es de aproximadamente 25° . Son compatibles cargas verticales sobre la bóveda de unas 60 ton/m^2 con solicitaciones en el concreto de hasta 90 ton/m^2 .

- d) Tipo D. Puede ser empleado en los tipos de terreno hasta la clase VII de Terzaghi, o sea: terrenos arcillosos no expansivos pero que dan empujes. Ángulo de fricción de unos 20° . Son compatibles cargas verticales sobre la bóveda de unas 90 ton/m^2 con solicitaciones en el concreto similares a las del tipo C.

En base a las recomendaciones hechas anteriormente, para el ejercicio se tiene que el revestimiento que mejor se aproxima es del tipo "C", ver Tabla IV.1 "Criterio de Terzaghi la carga sobre el revestimiento" y el inciso c) de esta pagina.

FIGURA IV.11 "SECCIONES TIPO DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO"



Fuente: Túneles y Obras Subterráneas

En base a las recomendaciones hechas anteriormente, para el ejercicio se tiene que el revestimiento que mejor se aproxima es del tipo "C", ver Tabla IV.1 "Criterio de Terzaghi la carga sobre el revestimiento" y el inciso 3) pagina Cap IV – 15.

Los cuatro tipos tienen las paredes preparadas para la eventual inserción del arco inferior, cuya oportunidad no esta ligada solamente a motivos estrictamente

estáticos; por ejemplo, la presencia de agua puede ser motivo suficiente para requerir la inserción de la estructura de un arco inferior, eventualmente de menor espesor, y aplazada respecto al momento en que se ejecute el revestimiento. Las condiciones que, en cambio, desde el punto de vista estático, requiere la adopción del arco inferior, son:

- a) Solicitaciones elevadas transmitidas por las paredes, incompatibles con las cualidades mecánicas del terreno.
- b) Empujes laterales elevados.

Presentándose el caso, la comprobación de las solicitaciones sobre las paredes del túnel debe efectuarse, en todo caso, en función de las características geomecánicas del terreno.

En seguida se discutirá los diferentes tipos de ademes y estabilizaciones provisionales que, generalmente va de la mano durante la excavación del terreno y, en ocasiones, el diseño del ademe se hace durante el proceso de la excavación. Este primer paso se utiliza antes de colocar el revestimiento definitivo, que puede ser concreto normal sin reforzar o reforzado.

Una vez conocido el proyecto, definido el trazo del túnel y dependiendo de su función, se efectuarán los estudios geológicos como primera etapa; elegido el trazo más conveniente, se localizan claramente los portales de entrada y salida del túnel, estos son los dos extremos del túnel, así como de las lumbreras necesarias para bajar el equipo de perforación que se requiera, toda esta información tendrá que ser estudiada y analizada a detalle, empleándose para ello, si es posible, modelos tridimensionales de la geomorfología superficial que da, en algunos casos, índices de posibles problemas durante el proceso de excavación; como la fiseografía y la geología que da una visión más amplia sobre los procedimientos generales que pueden ser empleados en la excavación del túnel. Con mayor detalle se deberá contar con la información obtenida en los estudios previos de

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

mecánica de suelos y mecánica de rocas; de cualquier forma se deberá contar con un perfil de suelos detallado a lo largo del eje del túnel que contenga información sobre la estratigrafía, resistencia y tipo de material en por lo menos dos diámetros arriba de la clave y un diámetro por debajo del túnel.

Para poder elegir un procedimiento de excavación tanto de lumbreras como del propio túnel, es necesario estudiar la selección del equipo, de acuerdo a la magnitud de la obra y a las condiciones del terreno, para que de acuerdo a ello se defina el proyecto de construcción más adecuado que sea consistente con la cantidad de obra a realizar, así como con el tiempo fijado en el programa, garantizando en todo lo posible la terminación en el tiempo previsto. Dado lo heterogéneo del material por encontrar que puede ser desde roca sólida hasta suelos limosos, arcillosos o arena suelta, obligarán a que las características de las operaciones durante el proceso de excavación varíen.

Efectuada la excavación y retirado el material producto de la excavación, se procede a la colocación de marcos metálicos y retaque con cuñas de concreto o metálicas, o bien empleando el concreto lanzado. La finalidad del ademe temporal es garantizar la estabilidad del túnel desde el momento de la excavación hasta el colado del revestimiento definitivo; los ademes se pueden dividir en dos grupos:

- a) Primarios o provisionales: son aquellos cuya función principal es mantener la estabilidad de la excavación durante la construcción, como son derrumbes de taludes, desmoronamiento del terreno o socavación por causas del nivel freático.
- b) Secundarios o definitivos son con los cuales se da un acabado o una protección final a la excavación, este puede ser de tipo estructural tanto para soportar las sollicitaciones interiores (en el caso de túneles que transporten líquidos), son sollicitaciones externas que puede ser para soportar las cargas del propio terreno.

Si en un medio rocoso se excava una obra subterránea, este hecho provoca un cierto estado de esfuerzos distinto al que inicialmente tenía, por lo tanto, es necesario efectuar estudios para calcular los nuevos esfuerzos inducidos, los cuales estarán en función del procedimiento de excavación de las diferentes etapas de construcción y principalmente del tipo de terreno.

Es importante hacer mención como la construcción de un túnel no solo cambia las condiciones de esfuerzo sino también, en algunos casos, las condiciones de la roca misma ocasionadas por las explosiones que comúnmente fracturan y reducen la resistencia de la roca alterada del túnel, es decir que si se quiere lograr un equilibrio es necesario diseñar un sistema de soporte en el que se consideren como factores importantes: el tiempo que estará expuesto el suelo excavado sin ademe, el procedimiento de excavación, la forma de colocación del ademe, así como las características de deformación del ademe.

Los ademes son elementos que forman el sistema de soporte que reacciona contra la roca que lo rodea, produciendo una presión interior que lo estabiliza. En términos generales, se puede decir que, dependiendo de las características de la roca y el túnel a excavar se puede decidir si el ademe es a base de marcos metálicos o una combinación de concreto lanzado; aunque en túneles de sección transversal pequeñas (3 a 5 m) se puede utilizar ademes provisionales de madera, es recomendable utilizar marcos metálicos, debido a su facilidad en su colocación. Es conveniente que los marcos metálicos a emplear sean versátiles en su colocación y en su empleo, esto es con la finalidad de poder usarlos en cualquier tipo de procedimiento constructivo.

Al colocar el marco es necesario acuñarlo con bloques de concreto o placas metálicas, con objeto de lograr que las cargas de la roca se transmitan como concentraciones en la estructura de soporte, conocidas estas cargas es posible hacer el análisis del marco por cualquiera de los procedimientos de resistencia de materiales mediante el uso de las teorías de elasticidad y plasticidad.

Hasta aquí se ha discutido los grupos de estabilización, ahora toca el caso de mencionar los principales tipos de ademe:

- a) Marcos metálicos con cuñas de concreto o metálicas.
 - b) Concreto lanzado.
 - c) Marcos metálicos y concreto lanzado.
 - d) Caso especial con anclas.
- a) **Marcos metálicos, con cuñas de concreto o metálicas.** Se emplea principalmente en las excavaciones en que no existe problema en el terreno y la separación de ellos o cuando se usa concreto lanzado, normalmente se define en el proyecto; sin embargo la decisión final para el uso de los mismos se define en el campo, ya que las condiciones de la roca como el agua son muy variables, es por eso que la presencia o no del agua define el uso de los marcos metálicos o del concreto lanzado.
- b) **Concreto lanzado.** Se usa principalmente para proteger el terreno del intemperismo dependiendo mucho su calidad por las dificultades en su control de calidad y por el aumento del rebote, ver Fotografía IV.1 “Aplicación del concreto lanzado”, el cual depende en gran medida de la habilidad del lanzador, de la cantidad de agua, ya que depende como se ha comentado, de personal especializado, lo cual no ocurre en el caso de los ademes metálicos; también se usa principalmente cuando los terrenos son bastante cementados con problemas de intemperismo, pero que son prácticamente auto soportantes, por lo que los espesores del concreto lanzado son del orden de 10 a 15 cm, solucionando eficientemente éste el uso como ademe temporal, por lo tanto elimina el uso del ademen metálico.
- c) **Marcos metálicos y concreto lanzado.** Este tipo de ademe se usa normalmente cuando no existen problemas de aportaciones de agua importantes o simplemente no existe. El terreno pudiera ser arenoso pero

compacto, el cual al estar en contacto con el medio ambiente se vuelve deleznable al perder humedad, lo que provoca que el terreno se contraiga; el uso del concreto lanzado en espesores de no más de 10 cm soluciona este problema. Otro uso que tiene es el de funcionar como bóveda, transmitiendo los empujes del terreno a los marcos metálicos.

FOTOGRAFIA IV.1 APLICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO

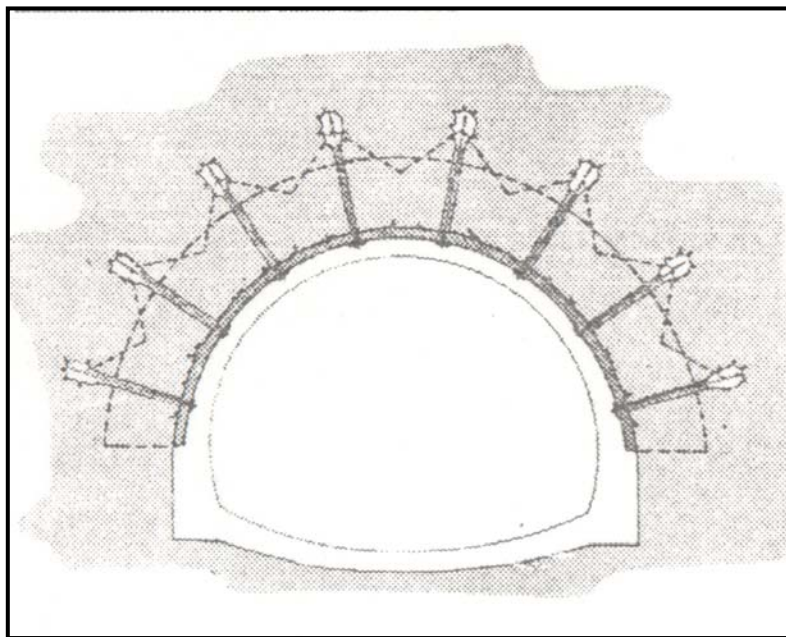


Fuente: Secretaria de Comunicaciones y Transportes

- d) **Marcos metálicos y concreto lanzado.** Este tipo de ademe se usa normalmente cuando no existen problemas de aportaciones de agua importantes o simplemente no existe. El terreno pudiera ser arenoso pero compacto, el cual al estar en contacto con el medio ambiente se vuelve deleznable al perder humedad, lo que provoca que el terreno se contraiga; el uso del concreto lanzado en espesores de no más de 10 cm soluciona este problema. Otro uso que tiene es el de funcionar como bóveda, transmitiendo los empujes del terreno a los marcos metálicos.
- e) **Anclas.** Las anclas se emplean casi exclusivamente en las excavaciones
-

en donde existan rocas relativamente sanas, para su cálculo se determinan los mecanismos de falla de la roca y se calcula el número y la capacidad de la anclas, ver Figura IV.12 “Sistema de anclaje”. El principio general del anclaje de las rocas es hacer que estas formen parte de la estructura del soporte, es decir, que se auto soporte a excepción de cuando las anclas soportan fragmentos sueltos de roca. Para que las anclas funcionen se deberán colocar inmediatamente después de efectuada la excavación.

FIGURA IV.12 SISTEMA DE ANCLAJE



Fuente: Túneles y Obras Subterráneas

Existen diferentes tipos de anclas que son:

- a) Anclas con dispositivos de anclaje en un extremo y en el otro un dispositivo rígido que permite mantener una tensión mayor o igual a la presión del terreno, produciendo un esfuerzo de compresión en la roca a base de placa o tuerca.
- b) Anclas que se encuentran alojadas en barrenos previos cementados e inyectados, cuyo anclaje depende de la resistencia que se genera entre las paredes del barreno, el mortero y el ancla.

Las anclas son usadas generalmente en las patas de los marcos metálicos para

darle mayor capacidad, evitando con ello el pateo del marco causado por el empuje lateral del terreno.

Otro empleo que tienen es en el concreto lanzado como anclas del mismo, proporcionan un anclaje del concreto lanzado al terreno, y mejorando las condiciones mecánicas del terreno. El uso de anclas generalmente se restringe debido principalmente a los cambios tan importantes que sufre el terreno o la roca y que obligan a cambios en los sistemas de anclaje en la separación y orientación de las anclas, todo lo cual repercute en los costos.

IV.1.3 TÚNELES CON REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO Y SEGUNDA CAPA DE CONCRETO NORMAL

En este subtema se estudia la estabilización del túnel durante el proceso de excavación considerando:

- 1) Primera capa de revestimiento con concreto lanzado, y
- 2) Segunda capa de revestimiento con concreto normal, este puede ser reforzado o no.

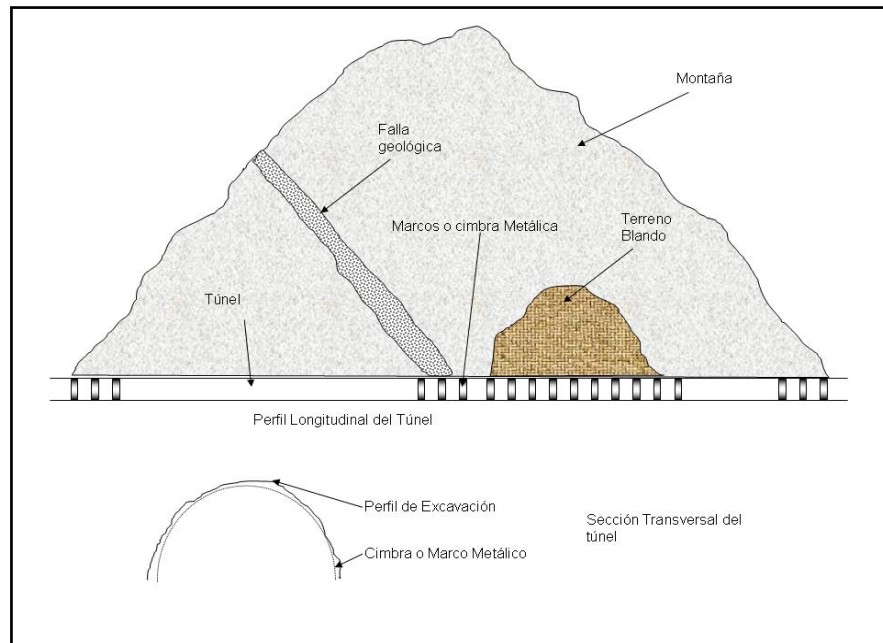
Pero antes, es necesario recordar, que un aspecto importante en el revestimiento de túneles es colocar cimbra o marcos metálicos.

Haciendo un poco de historia, durante la época en que se construían túneles para la explotación de las minas se acostumbraba colocar ademes o marcos de madera para evitar los caídos; pero, como se sabe, estos túneles no tenían ninguna función más que para la entrada y salida de minerales, carritos y obreros, por lo tanto no era necesario que se colocara un ademe como es el caso de los marcos metálicos o de concreto.

Los marcos o cimbra metálica se utilizan generalmente para evitar caídos y contrarrestar las fuerzas provocadas por el aflojamiento o reacomodo del material, logrando así una estabilidad del macizo rocoso; la cimbra o el marco metálico no

necesariamente tiene que ir a lo largo de todo el túnel, sino en aquellas secciones donde es posible que se presente caídas o variaciones en las fuerzas actuantes, como se muestra en la Figura IV.13 “Ubicación de cimbra o marcos metálicos”.

FIGURA IV.13 UBICACIÓN DE CIMBRA O MARCOS METÁLICOS

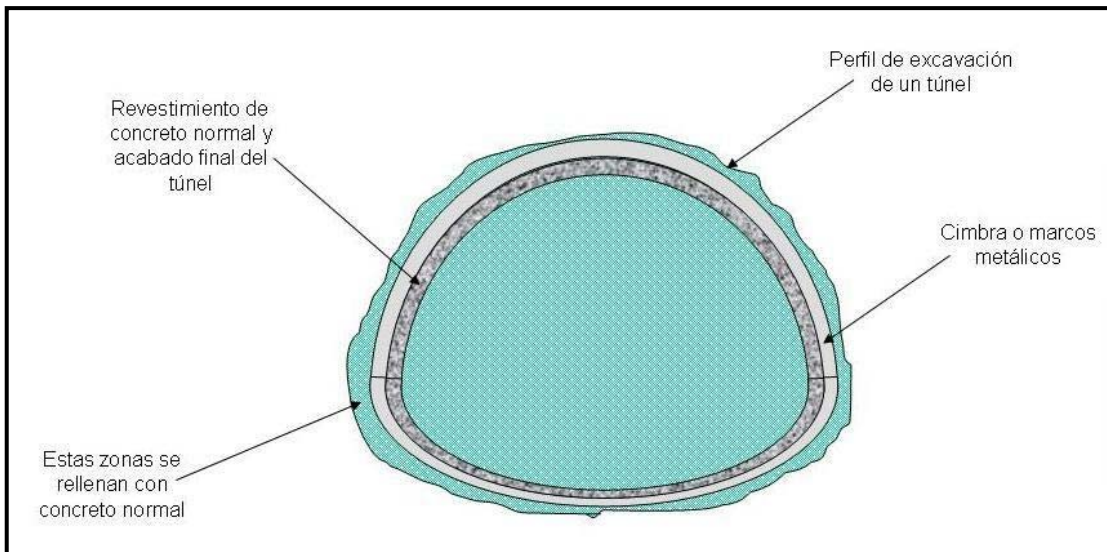


Esta técnica se aplica normalmente en terrenos donde se presentan fallas geológicas y pueden desprenderse grandes bloques de terreno, o en aquellos donde se tiene un desmoronamiento progresivo, es decir que puede ser seriado durante el proceso de excavación ya sea por la intemperie o el nivel freático; una vez puesta la cimbra se procede a la colocación del concreto normal, este puede ser reforzado o no, como se muestra en la Figura IV.14 “Revestimiento del túnel con cimbra metálica y concreto normal”; como se sabe la cimbra metálica estará expuesta a la corrosión, tanto por la intemperie como por agentes altamente corrosivos del propio terreno, pueden ser aguas freáticas o materiales oxidantes, por lo tanto es necesario darle un tratamiento antes de colocar los marcos.

Como variante de este método, de túneles realizados mediante cimbras y revestimiento de concreto normal se ha recurrido con frecuencia a túneles construidos con revestimiento de concreto lanzado, como primera capa, seguido

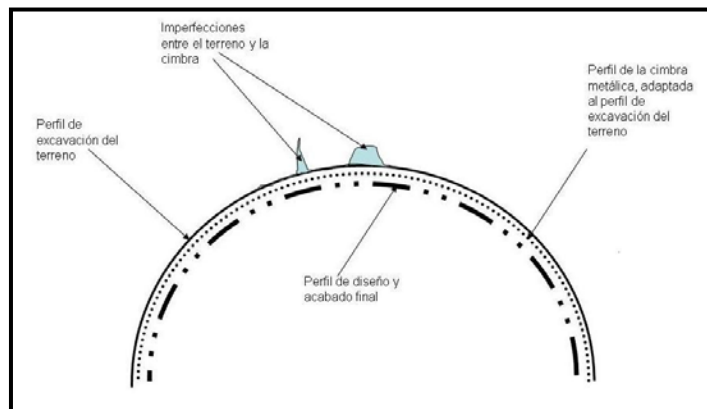
de concreto normal encofrado, es decir con algún tipo de cimbra que se adapte a la sección final de diseño.

FIGURA IV.14 REVESTIMIENTO DEL TÚNEL CON CIMBRA METÁLICA Y CONCRETO NORMAL



Es evidente que durante la colocación de la cimbra metálica o el concreto normal se presenten ciertas imperfecciones que no se adapten a la forma original del diseño del túnel, y como consecuencia de esta imperfección, pueden existir algunos puntos de la sección en que no se tenga contacto tanto del concreto como del túnel excavado, como se muestra en la siguiente Figura IV.15 “Imperfecciones entre el túnel y el revestimiento”.

FIGURA IV.15 IMPERFECCIONES ENTRE EL TÚNEL Y EL REVESTIMIENTO



INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Esta situación puede provocar cargas directas causadas por el aflojamiento del terreno y sollicitaciones sobre el revestimiento diferentes o mayores que las previstas. Se entiende por aflojamiento del terreno, y como su nombre lo indica a la deformación o desprendimiento del terreno, bien causada por la propia presión del terreno o desprendimiento por filtraciones del nivel freático. Para dar solución a este problema, se ha adaptado la tecnología del concreto lanzado que prevé tanto la erosión como el aflojamiento del terreno. Como se sabe, el concreto lanzado es una técnica que utiliza un equipo neumático para dar presión a la mezcla del concreto lanzándolo hacia la pared del túnel incrustándose entre los huecos del perfil de la excavación.

La ejecución de este tipo de túneles se lleva a cabo normalmente en dos fases principales:

- a) Primera Fase. Excavación a toda sección y revestimiento de la bóveda en todo el perímetro con concreto lanzado. Como ya se mencionó en el subtema inciso IV.1.2, "Túneles con revestimiento de concreto lanzado y segunda capa de concreto normal", la excavación se hará por tramos de longitud limitada (L) en sentido longitudinal excavando toda la sección del túnel, ver Figura IV.6 "Procedimiento constructivo a plena sección", según sean las características del terreno; inmediatamente después del inicio de la excavación se dará una primera pasada de concreto lanzado a fin de evitar el desmoronamiento del terreno al contacto con el aire y otros agentes de corrosión, y para regularizar el espesor de acuerdo con el perfil de diseño. Dicha operación será realizada, como máximo antes de que transcurra una hora a partir del método de excavación de arranque que se haya elegido. Ejecutando el primer desalojo del material de excavación se procede a completar el revestimiento hasta lograr el espesor indicado de proyecto para asegurar el comportamiento estático de la obra. Dependiendo del tipo de terreno que se tenga durante la excavación y teniendo en cuenta el costo de la obra, se procederá, inmediatamente después de haber colocado la primera fase de concreto lanzado, a colocar cimbra metálica en
-
-

el perímetro de la excavación para prevenir las posibles cargas por aflojamiento del terreno; como se indica en la Figura IV.6 “Procedimiento constructivo a plena sección”. En ciertas condiciones, como terreno muy blando o plástico, será necesario aumentar el espesor del revestimiento primario entre los 8 y los 10 cm para que empiece a trabajar como elemento estructural. Otra variante de la primera fase es excavar por tramos el túnel, y conforme se realice el avance de la excavación, inmediatamente aplicar el concreto lanzado. Este variante asegura una estabilidad mayor de la obra.

- b) Segunda Fase. Concreto normal. Esta segunda Fase corresponde a la colocación del concreto definitivo, que recibirá las fuerzas de la intemperie así como de los posibles accidentes externos que se tengan durante la vida útil del túnel. Como se sabe, este tipo de revestimiento tiene diferentes variantes: 1) Dovelas prefabricadas. Son elementos o bloques de concreto que se fabrican en la planta y se van armado dentro del túnel enlazadas unas con otras formando un anillo rígido. Su utilización dependerá, del tipo de sección transversal del túnel y estabilidad así como del terreno y maquinaria a utilizar, por ejemplo, no es factible utilizar las dovelas cuando la sección es ovalada y no se cuente con una tuneleadora o topo 2) Concreto colado en sitio; este concreto puede ser reforzado o sin reforzar, que también depende del tipo de maquinaria a utilizar, y la estabilidad del túnel, es factible utilizarlo cuando se tengan secciones ovaladas y el terreno no sea muy estable. ver Figura IV.13 “Revestimiento del túnel con cimbra metálica y concreto normal”. Generalmente se refuerza cuando el terreno es muy blando o plástico; en roca sana no fracturada y sección de forma circular no se colocará ningún refuerzo adicional.

En teoría, esta tecnología ofrece indudables ventajas por la prontitud de la ejecución del revestimiento y terreno. Pero es preciso tener en cuenta algunas consideraciones:

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

- a) El concreto lanzado empleado para la ejecución de la Primera Fase difiere del concreto normal, tanto por la técnica de su colocación como por la cantidad de aditivos que se le agregan.
- b) Los agregados pétreos, el cemento y los aditivos mezclados en seco, se presurizan mediante aire comprimido y, a través de tubos de goma, llegan a la lanza o boquilla de proyección; en ella se mezclan con agua y esta mezcla es proyectada contra la superficie a revestir. La acción de los aditivos es doble: aceleran el fraguado para permitir que en poco tiempo puedan ser puestas en obra capas sucesivas, e incrementan las resistencias mecánicas iniciales hasta el punto de poder soportar la presión de estabilización de 40 a 60 kg/cm² al cabo de 20 minutos de su colocación.

Para lograr una estabilidad segura durante la excavación y el revestimiento del túnel será necesario una sincronización del ademe (estructura falsa o revestimiento primario de concreto lanzado) para evitar inmediatamente cualquier movimiento que pudiera provocar catástrofes, pero debe permitir los movimientos causados por deformaciones en el terreno circundante con cambios mínimos para establecer un equilibrio nuevo y estable. Es un punto que depende parcialmente de los cálculos basados en las propiedades determinadas del terreno, pero en mayor grado del juicio que brinda la experiencia para obtener así el mejor resultado. El problema más importante consiste en prever y controlar en conjunto los esfuerzos y movimientos del terreno circundante, pero se deberá tomar en cuenta la pérdida del suelo por desperdicio local, por el desmoronamiento en la superficie expuesta, por el desprendimiento de los bloques sueltos de roca o por erosión causada por el agua.

Gran parte de la excavación de túneles en roca se lleva a cabo considerando que la cavidad formada será principalmente auto soportada pero que, según avance la excavación, se evaluarán continuamente las condiciones y que se colocaran ademes donde sea necesario. En terreno blando, el análisis y diseño moderno se basan en la suposición de que el terreno y revestimiento actúan finalmente juntos

como si formarán una estructura compuesta. El suelo tiene propiedades tanto plásticas como elásticas, y el complejo patrón de esfuerzos que se desarrolla finalmente depende de los antecedentes de los esfuerzos de los componentes, es decir del tipo de ademe, y que estarán determinados por la secuencia y sincronización de las operaciones de excavación y soporte. Además de las presiones hidrostáticas directas ejercidas sobre un revestimiento impermeable, posiblemente modificadas por la filtración, el agua subterránea representa un importante factor en la relación entre esfuerzo y deformación en suelos compactos, implicando estudios de mecánica de suelos con respecto a la presión en los poros, drenaje, consolidación y otros aspectos.

La forma de la cavidad excavada constituye un aspecto importante en el diseño del revestimiento en terreno blando. Un agujero circular se distorsionará hasta tomar la forma de una elipse con su eje mayor horizontal, debido a la acción del esfuerzo vertical que resulta de la sobrecarga. Un revestimiento rígido circular dentro de dicha perforación resistirá la distorsión y estará sometido a esfuerzos de flexión, mientras que un revestimiento flexible tomará la forma de elipse, pero desarrollará una presión pasiva en el terreno, donde desplazará hacia arriba el terreno. Un revestimiento flexible que actúa en forma compuesta con el suelo ofrecerá un diseño más delgado y ligero que un cilindro rígido que deberá resistir grandes momentos de flexión.

Por lo general, la acción de arco constituye el método preferido para soportar las cargas del terreno en los túneles. Por consiguiente, el techo del túnel tendrá casi siempre la forma de un arco, excepto en la mayoría de los túneles de corte y relleno, y en muchos otros túneles sumergidos, El arco se puede terminar en forma de herradura por debajo del arranque del mismo, o con las paredes laterales verticales o como un círculo u óvalo completos, dependiendo de las condiciones del terreno y de la función del túnel.

La forma circular ofrece las mayores ventajas estructurales en terrenos donde las

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

cargas pueden provenir de cualquier dirección. Por lo común, resulta operacionalmente mejor para el transporte de aguas negras o potables y es también la forma preferida para la excavación con escudo o máquina de frente completo.

El planteamiento del proyecto de un túnel esta condicionado no solo por la sección útil interior requerida y por la entidad del recubrimiento, sino también por el método previsto para proceder a la excavación y a la ejecución del revestimiento. Normalmente, los revestimientos adoptados, si no están reforzados, no son aptos para soportar esfuerzos de tracción y por consiguiente es necesario adoptar una forma de sección tal que mantenga la curva de las presiones dentro del tercio central de la propia sección.

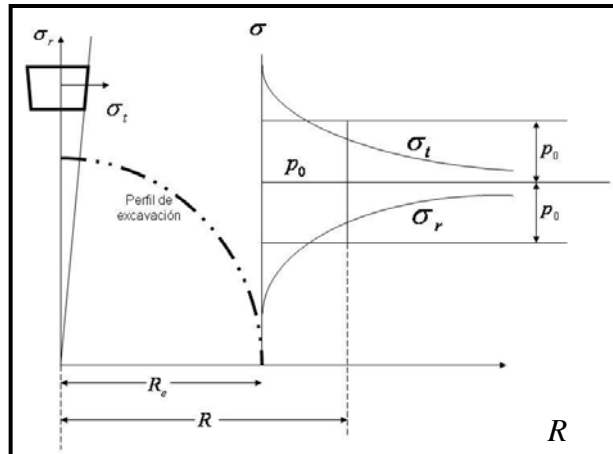
Cuando las cargas verticales predominen sobre los empujes horizontales (por ejemplo, fuertes cargas de asiento sobre la bóveda), se tendría que recurrir a un tipo de sección de forma ojival, por el contrario, cargas que actuaran en la dirección radial aconsejarían teóricamente un tipo de sección de forma más bien próxima a la circular.

De aquí el interés en tratar de determinar la entidad y tendencia, incluso a lo largo del tiempo, de los esfuerzos que inciden sobre el revestimiento del túnel, ver Figura IV.16 “Diagrama de esfuerzos tangenciales y radiales”. (Para comprender mejor la simbología utilizada en esta figura, ver Anexo A “Alfabeto griego”).

La evaluación de los empujes transmitidos por el terreno que circunda el revestimiento de un túnel viene afectada, por otra parte, por notables incertidumbres, debidas sobre todo a la dificultad que resulta para hacer una clasificación a detalle del terreno que circunda al túnel, es decir, solo se conoce el perfil estratigráfico por los sondeos efectuados, y no es una medida segura sino práctica de clasificar las tierras, en relación con su comportamientos estático, mediante los usuales parámetros físico mecánicos sobre los que se basan las más acreditadas teorías de cálculo. Además tales teorías parten de esquematizaciones

más o menos simplificadas que se apartan siempre de un modo más o menos notable, de la situación real.

FIGURA IV.16 DIAGRAMA DE ESFUERZOS TANGENCIALES Y RADIALES



Fuente: Túneles y Obras Subterráneas (Ver Anexo A “Alfabeto Griego” para simbología de la figura).

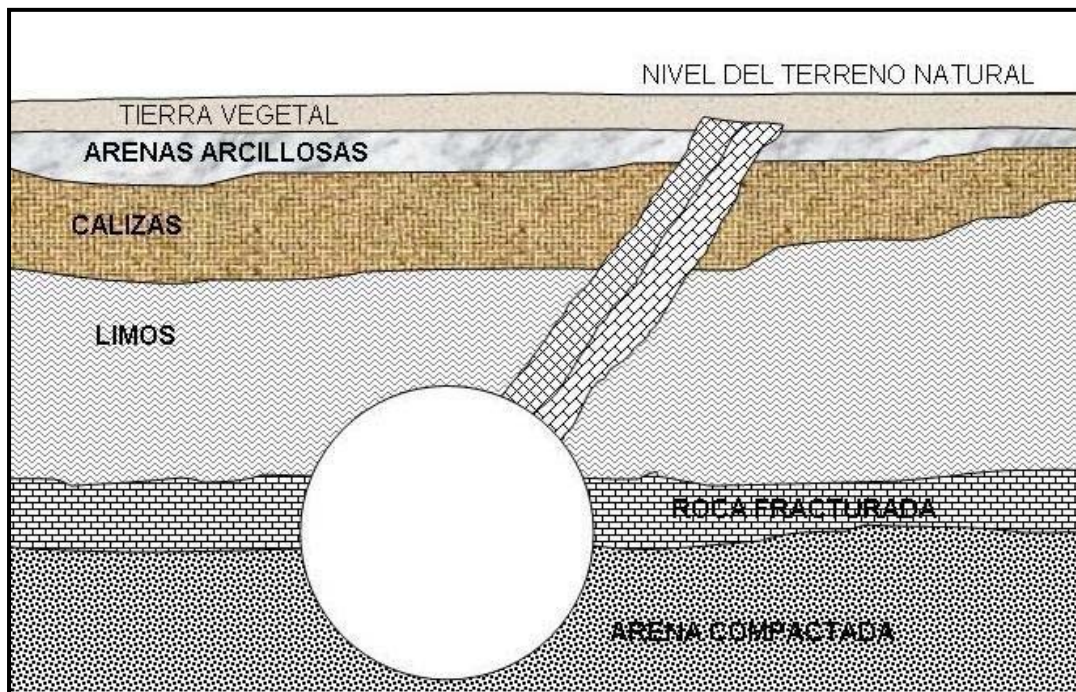
Por ejemplo, las rocas compactas están consideradas como un medio homogéneo e isótropo cuando, en realidad, su composición es muy variada y, casi siempre, la situación tectónica y la inclinación de las capas engendran al interior del macizo tensiones locales variadas que no es fácil referir a esquemas fijos, ver Figura IV.17 “Variedad de suelos en una sección del túnel”. A lo cual hay que añadir los efectos de las alteraciones locales de las rocas por acciones físicas o químicas que pueden conducir a grandes aumentos de las sollicitaciones sobre el revestimiento (pizarras, esquistos pizarrosos capaces de hincharse, etc.) en cortos periodos de tiempo.

El problema es complejo y exige particular experiencia y capacidad de interpretación a fin de poder escoger, entre los numerosos métodos de cálculo, aquellos que permiten proyectar revestimientos seguros y estables, aceptables económicamente.

Para poder plantear un sistema de cálculo completamente general que pueda ser válido para cualquier clase de terreno con empujes inclinados de cualquier modo,

se ha considerado conveniente subdividir, los túneles naturales en dos categorías, comprendiendo en la primera, todos los revestimientos realizados con la técnica del concreto lanzado, ver Figura IV.6 “Procedimiento constructivo a plena sección” y la segunda, todos los revestimientos llevados a cabo mediante la técnica tradicional de la excavación, de las cimbras de sostenimiento y del concreto normal, ver Figura IV.14 “Revestimiento del túnel con cimbra metálica y concreto normal”.

FIGURA IV.17 VARIEDAD DE SUELOS EN UNA SECCIÓN DEL TÚNEL



En efecto, en la primera categoría, se pretende realizar una contención total y una estabilización segura del equilibrio del contorno de la excavación, en tanto que en la segunda categoría se supone que se indican relajamientos parciales en el contorno admitiendo acciones sobre los revestimientos por parte de cargas y empujes que pueden ser determinados según los métodos tradicionales.

Túneles con revestimiento de concreto lanzado. En terrenos intensamente fracturados, se supone que las alteraciones tectónicas, han equilibrado las

tensiones internas instaurando un régimen bastante cercano al hidrostático; por consiguiente se considera admisible que, antes de la excavación el terreno se halla en equilibrio, con tensiones de tipo hidrostático y proporcional, en cada punto a la altura del recubrimiento existente.

Realizada la excavación, en su contorno desaparece la conexión radial y subsisten únicamente sollicitaciones tangenciales con valor que alcanza el doble inicial y que pueden producir la rotura del terreno.

En consecuencia, el terreno se plastifica y su reajuste engendra una nueva reacción radial que va aumentando al alejarse del perfil de excavación hacia el interior.

A cierta distancia de la excavación, en el límite de ese anillo plastificado, se forma, por lo tanto, un anillo protector fuertemente comprimido, con comportamiento del terreno en campo elástico y en condiciones de soportar la carga del terreno circunstante.

Es evidente la necesidad de limitar al máximo la formación de aflojamientos y roturas locales del terreno al contorno de la excavación que pueden producir cargas directas y concentradas a menudo irregulares sobre el revestimiento.

El revestimiento de concreto lanzado después de la excavación, realiza una contención elástica continua y ensamblada con el terreno en forma capaz de proporcionar una reacción radial igual a la presión de estabilización necesario para la manutención del equilibrio plástico al contorno de la excavación, en función de las características geomecánicas del terreno y compatiblemente a razonables valores de la extensión del anillo plástico que colabora al sostenimiento.

Cada tipo de terreno tiene un tiempo característico entre la apertura de la excavación y la iniciación de la relajación del contorno; por tanto, en cada caso será preciso intervenir con el concreto lanzado en el plazo más o menos corto.

Para el análisis de diseño se considera un túnel con el parámetro externo circular y con presión real constante p_0 a lo largo de todo el perímetro.

Las expresiones de la tensión radial y de la tensión tangencial sobre el terreno en campo elástico, en el momento de la ejecución de la excavación serán las siguientes:

$$\sigma_r = p_0 \left(1 - \frac{R_0^2}{R^2} \right) \quad \text{ecuación IV.1}$$

$$\sigma_t = p_0 \left(1 + \frac{R_0^2}{R^2} \right) \quad \text{ecuación IV.2}$$

y en seguida se ve que sustituyendo $R = R_0$, se obtiene que el esfuerzo radial es igual a cero ($\sigma_r = 0$) y el esfuerzo tangencial es igual a dos veces la carga inicial sobre el túnel ($\sigma_t = 2p_0$); por lo tanto pueden verificarse tres condiciones:

- 1) El límite elástico de la roca es mayor de dos veces la carga inicial ($2p_0$) y entonces el túnel es estable. Este caso se presenta evidentemente en caso de recubrimiento limitado.
- 2) El límite elástico de la roca es inferior a dos veces la carga inicial ($2p_0$), pero el esfuerzo radial menos el esfuerzo tangencial ($\sigma_r - \sigma_t$) es, a lo más, igual a la carga de rotura (K_R) de la roca y entonces se esta en presencia de deformaciones plásticas.
- 3) El límite elástico de la roca es inferior a dos veces la carga inicial ($2p_0$), pero el esfuerzo radial menos el esfuerzo tangencial ($\sigma_r - \sigma_t$) es mayor que la carga de rotura de la roca (K_R) y, por consiguiente, se producirá la rotura del material.

En realidad, antes de alcanzar la rotura, como se ha dicho, el terreno se plastifica por reajuste y moviliza una sección radial que aumenta, alejándose de la excavación.

Para obtener las tensiones en la zona plástica partiendo de la ecuación de equilibrio de las tensiones:

$$\frac{d\sigma_r}{d_r} + \frac{\sigma_r}{\sigma_r} = 0 \quad \text{ecuación IV.3}$$

Y después de las debidas integraciones y transformaciones correspondientes, que se omiten en este trabajo, se puede obtener el valor de la presión de estabilización que actúa sobre el revestimiento en torno a la excavación.

$$\sigma = p_a = \left(2 \left[\sigma_u + p_o (k-1) \frac{1}{(k-1)(k+1) \left(\frac{1}{k-1} \right) \sqrt{\frac{R_o}{R_e}}} \right] \right) - \frac{\sigma_u}{k-1} \quad \text{ecuación IV.4}$$

Como se ve, la expresión de estabilización es una función de la resistencia a la rotura σ_u (Φ_u ángulo de fricción del material) por compresión libre, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\sigma_u \left[\sigma_u = 2c \cdot \cot \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad \text{ecuación IV.5}$$

de la relación:

$$= \frac{+}{-} \quad \text{ecuación IV.6}$$

de la presión preexistente p_o y de la relación R_o/R_e (R_o = radio teórico de la zona plástica, en el límite de la zona elástica; R_e = radio de la excavación del túnel) son conocidos porque dependen del tipo de terreno y de la profundidad a la que se construye el túnel.

La relación R_o/R_e , por el contrario, varia no solo con el tipo de terreno y su estratificación; sino además, con la profundidad con se procede a bloquear el contorno de la excavación así como de la entidad de la perturbación producida en el terreno que rodea la propia excavación.

Tal valor debe ser elegido caso por caso a base de todas las variables antes indicadas; se puede admitir con carácter de orientación, que la relación puede variar, para terrenos de consistencia normal y con un revestimiento de concreto

lanzado ejecutado poco después de la excavación.

La sollicitación tangencial principal σ_{tp} correspondiente a la tensión radial antes calculada vale:

$$\sigma_{tp} = \sigma_u + K\sigma \quad \text{ecuación IV.7}$$

La ley de variación de tales tensiones (tangencial y radial) viene dada por estas ecuaciones:

$$\sigma_{tp} = \frac{\sigma_u}{K-1} \left[\left(\frac{r}{R_0} \right)^{K-1} - 1 \right] \quad \text{ecuación IV.8}$$

$$\sigma_{rp} = \frac{\sigma_u}{K-1} \left[\left(\frac{r}{R_0} \right)^{K-1} - 1 \right] \quad \text{ecuación IV.9}$$

En el límite de la zona plástica y la zona elástica las tensiones principales y tangenciales valen: $\sigma_{re} = p_0(1-\text{sen}\Phi)$ y $\sigma_{te} = p_0(1+\text{sen}\Phi)$; en tanto que en dicha zona, la ley de variación de tales tensiones, es:

$$\sigma_{re} = p_0 \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right) + \sigma_{R_0} \frac{R_0^2}{r^2} \quad \text{ecuación IV.10}$$

$$\sigma_{te} = p_0 \left(1 + \frac{R_0^2}{r^2} \right) + \sigma_{R_0} \frac{R_0^2}{r^2} \quad \text{ecuación IV.11}$$

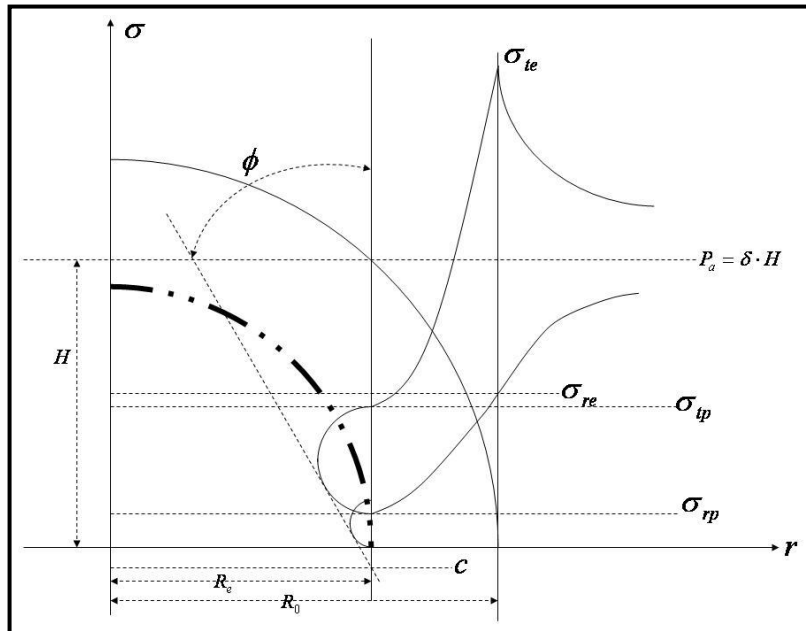
Con tales hipótesis el diagrama de las tensiones principales, radiales y tangenciales se presentan con el aspecto ilustrado en la Figura IV.18 "Diagrama de esfuerzos principales y elásticos".

Espesor del revestimiento. Una de las características esenciales de la colocación del concreto lanzado es la de alcanzar en poco tiempo valores suficientemente elevados de las características mecánicas.

Se puede, desde luego, que dentro de las 24 horas pueden obtenerse en el concreto resistencias a la rotura del orden de 120 a 140 kg/cm². Es necesario tener presente que la presión que actúa sobre el revestimiento se desarrolla inicialmente con menor rapidez que el aumento que experimenta en el mismo

periodo de tiempo la resistencia a la rotura del revestimiento de concreto lanzado, posiblemente porque la presión se descarga en partes, longitudinalmente entre el revestimiento de más atrás, ya madura y el terreno de más adelante aún intacto.

FIGURA IV.18 DIAGRAMA DE ESFUERZOS PRINCIPALES Y ELÁSTICOS



Fuente: Túneles y Obras Subterráneas

Si la ejecución es cuidadosa y regular, las cargas de relajación son insignificantes y el ensamblado del concreto lanzado contra el terreno asegura el mantenimiento de las condiciones de carga hidrostática sobre la estructura.

Una vez determinada la presión de estabilización p_a (esfuerzo radial principal) y fijada la máxima sollicitación admisible en el concreto P_0 , el espesor total del revestimiento viene dado, en primera aproximación por:

$$S_{tot} = \frac{p_a R_m}{\sigma} = \frac{p_a R_i}{\sigma - \frac{1}{2} p_a} \quad \text{ecuación IV.12}$$

dónde:

$$R_m = R_e - \frac{S_{tot}}{2} \quad \text{ecuación IV.13}$$

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Como $R_e = R_i + S_{tot}$, resulta:
$$S = \frac{p_a R_w}{\sigma} = \frac{p_a R_e}{\sigma + \frac{1}{2} p_a}$$
 ecuación IV.14

Y se determina de tal manera el espesor del revestimiento del concreto lanzado, teniendo cuidado de asignar a la carga de trabajo del concreto lanzado el citado valor máximo de entre 120 y 140 kg/cm².

Una vez determinado los valores de los espesores del revestimiento primario de concreto lanzado y en el revestimiento secundario de concreto normal, será oportuno proceder a la comprobación de la sección del revestimiento secundario del túnel con los métodos tradicionales, suponiendo que la estructura esta sometida a presiones radiales, tangenciales y cortantes.

Ese cálculo de comprobación es evidentemente, prudencial, pero tiene la ventaja de barrer toda clase de dudas que pudiesen surgir en relación con el tiempo de duración del concreto lanzado.

En la mencionada comprobación, el concreto lanzado queda por lo tanto considerado como un excelente medio para realizar la obra, capaz, sobre todo evitar los peligrosos efectos de las cargas de relajación y de modificar de una manera favorable en vía definitiva las condiciones al contorno de la excavación.

Los sistemas tradicionales de soporte de la excavación mediante cimbras y marcos metálicos permiten, medida más o menos sensible la relajación o el aflojamiento del terreno de alrededor de la misma; con tales relajaciones se manifiesta el proceso de activación de las cargas sobre las cimbras cuyo valor, según la clasificación establecida por el Dr. Karl von Terzaghi ver Tabla IV.1 "Criterio de Terzaghi para determinar la carga sobre el revestimiento", es función del ancho y de la altura de la sección, del peso del terreno relajado y de las condiciones del terreno expresadas por el coeficiente de carga.

Los túneles pueden subdividirse, según la altura del recubrimiento del terreno, en túneles superficiales y túneles profundos; entran en la primera categoría todos

aquellos túneles cuyo recubrimiento de terreno no acepta la formación de una elipse con un razonable margen de seguridad.

Aún con las debidas precauciones y limitaciones, en el segundo caso se puede admitir que la carga sobre la bóveda del túnel se manifiesta como un simple peso de una masa parabólica o elíptica desprendida, y a los lados como simples empujes activos y pasivos: o sea, respectivamente como acción directa del terreno sobre el revestimiento y como resistencias del propio terreno en las deformaciones que se le inducen.

IV.2 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Desde la antigüedad se han establecido diversos tipos de construcción de túneles, y que han tenido sus ventajas y desventajas; pero de todos ellos se han tomado las experiencias de construcción y modificado cada uno de ellos de tal manera que el nuevo método sea el óptimo para una determinada obra. En el siguiente subtema se enlistan algunos métodos de construcción.

IV.2.1 PERFORACIÓN DE TÚNELES CON AIRE COMPRIMIDO

El aire comprimido se emplea normalmente para compensar la presión del agua, bien en el frente de ataque, bien en el suelo en la base del cajón. Contrarrestando la presión del agua se controla la infiltración de agua. El control de la infiltración de agua permite verificar la estabilidad del suelo y, por lo tanto, prevenir el derrumbamiento del frente de ataque o de la solera y llevar a cabo la construcción con seguridad y con un asiento mínimo.

Es el simple concepto fundamental de la compensación de presiones que hace que el aire comprimido sea eficaz en una amplia gama de condiciones del terreno. Una instalación de aire comprimido típica consiste en la colocación de una serie de compresores o soplantes que suministran aire a través de refrigeradores que eliminan el exceso de calor y filtros que suprimen los restos de aceite. Se

requieren cámaras de aire para el paso de personal, equipos y materiales a través de los tabiques.

En el pasado era una práctica habitual en la perforación de túneles mediante el uso del aire comprimido presurizar la mayor parte de la longitud del túnel, realizando la excavación y el cimbrado «en aire». Dado que actualmente los túneles se perforan en su mayor parte con máquinas tuneleadoras, únicamente es necesario presurizar la cámara impelente situada detrás del cabezal cortador en el frente de ataque. Normalmente, en una obra reciente el uso de una tuneleadora reduce el número de exposiciones a aire comprimido más de un 98 % en comparación con un túnel contiguo de tamaño similar, excavado a mano en aire comprimido hace unos treinta años.

Se requiere determinado personal clave para controlar el trabajo con aire comprimido, incluidos, en la mayoría de casos, encargados de los hospitales-esclusa en obra para tratar las lesiones por descompresión rápida.

En seguida se presentan algunos tipos de tuneleadoras comunes para la perforación de túneles con aire comprimido.

- 1) En la Fotografía IV.2 “Topo utilizado en la construcción del túnel Pannerdensch-Kanaal” se muestra un escudo mixto, es decir que excava lateral y frontalmente que se utilizó para la construcción del túnel que va de Pannerdensch-Kanaal, que forma parte de la ruta Betuwe que conecta el puerto de Róterdam a la frontera de Alemania a una distancia de 160 km. Es un túnel de ferrocarril que pasa por debajo del canal Pannerdensch entre Bemel y Zevener; su diámetro es de 9.81 m y fue utilizado en terreno de arena y arcilla.
- 2) El escudo mixto que se observa en la Fotografía IV.3 “Topo utilizado en la construcción del túnel Herrenknecht”, de 14.20 m de diámetro, el más grande del mundo de este tipo, se utilizó en el proyecto del túnel de la

autopista de circunvalación de Moscú con una distancia del túnel de 2.222 km en un terreno de arena fina y gruesa, arcilla y caliza.

**FOTOGRAFÍA IV.2 TOPO UTILIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL
PANNERDENSCH-KANAAL**



Fuente: Asociación Mexicana de Túneles, A. C.

En México se ha utilizado esta técnica durante la construcción del drenaje profundo. Desde el punto de vista geohidrológico, la cuenca del Valle de México es una gran olla cuyas paredes y fondo impermeable están constituidas por rocas volcánicas. Esa olla está rellena de sedimentos fluviales, lacustres y volcánicos que van desde arenas gruesas hasta arcillas con altos contenidos de agua. Dentro de ese marco histórico, geológico e hidrológico funciona el sistema de drenaje del Distrito Federal. Con el propósito de que el funcionamiento de las obras del Sistema General de Drenaje pueda ser verificado de manera previa a su construcción y con ello crear innovaciones para el desalojo de las aguas residuales y pluviales de la Ciudad de México, la extinta Dirección General de

Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal contaba con un Laboratorio de Ingeniería Experimental.

**FOTOGRAFÍA IV.3 TOPO UTILIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN DEL TÚNEL
HERRENKNECHT**



Fuente: Asociación Mexicana de Túneles, A. C.

En el se han desarrollado modelos a escala de diferentes estructuras, tales como la planta de bombeo Central de Abasto II, lumbreras y túneles del Sistema de Drenaje Profundo, colectores y presas, entre otros. El análisis de las obras hidráulicas en laboratorio, han permitido identificar diferentes factores físicos que permiten desarrollar los proyectos y diseños más funcionales operativamente, incluso más económicos. Tal es el caso de los cárcamos circulares de las plantas de bombeo, además de las estructuras de captación al Sistema de Drenaje Profundo.

La complejidad de los suelos, la gran profundidad a que se excava y los enormes volúmenes de material que es necesario desalojar o desplazar, crearon la necesidad de innovar la técnica empleada en la construcción del Drenaje Profundo. En 1967, al iniciarse la primera etapa de excavaciones en el Emisor Central, el Interceptor Central y el Interceptor Oriente, se utilizó la tecnología convencional empleada por la minería, pero también se idearon nuevas técnicas, como lumbreras flotantes y la perforación de túneles con escudos y aire comprimido para estabilizar el frente de excavación. Al extenderse el Interceptor Central hacia el sur en 1977 se trabajó en un subsuelo compuesto principalmente por arcillas muy saturadas y blandas. Por esta razón fue necesario emplear escudos con presiones de aire de 0.8 a 1.3 kg/cm² mayores usadas que en la primera etapa. Presiones más altas crearían un riesgo de incidencia de enfermedades por descompensación en los trabajadores y reduciría el tiempo efectivo de las jornadas de trabajo. De esta manera, por primera vez en México, se construyeron con éxito las lumbreras presurizadas para iniciar la excavación de túneles en suelos blandos.

Después de análisis hechos por la Comisión de Túneles de la extinta Dirección General Construcción y Operación Hidráulica, se determinó la construcción de un portal de salida para el escudo excavador, el cual, entre otros factores reduciría los riesgos por la estabilidad del suelo, aceleraría la obra y disminuiría sus costos, sin alterar el procedimiento de construcción de las lumbreras. El portal es un muro de mortero, ubicado en la intersección de los cilindros del túnel y la lumbrera, capaz de tener la suficiente resistencia para soportar las presiones de los lodos bentónicos y baja resistencia para ser atravesado por el escudo, e impermeabilidad para evitar filtraciones. Las fotografías de los escudos vistas anteriormente, son escudos con cabeza cortadora giratoria, y son de frente cerrado; la cabeza cortadora es casi totalmente cerrada o se puede cerrar hidráulicamente en forma total. El objetivo de esto es conservar el cortador prácticamente en contacto con el frente del túnel y solamente dejar pasar el

material cortado por las navajas del cortador.

Sí el suelo no es estable pueden ocurrir caídos los cuales pueden no ser detectados por el personal en el túnel. En teoría solamente pueden ser caídos pequeños debido a que no hay suficiente espacio y en tales condiciones deben avanzar lo más rápido posible empujando el frente con la cabeza cortadora.

En algunos casos han ocurrido caídos por falla parcial del frente mientras el resto permanece estable, y el escudo ha excavado grandes cavidades antes de que la falla sea detectada. Se recomienda usar equipo para pesar o medir el volumen de material comparando contra el avance a fin de detectar cualquier sobre excavación.

Los escudos que trabajan con el frente cerrado y a presión, cuentan con una mampara metálica al frente (al inicio de la visera) formando una cámara en donde se aplica aire comprimido para estabilizar el frente, dejando el resto del túnel en condiciones normales de presión atmosférica.

El primero en su tipo fue construido en 1961 y usado en el metro de París, la excavación se realizó con varios excavadores hidráulicos montados delante de la mampara de presión, siendo controlados por el operador a través de ventanas provistas en la mampara.

Con estos escudos se vislumbro la posibilidad de introducir un líquido para contener el frente, regulando la presión del líquido mediante una cámara de aire comprimido formada por dos mamparas. Así mismo se descubrió la conveniencia de usar escudos que trabajan con el frente húmedo, evitando peligros de incendios y explosiones al entrar el contacto el aire comprimido con formaciones conteniendo gas. A partir de este momento se introdujeron los escudos con cabeza cortadora giratoria con mampara de presión y las diversas modalidades de escudos con frente presurizado. Los escudos con frente presurizado de lodos cuentan con una cabeza cortadora giratoria para realizar la excavación del frente.

Son aplicables en suelos que presentan problemas de estabilidad, la cual se logra mediante el uso de lodo bentonítico a presión confinado entre el frente de excavación y la mampara. Con el lodo presurizado se reduce la dependencia de la cabeza cortadora giratoria para contener el frente.

Generalmente para el manejo de lodos bentoníticos se requieren instalaciones superficiales en los que se separan los materiales excavados y se regenera el lodo para ser usado nuevamente.

En lo que respecta al aspecto económico, la proliferación del uso de escudos con todo tipo de configuraciones ha demostrado que se encuentra en nivel competitivo con los sistemas convencionales, motivo por el que cuentan con un futuro promisorio de capital importancia dentro de la planeación y ejecución de obras de infraestructura.

IV.2.2 MÉTODO CONSTRUCTIVO

El problema de excavar en suelos blandos y firmes reviste especial importancia por el peligro inminente de falla o colapso al realizar los trabajos de perforación o la aparición de deformaciones indeseables que dañen las estructuras vecinas.

Aquí se mencionan los aspectos básicos que intervienen en la definición del método constructivo de un túnel, de acuerdo al entorno estratigráfico donde se ejecutará la obra, que se refleja en condiciones de estabilidad durante la etapa de excavación y de deformaciones que se desarrollan en la superficie del terreno a consecuencia del proceso de excavación del túnel; se describe también un procedimiento sencillo para la evaluación de la presión ejercida por el suelo sobre los sistemas de soportes y mediante el auxilio de modelos y procedimientos simples, el ingeniero puede seleccionar de una manera racional, el método de construcción más adecuado y diseñar el sistema de soporte temporal o definitivo.

Para el caso de túneles en roca se describen los métodos de clasificación de

macizos rocosos de mayor interés, que proporcionan procedimientos cuantitativos aplicables a los modernos sistemas de sostenimiento y construcción de túneles. Estos procedimientos son producto de la experiencia y observación de túneles construidos que establecen criterios empíricos para el diseño del sostenimiento en función de la calidad de la roca y de las dimensiones del túnel.

- a) Túneles en suelos cohesivos
- b) Túneles en suelos puramente friccionantes

a) Túneles en suelos cohesivos: Estos suelos se caracterizan por la presencia de depósitos de arcilla lacustre de consistencia blanda a dura, de baja a alta compresibilidad, en ocasiones intercaladas con lentes duros de limos arenosos con pequeños contenidos de arcilla o arenas limosas. La resistencia al corte no drenada de las arcillas varía de 1 t/m^2 a 10 t/m^2 ; su comportamiento esfuerzo deformación es tipo elasto plástico. La permeabilidad de estos suelos es baja del orden $K < 10^{-6} \text{ cm/seg}$.

Cuando estos suelos se encuentran bajo el nivel de agua freática, por su baja permeabilidad, mantienen su cohesión durante el proceso de excavación y colocación del soporte primario, aún cuando el avance se haga a frente abierto, si es que el valor de la resistencia cohesiva permite alcanzar un factor de seguridad aceptable. Aunque el gasto de filtración hacia el interior del túnel no es de importancia en los suelos cohesivos, el revestimiento debe ser impermeable, con el propósito de evitar el reblandecimiento del material excavado, para facilitar su manejo e impedir el drenaje del suelo que rodea al túnel y el desarrollo de asentamientos indeseables a largo plazo. En estos suelos es importante verificar si existe el fenómeno de hundimiento regional, inducido por abatimiento de poro en los estratos profundos de arenas y gravas que sobreyacen a los depósitos de arcilla, por efecto de la extracción del agua. La consolidación regional genera, sobre el revestimiento, una distribución de presiones variables con el tiempo, incrementando la presión vertical y disminuyendo la horizontal; cuya condición debe de considerarse el diseño, para proporcionar en el revestimiento una rigidez adecuada, que garantice la sección de operación del túnel a largo plazo. En

arcillas de consistencia dura es posible excavar el frente a sección completa con revestimiento de concreto lanzado, mientras que en arcilla de consistencia blanda a media requiere, generalmente, el empleo de un escudo de frente cerrado que permite aplicar una presión (P_f) para estabilizar el frente.

b) Túneles en suelos puramente friccionantes: Los suelos granulares puramente friccionantes y carentes de cohesión, con permeabilidades mayores de 10^{-5} cm/seg, están representados por los limos, las arenas, las gravas y mezclas de estos en distintas proporciones.

En los suelos no saturados, se puede excavar a media sección y con avances pequeños, a frente abierto y empleando un revestimiento combinado con marcos de acero y concreto lanzado, auxiliándose con madera, lámina o malla electro forjada para retener el concreto lanzado. En suelos de bajo nivel freático, la carencia de cohesión o adherencia entre los granos de este grupo de suelos los hace inestables en el frente del túnel y son fácilmente arrastrados por el agua que fluye hacia el interior, aún cuando el gasto de filtración sea pequeño en los suelos con alto contenido de limo; por ello no es posible la excavación segura de túneles a frente abierto en estas condiciones de inestabilidad. Para excavar un túnel bajo estas condiciones de inestabilidad se dispone de lo siguiente:

- a) Eliminar las fuerzas de filtración abatiendo el nivel freático por debajo de la cubeta del túnel mediante pozos de bombeo operados con anticipación a la construcción. En la práctica, en estas condiciones, se requiere generalmente excavar una media sección y con avances muy pequeños, lo que hace a la construcción lenta y costosa.
 - b) Dar al suelo una cohesión real a base de inyecciones de lechadas estables de cemento–bentonita, a alta presión, previamente a la excavación del frente, cuya operación puede efectuarse desde el exterior o interior del túnel. Este procedimiento es práctico solamente cuando el tramo por atacar en estas condiciones es relativamente pequeño y representa solo una
-
-

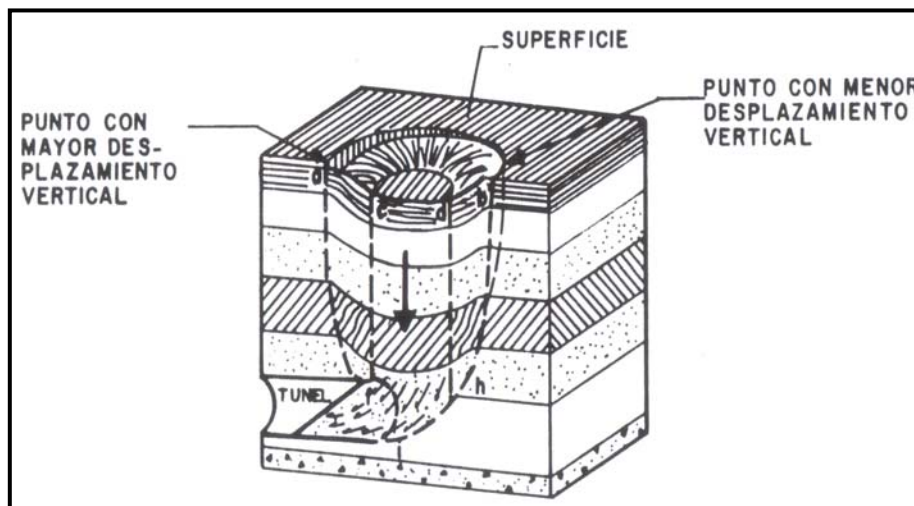
condición muy local del trazo del túnel.

- c) Cuando se trata de una condición generalizada en una longitud importante del túnel, es preferible plantear de antemano el ataque mediante el uso del escudo de frente a presión.

IV.2.3 ESTABILIDAD DEL FRENTE, PAREDES, CLAVE Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Antes de la construcción del túnel existe en el suelo un estado inicial de esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación generándose un nuevo estado de esfuerzo y deformaciones en la masa del suelo que rodea el frente y a la periferia de la cavidad.

FIGURA IV.19 FALLA DEL FRENTE DE UN TÚNEL



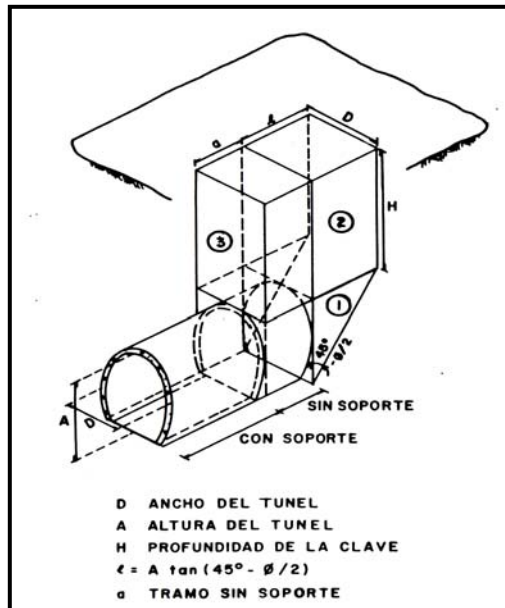
Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

Si el suelo no es capaz de soportar estos esfuerzos se producirá el colapso del frente, el cual puede propagarse hasta la superficie del terreno dando lugar a un hundimiento, según se indica en la Figura IV.19 “Falla del frente de un túnel”, cuyo fenómeno se observa lo mismo en fallas ocurridas en túneles reales.

Considerando el tipo de deformación de la figura, el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, antes de la falla, se puede analizar mediante el mecanismo simplificado que se muestra en la Figura IV.20 “Mecanismo

simplificado del equilibrio del frente”.

**FIGURA IV.20 MECANISMO SIMPLIFICADO DEL
EQUILIBRIO DEL FRENTE**



Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

El cual esta formado por tres prismas, el triangular 1 que tiene la forma de una cuña de Coulomb; el rectangular del fondo 2, que se apoya sobre la cuña y el rectangular sobre la clave 3.

El análisis de estabilidad para el mecanismo de falla de un túnel se obtiene de la relación entre fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de excavación, de acuerdo con la geometría propuesta. La excavación de un túnel genera una disminución de los esfuerzos radiales naturales en la masa del suelo, provocando desplazamientos radiales hacia su interior, que se traducen en asentamiento de la superficie del terreno.

La estimación de la magnitud y la distribución de los asentamientos es de importancia en los túneles urbanos, principalmente, para diseñar un procedimiento constructivo que reduzca al mínimo la posibilidad de dañar edificios e instalaciones

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

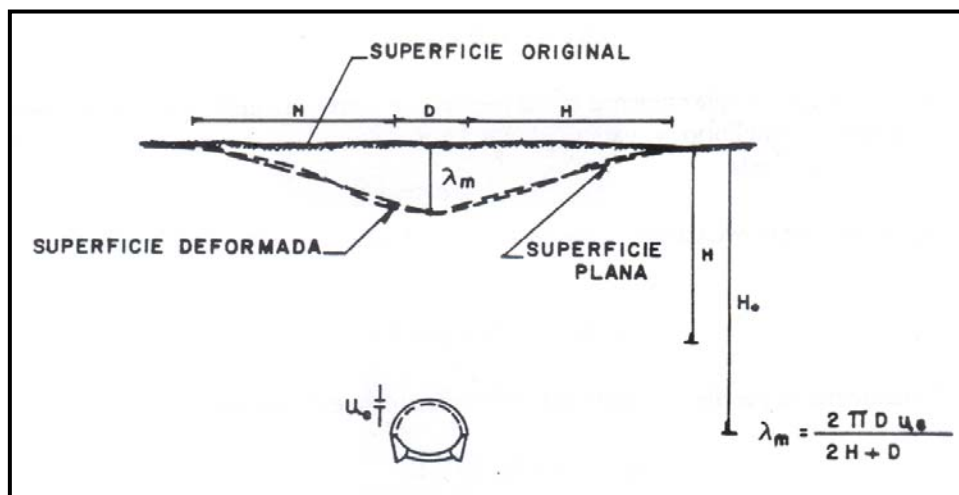
de servicios existentes (tubería de agua y drenaje, gasoductos, etc.); sin embargo, en zonas rurales esas condicionantes prácticamente no existen.

Para la evaluación de los asentamientos máximos debe considerarse tres componentes principales:

- Desplazamiento del suelo del frente debido al alivio de esfuerzos inducidos por la excavación,
- Fluencia de las paredes del túnel para llenar el espacio anular (holgura) entre el suelo y el revestimiento,
- Desplazamiento del revestimiento por flexión, producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical, y/o por asentamiento de las zapatas de apoyo, en túneles revestidos de concreto lanzado.

En la Figura IV.21 “Asentamiento de la superficie producido por la construcción de un túnel” se presenta esquemáticamente la configuración de asentamientos superficiales observado durante la construcción de túneles en suelos.

FIGURA IV.21 ASENTAMIENTO DE LA SUPERFICIE PRODUCIDO POR LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL

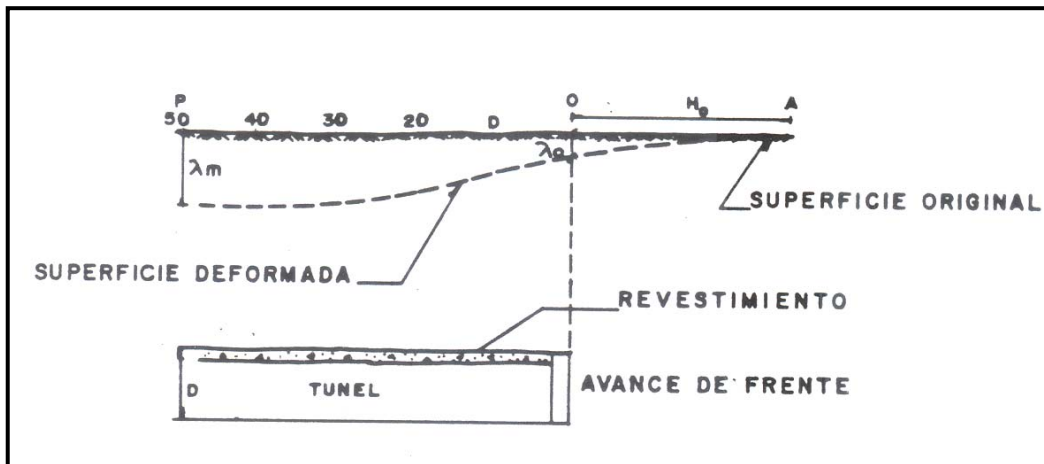


Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

En la dirección longitudinal de la Figura IV.22 “Sección longitudinal”, el efecto de la excavación se manifiesta adelante del frente a partir del punto A, localizado a una

distancia aproximada igual a la profundidad del eje del túnel H_0 , en un punto O , localizado sobre la vertical que pasa por el frente, se produce el asentamiento λ_0 , que es de un 20 a 40% del valor total de λ_m cuyo asentamiento se presenta a una distancia de 6 a 7 diámetros hacia atrás del frente, ver Figura IV.21 “Sección longitudinal” (punto p).

FIGURA IV.22 SECCIÓN LONGITUDINAL



Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

La magnitud de λ_0 depende principalmente del decremento de los esfuerzos por descarga inducidos al avanzar la excavación del frente, mientras λ_m se debe a la interacción suelo–revestimiento. Cabe mencionar que el asentamiento sobre el frente λ_0 tiene poca importancia práctica, ya que ocurre de manera transitoria hacia el valor final, λ_m .

La configuración transversal de los asentamientos Figura IV.21 “Asentamiento de la superficie producido por la construcción de un túnel”, es una curva simétrica que se extiende a ambos lados del eje del túnel, hasta una distancia aproximada de $H + D/2$; el valor máximo de λ_m se presenta en la vertical que pasa por el centro del túnel, aunque eventualmente puede quedar desplazado hacia algún lado del eje, a causa de la heterogeneidad del suelo.

En el caso de túneles excavados en arcillas, los asentamientos superficiales

pueden incrementarse con el tiempo por efecto de la consolidación de los suelos circundantes afectados durante la excavación o por abatimiento de presiones en el agua del suelo causado por infiltración hacia el interior del túnel. Todo lo anterior establece que se tendrán deformaciones en los revestimientos, ya sean provisionales o definitivos.

El desplazamiento radial del revestimiento primario, bajo la presión aplicada por el suelo tiene tres componentes:

- a) Compresión elástica del concreto (U_c) bajo presión uniforme, P_a . La compresión elástica de un anillo de concreto sometido a presión radial uniforme, produce un desplazamiento dado por la ecuación:

$$U_c = P_a (D_m)^2 / 4tE_c;$$

Donde: D_m , diámetro medio del anillo; t , espesor del concreto y E_c , módulo de elasticidad del concreto en compresión. Cabe señalar que este desplazamiento es muy pequeño en comparación con los otros componentes, que para fines prácticos es despreciable.

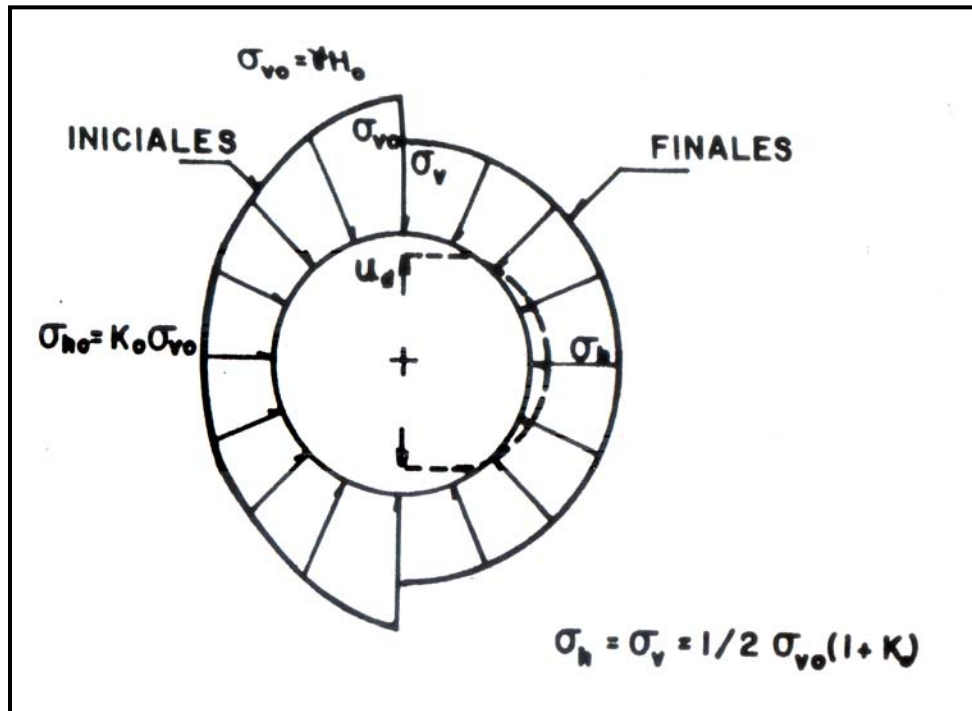
- b) Deflexión producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical; la distribución de presiones naturales en la masa de un suelo antes de excavar el túnel tiene la forma del diagrama del lado izquierdo de la Figura IV.22 “Deformación del revestimiento flexible y redistribución de esfuerzos iniciales no uniformes”; si en esta condición inicial de esfuerzos se coloca un revestimiento circular perfectamente flexible, incapaz de soportar un momento flexionante (como son las dovelas articuladas o de concreto lanzado simple) se produce el ovalamiento del anillo, disminuyendo el diámetro vertical y aumentando el horizontal. Simultáneamente, estos desplazamientos radiales en el suelo hacen disminuir la presión de contacto σ_{vo} y aumentar h_o , hasta llegar al valor promedio, que muestra el diagrama del lado derecho de la Figura IV.23 “Deformación del revestimiento flexible y redistribución de esfuerzos iniciales no uniformes”.

Para un revestimiento flexible, puede estimarse el máximo valor de U_d , considerando que el desplazamiento radial en la clave es el mismo para el revestimiento que para el suelo, si el contacto entre ambos es perfecto. Este desplazamiento se obtiene con la ecuación:

$$U_{d\text{máx}} = 0.5(1-K_0)\gamma H_0(1+\mu)D/2E$$

Y para el caso de revestimientos rígidos la deflexión es generalmente pequeña.

FIGURA IV.23 DEFORMACIÓN DEL REVESTIMIENTO FLEXIBLE Y REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS INICIALES NO UNIFORMES



Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

- c) Desplazamiento vertical de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales. El asentamiento de las zapatas longitudinales rígidas en las que se apoya el revestimiento abierto de concreto lanzado se expresa por la ecuación:

$$U_{zmáx} = \gamma H_0 D / 2E_z$$

Despreciando la compresión elástica del concreto, el desplazamiento máximo del revestimiento en la clave, bajo una presión (γH_0), sería:

$$U_{r\text{máx}} = U_{d\text{máx}} + U_{z\text{máx}}$$

Siendo $U_{r\text{máx}}$ y γH_0 las coordenadas del punto R de la Figura IV.25 “Desplazamiento del revestimiento”, que define a la recta OR, representativa de la respuesta del revestimiento; donde puede observarse que la pendiente de la recta varía con el tipo de revestimiento y su procedimiento de colocación.

- d) Desplazamiento vertical de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales. El asentamiento de las zapatas longitudinales rígidas en las que se apoya el revestimiento abierto de concreto lanzado se expresa por la ecuación:

$$U_{z\text{máx}} = \gamma H_0 D / 2E_z$$

Despreciando la compresión elástica del concreto, el desplazamiento máximo del revestimiento en la clave, bajo una presión (γH_0), sería:

$$U_{r\text{máx}} = U_{d\text{máx}} + U_{z\text{máx}}$$

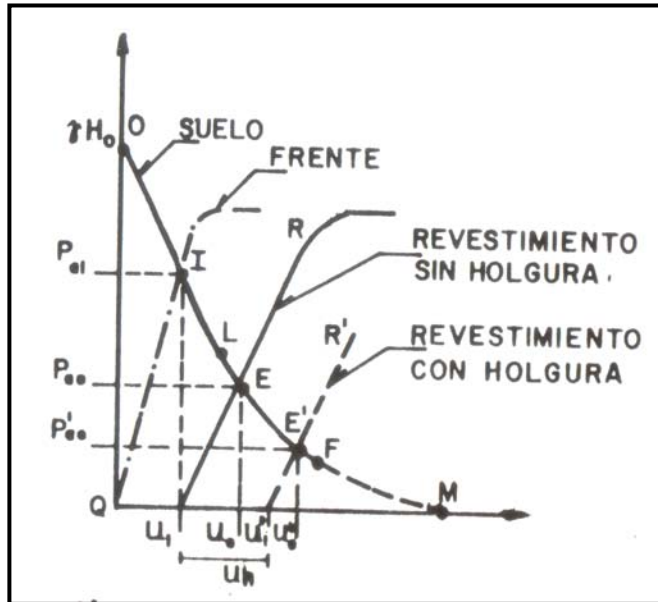
Siendo $U_{r\text{máx}}$ y γH_0 las coordenadas del punto R de la Figura IV.25 “Desplazamiento del revestimiento”, que define a la recta OR, representativa de la respuesta del revestimiento; donde puede observarse que la pendiente de la recta varía con el tipo de revestimiento y su procedimiento de colocación.

Desplazamientos por holgura. Cuando se emplea revestimiento de dovelas atornilladas que se arman dentro de la cola del escudo, queda un espacio anular entre el revestimiento y el terreno que es aproximadamente igual al espesor de la cola del escudo, cuyo espacio se denomina holgura. Si la holgura no se rellena de inmediato con mortero estable inyectado o gravilla, el suelo circundante fluye plásticamente hasta ocupar dicho espacio y sufre un desplazamiento radial U_h , que se suma al desplazamiento inicial del frente, U_i , estableciendo el contacto con el revestimiento; por lo tanto, el desplazamiento radial total, será entonces, como

muestra la Figura IV.24 "Interacción suelo revestimiento".

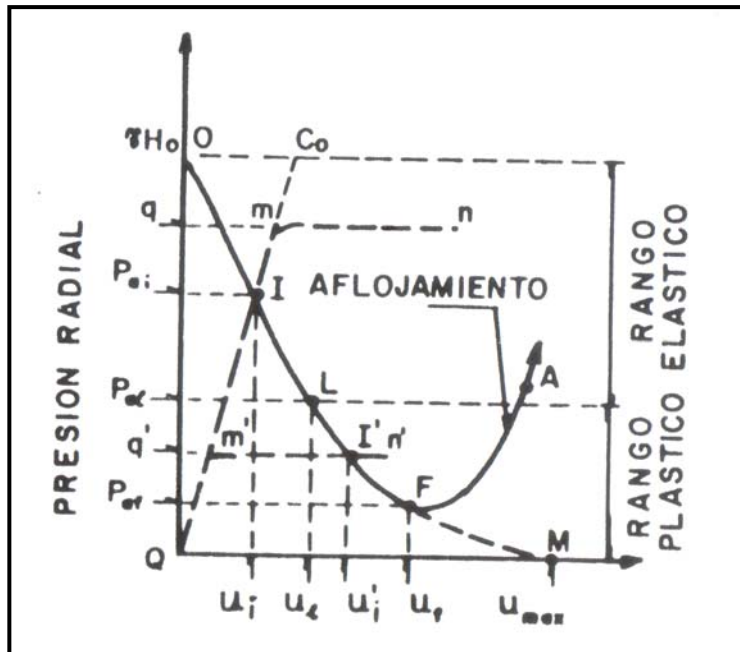
$$U'_i = U_i + U_h$$

FIGURA IV.24 "INTERACCIÓN SUELO REVESTIMIENTO".



Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

FIGURAS IV.25 DESPLAZAMIENTO DEL SUELO



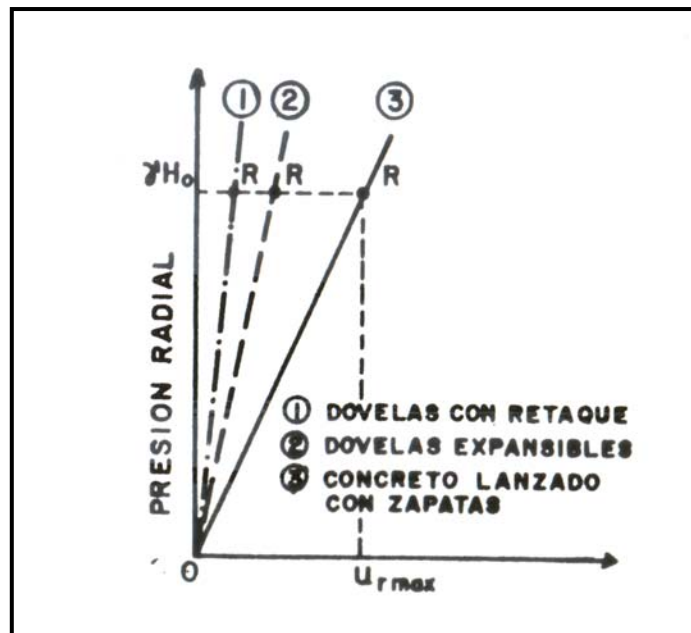
Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Es claro que el retaque inmediato y total de la holgura inyectando mortero o gravilla eliminará el desplazamiento U_h y el asentamiento superficial correspondiente.

Interacción suelo revestimiento primario. La gráfica de la Figura IV.24 “Interacción suelo revestimiento”, se obtiene superponiendo las Figuras IV.25 “Desplazamiento del suelo” y Figura IV.26 “Desplazamiento del revestimiento”, que representa la curva de intersección suelo revestimiento.

FIGURA IV.26 “DESPLAZAMIENTO DEL REVESTIMIENTO”



Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

La curva OLF corresponde a la respuesta del suelo circundante al túnel; la línea QI a la del prisma del suelo del frente; el punto I donde se intersecan ambas graficas representan el equilibrio de la masa del suelo que se encuentra adelante y sobre el frente al concluirse el avance de la excavación y antes de colocar el revestimiento; el desplazamiento radial medio alrededor del túnel en este momento es U_i ; si en este momento se coloca un revestimiento flexible en contacto perfecto con el suelo, es decir sin holgura entre ambos, la presión que actúa sobre el revestimiento recién colocado es nula.

En el punto E se alcanza el equilibrio en que la presión radial de apoyo P_{ae} , desarrollada en el contacto, estabiliza el sistema suelo–revestimiento.

Si el revestimiento se coloca con holgura el suelo sufre un desplazamiento radial U_h , adicional a U_i , antes de establecer el contacto suelo revestimiento en el punto U'_i , a partir del cual el desplazamiento, crece, según la línea U'_iR' , hasta alcanzar el equilibrio en el punto E' . La presión de equilibrio disminuye hasta P'_{ae} , pero el desplazamiento radial crece hasta U'_e , lo que implica un mayor asentamiento superficial.

IV.3 NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TÚNELES

En este subtema se habla de una técnica para excavación de túneles que a la fecha ha tenido una gran aceptación en México. La técnica se aplica a túneles contruidos en macizos rocosos, no es aplicable a terrenos blandos o muy cohesivos. Este método se utilizó para la excavación del túnel que se habla en el Capítulo V, “Caso practico: Túnel Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México”.

El Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles en su forma actual, es el resultado de un desarrollo continuo y prolongado cuyos comienzos se remotan al siglo pasado. Se origino a partir de observaciones hechas con respecto al comportamiento conjunto del revestimiento de los túneles y de la roca circundante, es decir, a partir de la práctica misma. Las consideraciones teóricas surgieron más adelante y tuvieron como finalidad formular las bases analíticas para poder verificar y explicar las observaciones efectuadas en el terreno.

Los métodos tradicionales de construcción comúnmente usados a lo largo del siglo pasado para la construcción de túneles, partieron básicamente de las experiencias obtenidas en la minería y reflejaban la opinión, de que el medio rocoso siempre debe ser considerado en función de una carga que actúa sobre el revestimiento

del túnel. Los sistemas de excavación y los trabajos de apuntalamiento que prevalecían en aquel entonces, caracterizados por el uso intensivo de estibación de madera, con un gran número de etapas intermedias de construcción, junto con el método de apuntalamiento con elementos de acero, aún muy usado hoy en día, parecen justificar este aspecto, porque son propensos a producir el afloramiento del macizo rocoso. Sin embargo, también hubo conceptos acertados en aquellos primeros tiempos; tales para determinar la relación entre la presión de la roca y la deformación sufrida por los marcos de madera. La suposición de una presión ejercida por rocas sueltas junto con el requerimiento de diseñar el revestimiento de los túneles según la teoría del arco de sustentación, dio como resultado la conocida forma de las secciones transversales con revestimiento de gran espesor. En lo que al Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles concierne, probablemente fue la experiencia de un viejo minero lo que motivo su inicio: que la presión activa de la roca siempre está relacionada con las deformaciones permitidas en la cavidad.

El principio fundamental del Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles consiste, en convertir a las rocas que rodean el perfil del túnel de un elemento que ejercen cargas, en un elemento capaz de resistirlas, mediante los modernos métodos de apuntalamientos disponibles, tales como concreto lanzado, y anclaje de roca. Adoptando la secuencia correcta para los trabajos de excavación y apuntalamiento, puede lograrse una acción conjunta entre el revestimiento del túnel y el macizo rocoso. El Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles fue definido en un principio por el Dr. L. V. Rabcewicz, su principal creador, como una concepción especial para la perforación de rocas más que como un método de construcción.

Esta concepción sugiere la adopción de determinados principios en la secuencia de trabajo que concierne a la excavación y al refuerzo de los sistemas de apuntalamiento para que el terreno que rodea una cavidad, se convierta en el principal elemento de sustentación de la estructura de un túnel. En analogía al

Método Norteamericano de “Construcción de Túneles con soportes de acero, como se ha visto anteriormente. El Dr. L. V. Rabcewicz, dijo en una oportunidad que el Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles, debería describirse construcción de túneles con soporte de roca.

Los principales elementos de refuerzo o apuntamiento en la aplicación del Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles son el concreto lanzado y el anclaje de roca, como se ha descrito anteriormente. Las condiciones mecánicas de la roca para lograr el efecto significativo de un revestimiento delgado de concreto lanzado son las siguientes:

- 1) Normalmente el macizo rocoso esta surcado en diferentes direcciones por sistemas de diaclasas o juntas, sus movimiento ocurren a lo largo de estas zonas debilitadas, por lo tanto se necesita tan solo una fuerza mínima para evitar que el conjunto de rocas se deslice, pero también será necesario disponer de fuerzas considerables para poder detener un movimiento una vez que se haya iniciado. Las juntas son sitios especiales de concentración de esfuerzos y por consiguiente son zonas débiles, llenándolas con concreto lanzado de endurecimiento rápido inmediatamente después de haber sido expuestas, se logra su sellado, sus ángulos vivos se redondean, la concentración de esfuerzos disminuye y se evitan los movimientos perjudiciales.
- 2) Puesto que la adherencia del concreto lanzado a la mayoría de los tipos de roca es muy grande, una capa delgada del mismo actúa como material de sellado y refuerzo para una superficie de propiedades físicas diferentes, integrando un conjunto estático o estructura compuesta por la roca y su superficie reforzada.
- 3) Una secuencia muy importante desde el punto de vista de la mecánica, es que el macizo rocoso circúndate no se afloja y permanece sin altercaciones en su estado, en tanto no resulte afectado por las ondas de voladuras.

Tanto los métodos de voladuras atenuadas como los métodos mecánicos para la perforación de túneles prácticamente han eliminado este riesgo.

De cualquier manera, el uso práctico y económico del concreto lanzado como único medio estabilizador se ve limitado en el caso de grandes secciones que van desde los 12 hasta los 22 m de altura vertical, y también para terrenos donde los macizos rocosos tengan rocas muy débiles o se presentan una considerable variación de fallas geológicas. Se ha comprobado que los sistemas de anclaje aplicados a rocas extremadamente trituradas, hinchadas y plastificadas representan el medio ideal de estabilización, ya que su resistencia a la tracción es casi ilimitada. Hace ya mucho tiempo que las anclas en roca se han ido utilizando en las minas, pero siempre con la restricción de que el ancla debía fijarse en capas de roca firme a fin de poder soportar el peso de la roca suelta cercana a la superficie. Se creía que el anclaje en cualquier tipo de roca triturada o que no fuera firme era totalmente ilusorio o nada funcional.

Ciertamente este procedimiento es en muchos aspectos superior a ciertos métodos matemáticos altamente sofisticados, porque todos los factores desconocidos son implícitamente tomados en cuenta por los controles de medición. Uno de estos métodos matemáticos, concretamente el de elementos finitos, es sin duda muy elegante pero los resultados son correctos solo si el medio rocoso se describe perfectamente y si se toman en cuenta y en forma apropiada el factor tiempo que es sumamente importante en las etapas intermedias de construcción. La concepción del Nuevo Método Austriaco para la Construcción de Túneles consiste en tratar al terreno que rodea a la excavación de manera tal que se convierta en un anillo de sustentación de cargas, haciendo que el terreno llegue a ser un importante elemento de soporte de si mismo.

Al excavar un túnel, la condición de esfuerzo principal prevaleciente (que se encuentra en un estado de equilibrio), será transformada a través de varios pasos intermedios de predistribución de esfuerzos hasta lograr un nuevo estado de

equilibrio estable (secundario). El Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles tiene como finalidad lograr que estos procesos resulten económicos y técnicamente seguros.

Durante la excavación, las deformaciones de la roca o del suelo deberán controlarse de manera tal que:

- Sean mínimas, a fin de evitar que disminuya la resistencia de la roca.
- Sean lo suficientemente grandes como para que la roca forme un anillo de sustentación de carga.

Para la perforación de túneles según el Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles deberán observarse los siguientes principios fundamentales.

- 1) Un túnel es una estructura compuesta, integrada por el macizo rocoso y los elementos de sustentación (concreto lanzado, anclajes, marcos de acero, etc.)
 - 2) Se deben crear o conservar las condiciones de esfuerzo triaxial compatibles con la roca y se debe evitar el aflojamiento perjudicial.
 - 3) Se deben determinar o tomar en consideración los parámetros mecánicos de la roca mediante pruebas de laboratorio o ensayos en sitio, controlando también la variación y dependencia temporal.
 - 4) Se debe escoger la forma de la sección transversal tomando en cuenta la situación mecánica de la roca, es decir, condición de esfuerzo principal, parámetros de resistencia y sistemas de diaclasas en la roca.
 - 5) Se debe definir la esbeltez y flexibilidad de los revestimientos dentro de los límites requeridos.
 - 6) Se debe augurar el contacto directo entre la roca y los elementos de sustentación para la transferencia de cargas.
 - 7) Se debe cuidar la adecuación de los procedimientos de construcción según las condiciones variables de las rocas, tiempo de espera y estabilidad del frente mediante la elección de la secuencia correcta de
-
-

excavación y la longitud de los avances, tomando en cuenta los aspectos prácticos y económicos.

- 8) Se debe proceder con cuidado en la excavación para no dañar la roca.
- 9) Se deben instalar los elementos de sustentación sin demora y en el orden correcto.
- 10) Se debe determinar el tiempo de cierre del anillo y la distancia del frente según el comportamiento geológico de la roca y en función de la resistencia del revestimiento.
- 11) Se debe llevar a cabo un control continuo de la roca y de los elementos de sustentación por medio de mediciones. Dichas mediciones son parte integrante del método en sí, tanto para controlar la seguridad del túnel y del diseño preliminar, como también para efectuar el diseño de los elementos de sustentación durante la construcción y para optimizar los procedimientos de la misma.

Concluyendo, el método consiste en calcular la cantidad de concreto lanzado y anclaje sistemático necesario para provocar el desarrollo de un arco de roca “armado” que contribuya al soporte total de las paredes de excavación. En términos generales, el soporte recomendado contempla el uso combinado de concreto lanzado con malla, anclas de fricción, marcos y drenaje. La densidad de este soporte esta en función directa de la calidad de la masa rocosa y de la cobertura superior o techo de roca. En zonas de mala calidad el espesor del concreto lanzado aumenta, el patrón de anclaje se cierra, el de drenaje también y se recurre al uso de marcos.

El Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles conocido como teórico-práctico es uno de los procedimientos de dimensionamiento de soporte y construcción más adecuado para aplicarse en casos de plastificación del subsuelo por razones del requerimiento de mediciones de convergencia las cuales sirven para conocer la velocidad de deformación del túnel y en su caso la aplicación inmediata de mayor soporte hasta lograr la estabilización de las deformaciones.

El método está basado en la teoría de la generación de un “arco de roca” con material plastificado al cual se le incrementa su resistencia por confinamiento lateral proveniente de las anclas y concreto lanzado resultando así los esfuerzos radiales y tangenciales modificados por la cavidad. Como la resistencia del “arco de roca” es del mismo orden de magnitud que proporciona el soporte artificial de anclas y concreto lanzado y se adiciona a estos para alcanzar la presión interior mínima requerida, significa una optimización de estos elementos y por tanto un menor costo de soporte.

Indudablemente los diferentes métodos de construcción de túneles tienen su grado de seguridad y dificultad; en el siguiente Capítulo V “Caso práctico: Túnel Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México”, se hace un análisis de la instrumentación que se realizó para determinar las deformaciones tanto en el interior del túnel como en la superficie, y comparar estas deformaciones con las estimadas con el análisis elasto plástico.

CAPÍTULO V

CASO PRÁCTICO:

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY NUEVO LEÓN, MÉXICO

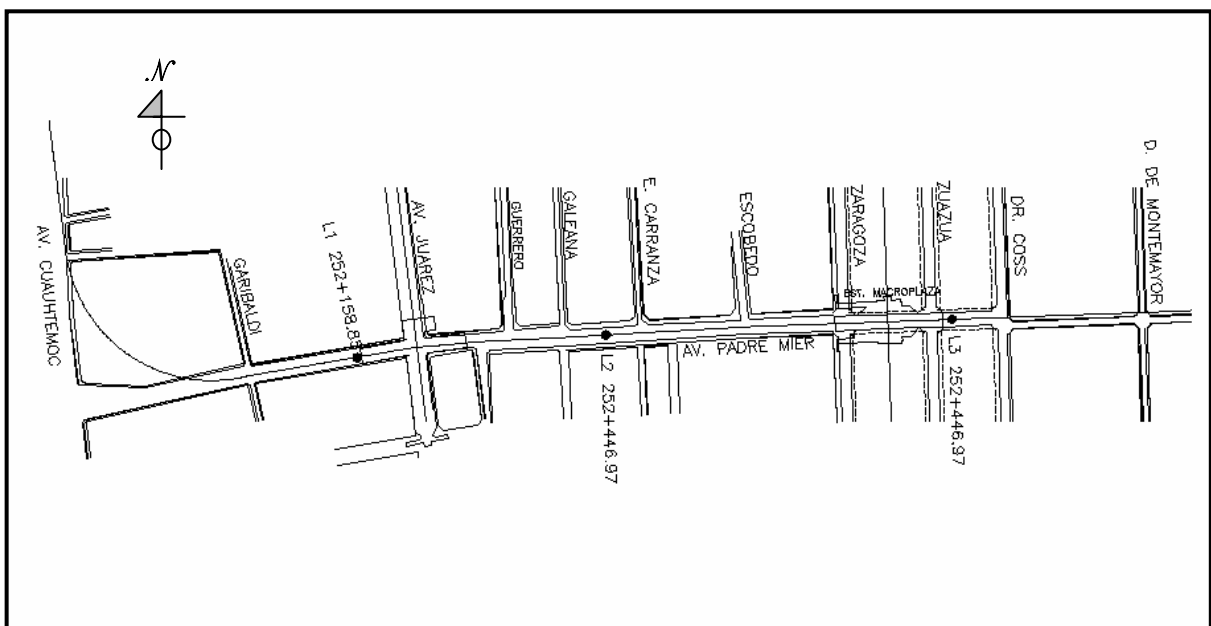
CAPÍTULO V

CASO PRÁCTICO:

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO

En este capítulo V “Caso Práctico: Túnel Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey Nuevo León, México”, se presenta en forma objetiva los resultados de las mediciones efectuadas en varios tramos del Túnel de la Línea 2, tramo 4 del Metro de la ciudad de Monterrey, México, incluyendo: la prolongación hacia el Barrio Antiguo, la prolongación hacia la curva de la Av. Cuauhtémoc; El Túnel Central por debajo de la Av. Juárez Ver Figura V.1 “Croquis de localización del túnel”. Estas mediciones consistieron fundamentalmente en la observación de las deformaciones de convergencia dentro de las excavaciones subterráneas y la realización de nivelaciones de precisión en la superficie, las cuales se llevaron a cabo en el periodo comprendido entre el 17 de mayo al 2 de diciembre de 1993.

FIGURA V.1 CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL TÚNEL



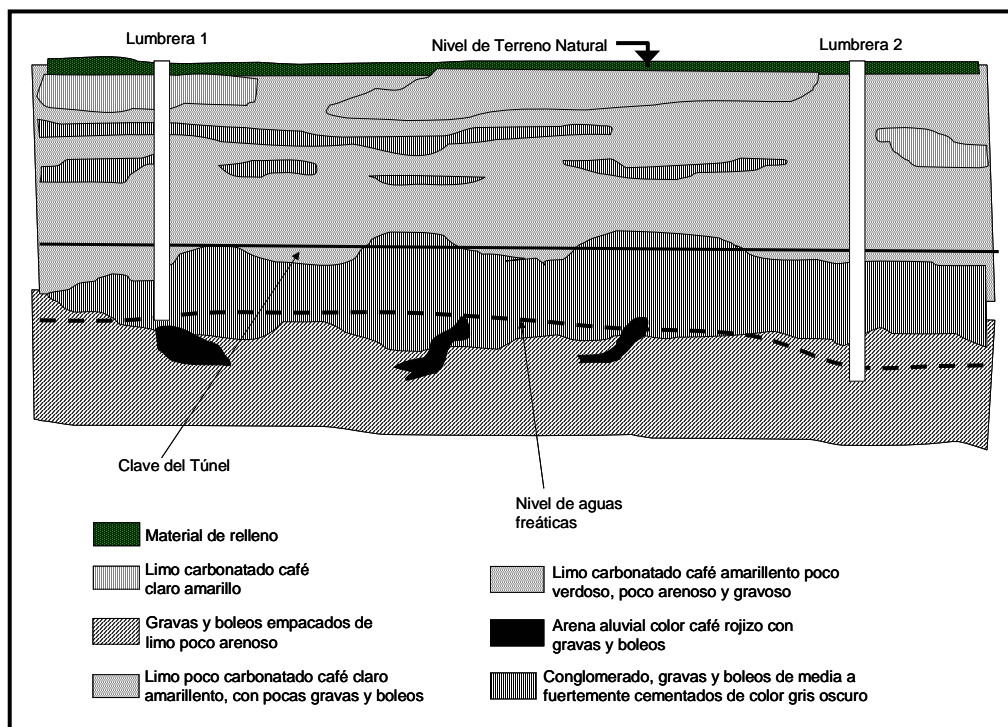
V.1 ANTECEDENTES

En este subtema se realiza un análisis de las deformaciones monitoreadas durante la construcción de la Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México; al igual que en muchas ciudades importantes del mundo, implicó resolver diversos problemas de ingeniería civil como electromecánica con el fin de disminuir las afectaciones al entorno, ya que el trazo se desarrolló por la parte central de la ciudad. Debido a que las características de las colindancias (edificios altos y edificaciones antiguas), la no-afectación a vialidades con tránsito intenso y tuberías subterráneas, condujeron a que el proyecto fuera subterráneo.

V.1.1 ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO

Para el caso práctico de este trabajo se hicieron sondeos a lo largo del trazo del túnel de 700 m, de donde se obtuvieron los resultados para la interpretación estratigráfica de la zona en estudio, como se muestra en la Figura V.2 “Perfil estratigráfico”.

FIGURA V.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO



A continuación se describe la composición de los cuatro tipos de suelo que caracterizan la zona:

- **Limo carbonatado café claro amarillento con pocas gravas y boleos.** Con lentes de gravas y boleos cementados y un espesor promedio de 6 metros, ésta unidad forma el techo de los túneles. Existen dos características importantes de la formación; son suelos medianamente colapsables y presentan permeabilidad media a baja, ocasionada por la gran actividad orgánica que tuvieron durante su formación.
- **Limo carbonatado café claro amarillento.** Esta unidad es semejante a la anterior con la excepción de no contener suelo granular y en ocasiones presenta una plasticidad moderada.
- **Conglomerado.** Formado por fragmentos redondeados de caliza y lutita en una matriz calcárea y limosa con diferentes grados de cementación. Una característica sobresaliente es su permeabilidad alta debido a tubificación y a la presencia de lentes de grava y boleos sueltos. Es conveniente resaltar que la ubicación de esta unidad en la parte media superior del túnel ayuda grandemente a la estabilidad del frente de la excavación y de la clave.
- **Gravas y boleos empacados en limo arenoso.** Este material se ubica en la parte media inferior del túnel y aunque es fácilmente excavable localmente es inestable, principalmente cuando se encuentra saturado o cuando el contenido de suelo fino disminuye. Otra característica de importancia en esta unidad es su alta permeabilidad.

Para el túnel motivo de este análisis las condiciones estratigráficas son: sobre la clave existe un limo carbonatado con gravas y boleos que aunque es un suelo duro, es sensible a los cambios de humedad.

El frente de excavación se forma en su parte superior por un conglomerado con una cohesión alta, duro, sin fracturamiento inalterado y con lentes de material

granular sin cementación, y su inferior por un material de menor calidad, compuesto por gravas y boleos empacados en limo, fácilmente excavable y saturado.

Cabe hacer mención que durante el proceso de la excavación los estratos se fueron presentando conforme se estimaba que sería el perfil estratigráfico. De ahí la importancia de realizar exploraciones previas que pueden ir, como se sabe, desde pozos a cielo abierto hasta la determinación del perfil con cono eléctrico.

V.1.2 CÁLCULO DE LA CARGA ACTUANTE EN LAS PAREDES Y CLAVE DEL TÚNEL

Considerando como base el perfil estratigráfico se puede determinar, como se describió en el capítulo anterior, las cargas que estarán actuando sobre los recubrimientos, como se describe a continuación.

El trazo del túnel esta sobre un limo poco carbonatado café claro amarillento, con pocas gravas y boleos, lo que hace que este tipo de material sea compresible, además de que el túnel se encuentra a una profundidad promedio de 9.5 m, que se considera moderada, que cae dentro de la clase VII del Dr. Karl Von Terzaghi ver Tabla VI.1 “Criterio de Terzaghi para determinar la carga sobre el revestimiento”, la siguiente expresión determinara la carga actuante sobre las paredes del túnel.

$$H_p = 1.10 \text{ a } 4.50(B + H_t)$$

donde: B es el ancho del túnel
 H_t es la cobertura del túnel donde empieza la plastificación del material

Ver su representación gráfica en la Figura V.3 “Ubicación de los parámetros para determinar la carga sobre el revestimiento”.

Para este caso práctico B = 7 m
 H_t = 5 m

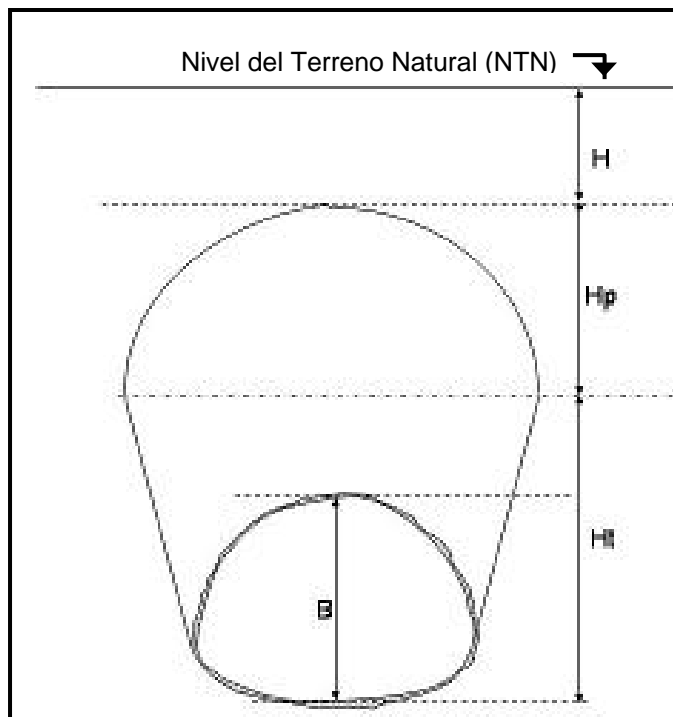
y tomando el valor promedio de entre 1.10 a 4.50, que es igual 2.80; sustituyendo los valores en la expresión anterior se tiene: $H_p = 2.80(7 + 5) = 33.60 \text{ m}$

que multiplicado por el peso volumétrico del suelo $\gamma = 2.20 \text{ ton/m}^3$, da el esfuerzo actuante sobre las paredes y la clave del túnel

$$\sigma = (33.60 \text{ m}) \times (2.20 \text{ ton/m}^3) = 73.92 \text{ ton/m}^2$$

las recomendaciones que al respecto hace el Dr. Karl von Terzaghi para este valor son: “Presión lateral importante, necesita retícula para la plantilla”, que fue lo que se utilizó para el revestimiento como se indica en el inciso V.2 “Objetivos”, de este trabajo.

FIGURA V.3 UBICACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA DETERMINAR LA CARGA SOBRE EL REVESTIMIENTO



Fuente: Curso Víctor Hardy 1995

V.1.3 CÁLCULO TEÓRICO DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES EN EL ADEME

Para tener un parámetro de referencia respecto al valor de las mediciones en campo, a continuación se presenta el cálculo de las deformaciones teóricas que se espera se presenten.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

- Características del material:
 γ : peso volumétrico del material en t/m^3
 ϕ : ángulo de fricción interna en $^\circ$
 ν : módulo de Poisson
C: cohesión en kg/cm^2
E: módulo de elasticidad en kg/cm^2

Primer estrato

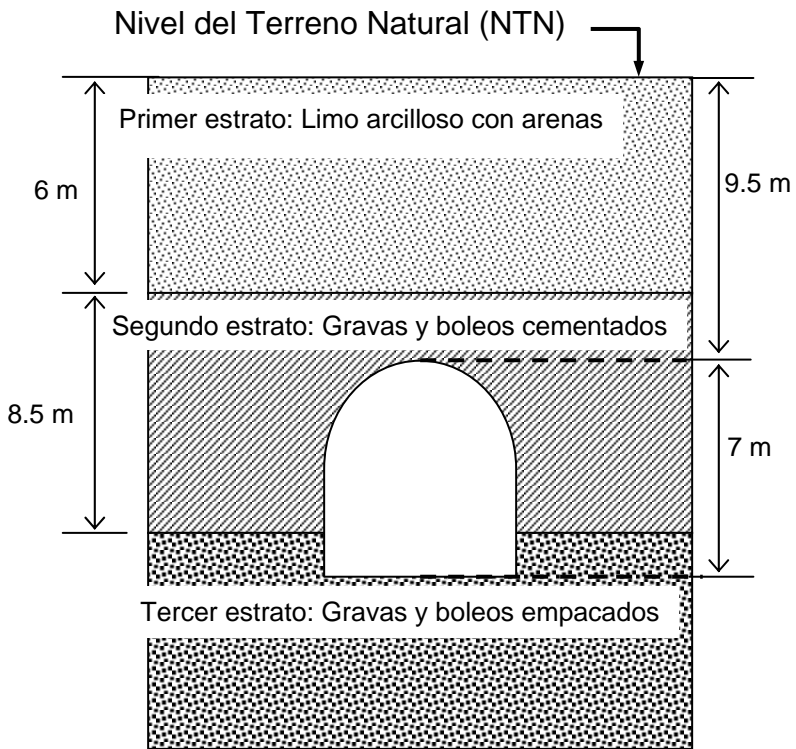
$\gamma = 1.9$
 $\phi = 20$
 $\nu = 0.35$
C = 1.5
E = 450

Segundo estrato

$\gamma = 2.20$
 $\phi = 45$
 $\nu = 0.25$
C = 2.0
E = 10,000

Tercer estrato

$\gamma = 1.9$
 $\phi = 30$
 $\nu = 0.30$
C = 1.0
E = 8,000



- Dimensiones del túnel
Profundidad a la clave = 9.50 m
Diámetro = 7 m

El esfuerzo máximo actuante en las paredes y clave del túnel, calculado de acuerdo a la estratigrafía tiene el valor de $73.92 \text{ ton}/m^2$ este valor se compara con la resistencia a la compresión simple que tiene el siguiente valor:

$$q_u = 2C_u = 2 * 20 = 40 \text{ ton}/m^2$$
$$40 \leq 73.92 \text{ ton}/m^2$$

así que las paredes del túnel por si solas no resistirán y habrá de colocarse un ademe. Para que no exista ninguna zona plastificada, el ademe debe ejercer un empuje contra las paredes de la excavación igual a:

$$\sigma_{\theta} - \sigma_i = 2C_u$$

$$\sigma_i = \sigma_{\theta} - 2C_u$$

$$\sigma_i = 73.92 - 40 = 33.92 \text{ ton/m}^2$$

que es el valor de la presión radial con la que se diseña el ademe.

Para el cálculo del hundimiento se toma el esfuerzo circunferencial obtenido del análisis anterior para obtener así el factor de sobrecarga:

$$R_s = \frac{\sigma_z}{C_u} = \frac{73.92}{20} = 3.696 \geq 1$$

Por lo que para calcular el volumen de pérdida del suelo deberá emplearse la ecuación III.31:

$$V_p = 3 \frac{C_u}{E} e^{R_s - 1} = \frac{3 \times 20 \times e^{2.696}}{10,000} = 0.09$$

el valor de i es:

$$i = a \left(\frac{z_0}{2_a} \right)^{0.8} = 3.5 \left(\frac{13}{7} \right)^{0.8} = 5.73 \text{ m}$$

se igualan el volumen de la depresión al volumen de pérdida de suelo para obtener

$$V_d = V_p = 2.5i\delta_{m\acute{a}x}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{V_p}{2.5i} = \frac{0.09}{2.5 \times 5.73} = 0.006 \text{ m}$$

que es el hundimiento teórico que se presentará.

V.2 OBJETIVOS

Dentro de los objetivos principales de las mediciones llevadas a cabo en el túnel en cuestión se puntualiza el conocer día a día y para el avance en la excavación la magnitud y la velocidad de las deformaciones que ocurran al interior y en la superficie, con la finalidad de juzgar si los procedimientos de excavación, sistemas de soporte y estabilización son correctos, y moderar el avance si así se requiere.

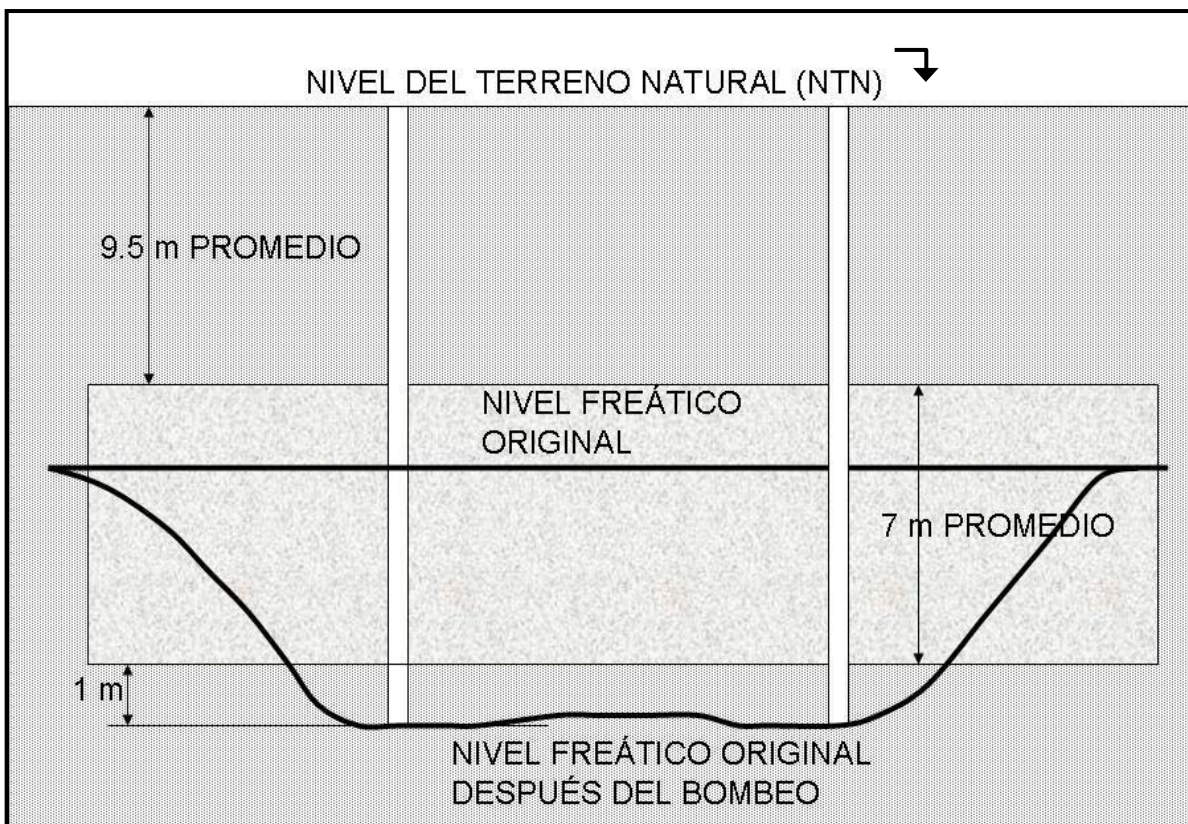
INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

El conocimiento del comportamiento de la excavación permite evitar riesgos y ofrecer seguridad para proceder sin problemas que afecten a la obra y al personal que en ella labora, así como evitar en la medida que sea posible, daños a las construcciones vecinas existentes.

A partir de los resultados del estudio geotécnico, del procedimiento constructivo seleccionado y considerando factores como: dimensión de la sección del túnel, equipo constructivo disponible e impermeabilización, la secuencia constructiva llevada a cabo fue la siguiente:

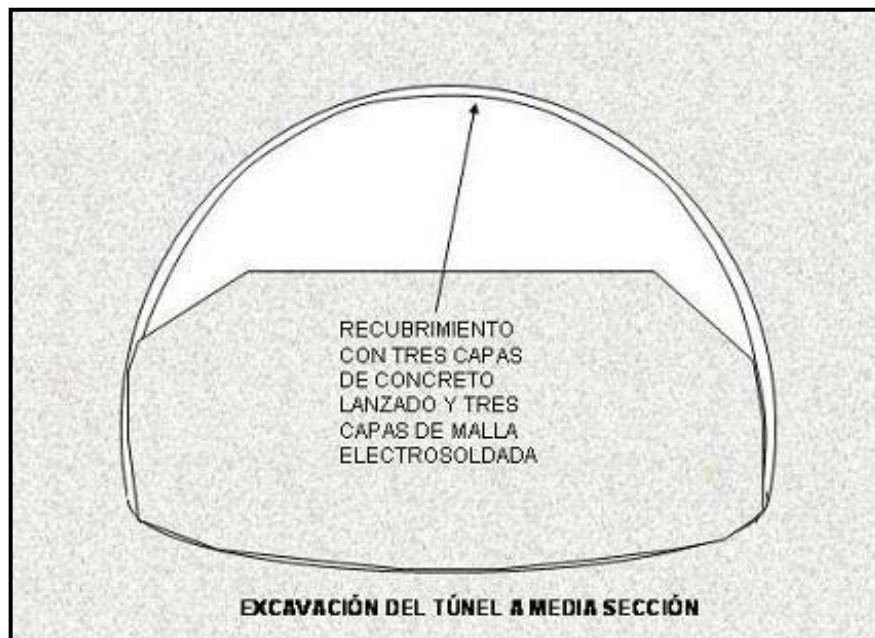
- 1) Instalación y puesta en operación del sistema de bombeo para abatir el nivel de aguas freáticas al menos 1 metro por debajo del túnel, ver Figura V.4 “Abatimiento del nivel freático”.
- 2) Construcción de lumbreras y portales de acceso al túnel.

FIGURA V.4 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO



- 3) Construcción de las lumbreras y portales de acceso al túnel.
- 4) Excavación a media sección del túnel con avances de 2.5 m que en condiciones críticas se redujo a 1.2 m, ver Figura V.5 “Excavación del túnel a media sección”.

FIGURA V.5 EXCAVACIÓN DEL TÚNEL A MEDIA SECCIÓN



- 5) Instalación del revestimiento primario para la zona de la bóveda y paredes. Colocación de 3 mallas electro soldadas 6x6-2/2 y lanzamiento de una capa de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ de 25 cm de espesor.
- 6) Excavación de la cubeta con avances de 3 m
- 7) Colocación del revestimiento primario para la zona de la cubeta que consistió en 25 cm de concreto lanzado con 3 mallas electro soldadas 6x6-2/2 en las paredes y bóveda y espesor variable entre 25 y 75 cm con el mismo armado para la parte inferior, ver Figura V.6 “Excavación y revestimiento del túnel en sección completa”.
- 8) Colocación de dos membranas impermeables en la parte inferior del túnel, compuestas cada una por dos delgadas películas de polietileno adheridas con asfalto y una membrana flexible polimerizada de 2.7 mm de espesor para la bóveda del túnel.

**FIGURA V.6 EXCAVACIÓN Y RECUBRIMIENTO
DEL TÚNEL EN SECCIÓN COMPLETA**



La excavación del túnel se realizó por medios mecánicos a partir de tres lumbreras localizadas sobre el eje del túnel como se muestra en el croquis de la Figura V.1 “Croquis de localización de túnel”, por lo que se tuvieron 4 frentes de excavación, que fueron los siguientes:

- Lumbrera 1 - Av. Cuauhtémoc (L1 Poniente)
- Lumbrera 2 - Estación Padre Mier (L2 Poniente)
- Lumbrera 2 - Estación Zaragoza (L2 Oriente)
- Lumbrera 3 - Barrio Antigo (L3 Oriente)

El equipo utilizado para la construcción del túnel, consistió en martillos neumáticos e hidráulicos, cargadores frontales y laterales así como lanzadoras de concreto.

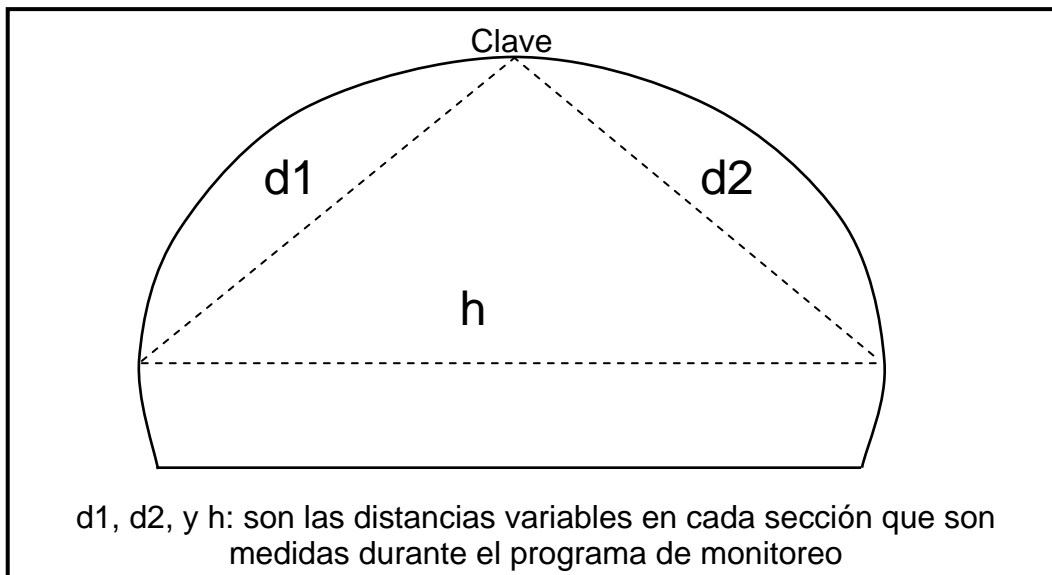
V.3 MEDICIONES DE CONVERGENCIA

Con el fin de llevar un control del comportamiento del terreno en el interior de la excavación, se instalaron secciones para las mediciones de convergencia con una

separación de 10 metros completando un total de 75 secciones de convergencia instrumentadas, distribuidas a lo largo del eje del túnel. Las mediciones se efectuaron con una periodicidad de una lectura diaria a partir de instrumentada la sección y de acuerdo con el comportamiento observado, estas mediciones se emplazaban a 2 ó 3 lecturas por semana hasta llegar a la estabilización, es decir cuando el valor de las deformaciones tiende a ser constante momento en que se detenían las mediciones.

Las secciones de convergencia se marcan con puntos de referencia en los vértices de un triángulo localizado en la parte superior de la sección con base horizontal y vértice en la clave, es decir que se tiene un arreglo de 3 líneas d_1 , d_2 y h que son las referencias medidas, como se muestran en la Figura V.7 “Arreglo de sección de convergencia”.

FIGURA V.7 ARREGLO DE SECCIÓN DE CONVERGENCIA



El valor del desplazamiento vertical de la clave se calculó a partir de las tres líneas que forman el triángulo empleando para ello un modelo cinemático como se describe a continuación: se miden los desplazamientos horizontal y vertical en relación con un punto “A” fijo y un punto “B” movible horizontalmente. Los vectores u_i y v_i de

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

desplazamiento de un punto i (ver Figura V.8 “Desplazamientos de los puntos de la sección de convergencia”), se obtienen midiendo los cambios de longitud de los lados l_{AB} , l_{Ai} , y l_{Bi} . y con las siguientes ecuaciones matemáticas:

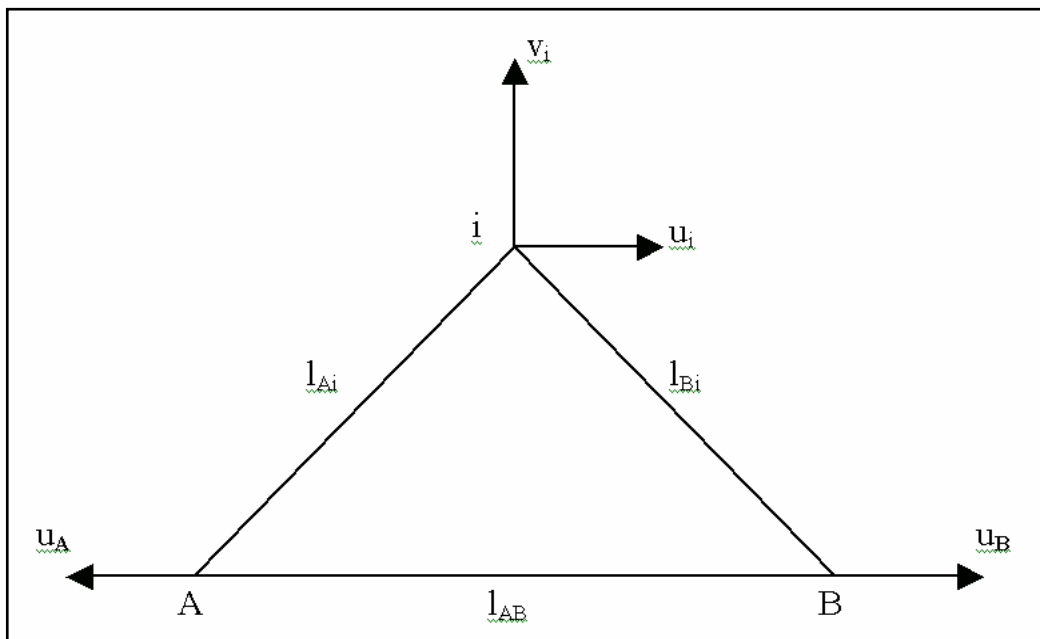
$$u_B = \Delta l_{AB} \quad \text{ecuación V.1}$$

$$u_i = \frac{\Delta l_{Ai} \operatorname{sen} \beta + \Delta l_{AB} \operatorname{sen} \alpha \cos \beta - \Delta l_{Bi} \operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen} \alpha \cos \beta + \cos \alpha \operatorname{sen} \beta} \quad \text{ecuación V.2}$$

$$v_i = \frac{\Delta l_{Ai} \cos \beta - \Delta l_{AB} \cos \alpha \cos \beta + \Delta l_{Bi} \cos \alpha}{\operatorname{sen} \alpha \cos \beta + \cos \alpha \operatorname{sen} \beta} \quad \text{ecuación V.3}$$

El significado de las variables que aparecen en las ecuaciones anteriores se presenta en el Anexo A “Alfabeto griego”.

FIGURA V.8 DESPLAZAMIENTOS DE LOS PUNTOS DE LA SECCIÓN DE CONVERGENCIA



Con el propósito de apreciar debidamente el comportamiento de la excavación, para las mediciones de convergencia se utilizó un instrumento desarrollado por el Instituto Tecnológico de Zurich, Suiza (DISTOMETER), el cual funciona a base de Alambre Invar, el cual no sufre cambios de longitud por variaciones de

temperatura, tensionado a un valor constante, que cuenta con dispositivos de medición de deformaciones y ajuste de tensiones de alta calidad y confiabilidad. Además en este instrumento, se hacen correcciones continuamente de las lecturas por fluctuaciones de la temperatura, por lo que los dispositivos se ambientan antes de llevar a cabo las mediciones y se calibran antes y después de las mismas. La resolución de este instrumento es de una centésima de milímetro, con una precisión de ± 0.03 mm.

Para cada uno de los tramos en los que efectuaron mediciones de convergencia y se dibujaron las secciones deformadas, las cuales se determinaron con los valores máximos de deformación, o sea, con los valores que se alcanzaron hasta la estabilización del terreno circundante.

Al final de este capítulo se presenta el Plano 1 “Localización de puntos de nivelación y secciones de convergencia” en el que se muestra la ubicación de algunas secciones de convergencia representativas de cada uno de los tramos en que se efectuaron mediciones. Entre las páginas Cap V–18 a Cap V–28 se presentan las secciones deformadas, así como el perfil stratigráfico simplificado en cada una de estas.

V.4 NIVELACIONES DE PRECISIÓN EN SUPERFICIE

Con el fin de dar seguimiento a los hundimientos en la superficie, debidos a la excavación del túnel, se colocaron 48 referencias fijas al terreno a lo largo de l eje del túnel, colocadas a una distancia de 20 m aproximadamente. También se colocaron referencias en los cruces de la Avenida Padre Mier con otras calles, haciendo un total de 96 puntos de nivelación, como se muestra en el Plano 1 “Localización de puntos de nivelación y secciones de convergencia”

La periodicidad de las lecturas de nivelación se realizó de 2 lecturas por semana inicialmente, la cual se fue cerrando conforme se acercaba el frente de excavación

al punto de referencia hasta llegar a una lectura por día cuando el área de influencia del frente abarcaba la zona considerada y se ampliaban una vez que el frente de excavación se alejaba.

Para la medición de los hundimientos en la superficie provocados por la excavación se utilizó un nivel de precisión tipo Wild NA 2, con un micrómetro GPM-3 ambos fabricados por Leica, y un estadal Invar equipado con soportes y nivel esférico para lograr su verticalidad. Con este equipo se pueden lograr lecturas directas (resolución) de 0.1 mm llegando a apreciar desplazamientos de 0.01 mm, alcanzándose un error medio (precisión de campo) de ± 0.01 mm/10 m.

Unas semanas antes de que se iniciara con la excavación del túnel central de la Estación Padre Mier (Túnel 2), se colocaron nuevas referencias en el cruce de la Av. Padre Mier con la Av. Juárez para dar seguimiento a los hundimientos debidos a la excavación de dicho túnel. La periodicidad de las lecturas en estos puntos fue la misma que para los primeros puntos instrumentados.

Entre las páginas Cap V–29 a Cap V–36 de este capítulo V “Caso práctico: túnel línea 2, tramo 4 del metro de la ciudad de Monterrey, Nuevo León, México”, se presentan las gráficas de las deformaciones en superficie o nivelaciones de precisión de los puntos instrumentados en los cruces de la avenida Padre Mier con algunas calles.

V.5 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

A partir de los resultados obtenidos del monitoreo, se analizaron las deformaciones cronológicas que tuvieron lugar, haciendo notar que durante los primeros 20 días se presentan los cambios más bruscos respecto a la referencia inicial, pasado este período las deformaciones tiende a decrecer y la sección de convergencia se estabiliza.

Para interpretar los resultados obtenidos del monitoreo realizado, se establece un rango de aceptación de la magnitud y la velocidad de las deformaciones en las

secciones de convergencia y en las nivelaciones de superficie, Tabla V.1 “Rangos de aceptación de las deformaciones de convergencia”, para definir la magnitud y velocidad de las deformaciones presentadas. Comparando los valores de las gráficas del monitoreo con los valores de la Tabla V.1 “Rango de aceptación de las deformaciones de convergencia”, se establece que durante el tiempo del monitoreo solo se presentaron deformaciones de “Medianas” a “Muy Pequeñas”, considerando en forma global que fueron Pequeñas. El comportamiento de la excavación a lo largo del programa de mediciones fue satisfactorio y no implicó ningún problema de estabilidad.

**TABLA V.1 RANGO DE ACEPTACIÓN DE LAS
 DEFORMACIONES DE CONVERGENCIA**

APRECIACIÓN	VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN mm/día	EVALUACIÓN	DEFORMACIÓN TOTAL mm
Insignificante	< 0.03	Muy pequeña	< 1
Apreciable	0.03 a 0.30	Pequeña	1 a 5
Considerable	0.30 a 0.50	Mediana	5 a 20
Significativa	0.50 a 1.20	Grande	20 a 50
Preventiva	1.20 a 3.00	Muy grande	> 50
Contingente	3.00 a 8.00	–	–
Alarmante	8.00 a 20.00	–	–

En la Tabla V.2 “Valores máximos para algunas secciones de convergencia” se presentan los valores máximos obtenidos en las secciones representativas de los tramos instrumentados durante el periodo de mediciones. Se hace notar que no se tienen valores “Grandes”, por lo que no se presenta ninguna señal de alarma que

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

requiera de medidas correctivas. Sin embargo de aquí se deriva la importancia de instrumentar la obra, ya que de no conocer los valores reales medidos, no estaríamos en la posibilidad de determinar que el comportamiento es estable y satisfactorio.

**TABLA V.2 VALORES MÁXIMOS PARA ALGUNAS
SECCIONES DE CONVERGENCIA**

TRAMO	SECCIÓN	d1 máx (mm)	d2 máx (mm)	h máx (mm)
Lumbrera 1-Av. Cuauhtémoc	L1 PTE 1	-3.1	-2.1	-5.3
Lumbrera 1-Av. Cuauhtémoc	L1 PTE 2	0.4	0.4	0.8
Lumbrera 1-Av. Cuauhtémoc	L1 PTE 3	0.2	-0.4	-0.8
Lumbrera 2-Estación Zaragoza	L2 PTE 1	-0.7	-0.4	-2.4
Lumbrera 2-Estación Zaragoza	L2 PTE 2	-0.2	0.2	-2.1
Lumbrera 2-Estación Zaragoza	L2 OTE 1	-1.6	-0.9	-2.3
Lumbrera 2-Estación Zaragoza	L2 OTE 2	0.5	0.3	-1.6
Lumbrera 2-Estación Zaragoza	L2 OTE 3	0.5	0.3	-3.5
Lumbrera 3-Barrio Antiguo	L3 OTE 1	-2.1	-2.3	-1.3
Lumbrera 3-Barrio Antiguo	L3 OTE 2	-1.3	0.4	-2.5
Lumbrera 3-Barrio Antiguo	L3 OTE 3	2.3	1.7	-1.5
Valores positivos (+) son acortamiento Valores negativos (-) son alargamiento	MÁXIMO	3.1	2.3	5.3

Como conclusión, del seguimiento de las deformaciones dentro de la excavación se desprende que los valores máximos en las secciones de convergencia no sobrepasan el límite permisible para considerar a las deformaciones como “Grandes”, en este caso no se tiene necesidad de hacer adecuaciones de proyecto o adoptar medidas adicionales que reduzcan las deformaciones.

Para el caso de las mediciones de nivelación de precisión, como se muestra en las gráficas de las páginas Cap V-29 a Cap V-36, las deformaciones que se manifestaron fueron inferiores a la deformación teórica calculada, así que la obra se desarrolló sin alteraciones que puedan causar afecciones en la superficie a las construcciones vecinas.

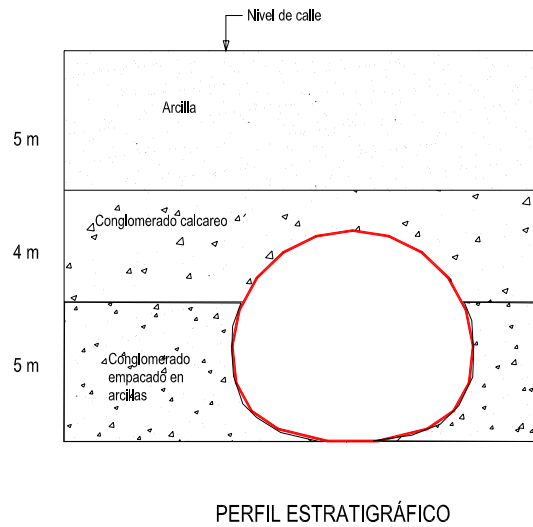
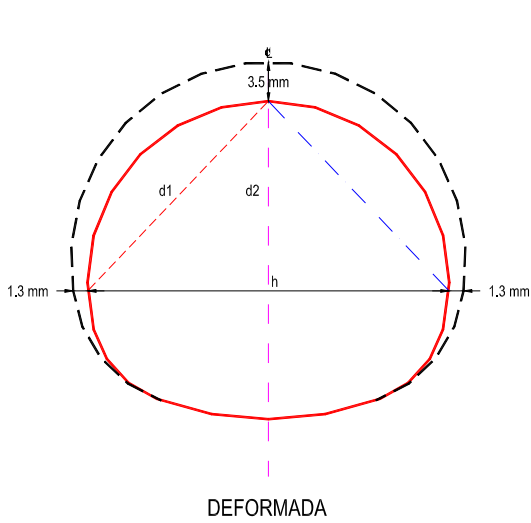
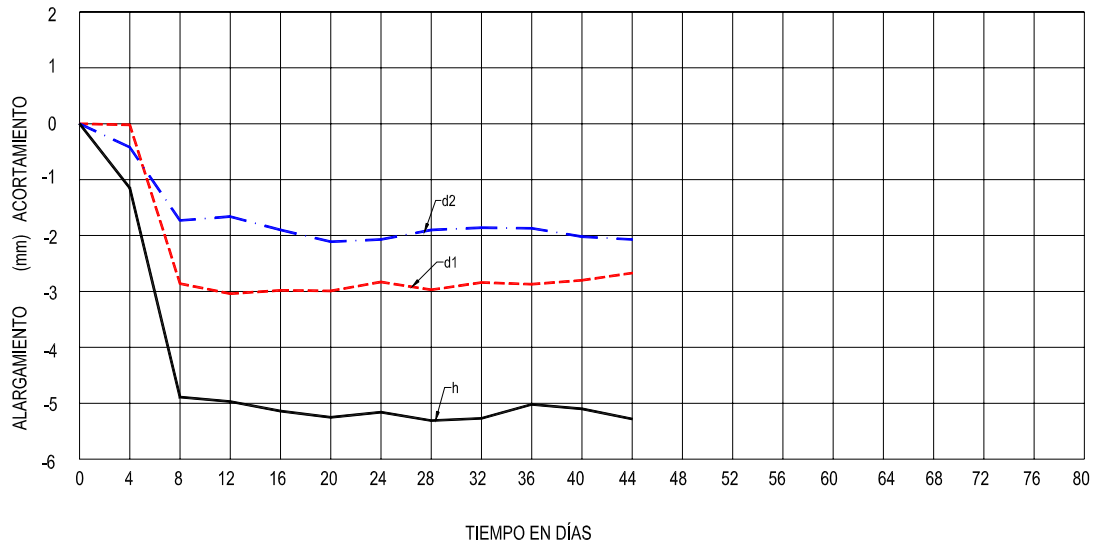
La instrumentación de cualquier obra y en nuestro caso particular de la excavación de un túnel, no deberá usarse como una finalidad en si, sino como un medio para alcanzar un fin, como realizar las obras con seguridad, economía y satisfacer la necesidad para la que se creó. Si los instrumentos de control garantizaron la seguridad y economía, su uso quedó justificado. Pero a pesar de que en este caso práctico no se emplearon métodos indirectos para determinar los esfuerzos en la masa de suelo, cabe hacer mención que algunos autores han tratado de simplificar y valorar en forma práctica el análisis del estado de deformación de las obras subterráneas, por ejemplo, en 1950 se trató de correlacionar la velocidad de propagación de ondas de sonido producidas en el medio con la magnitud de los esfuerzos actuantes, pero la investigación a puesto de manifiesto que a pequeños cambios en la velocidad del sonido pueden corresponder cambios de muchos centenares de kilogramos por centímetro cuadrado en el esfuerzo. Se cita este caso ya que se considera que los avances tecnológicos aún no logran garantizar la obtención valores reales, precisos y confiables; pero debe de considerarse la necesidad de desarrollar investigación de instrumentos prácticos que si den estos resultados.

Para tener un parámetro del costo que implica realizar un programa de monitoreo de las deformaciones en un túnel, a continuación en el capítulo siguiente Capítulo VI “Ingeniería de Costos” se presenta el análisis de los conceptos que intervienen en la ejecución de la instrumentación para la evaluación de las deformaciones, así como el presupuesto del servicio programado.

MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L1 Poniente 1

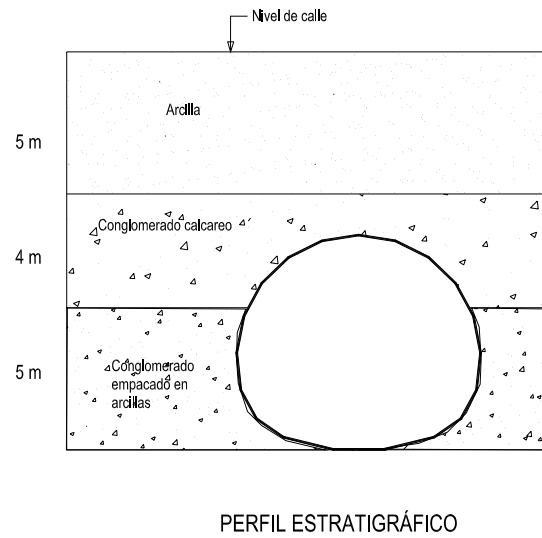
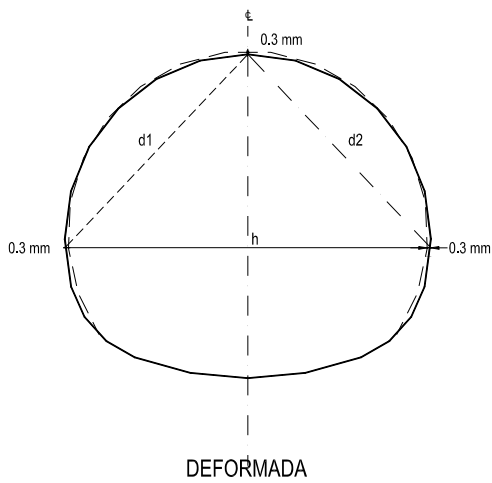
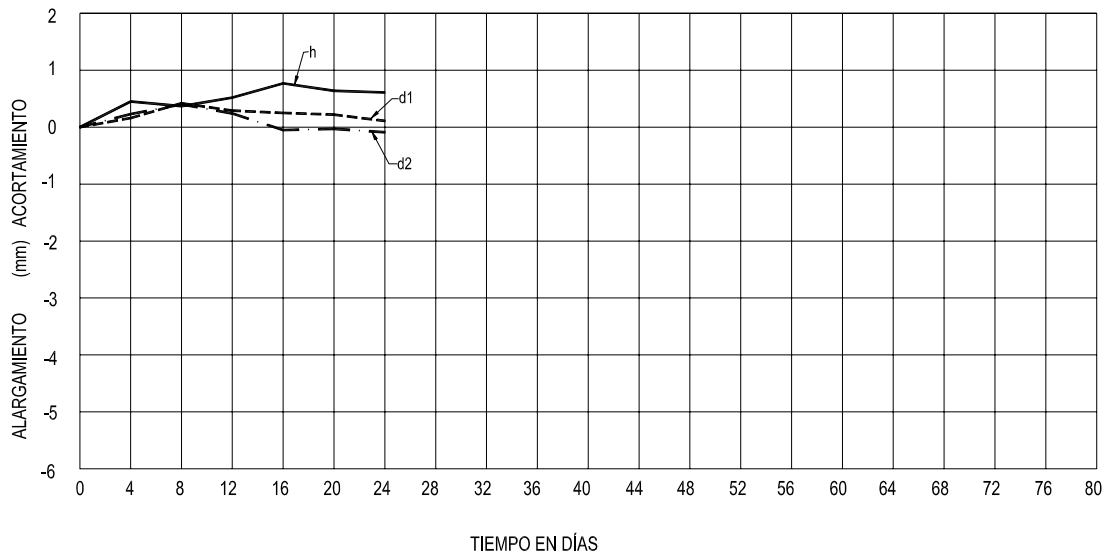
TRAMO: Lumbra 1 - Av Cuauhtémoc



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L1 Poniente 2

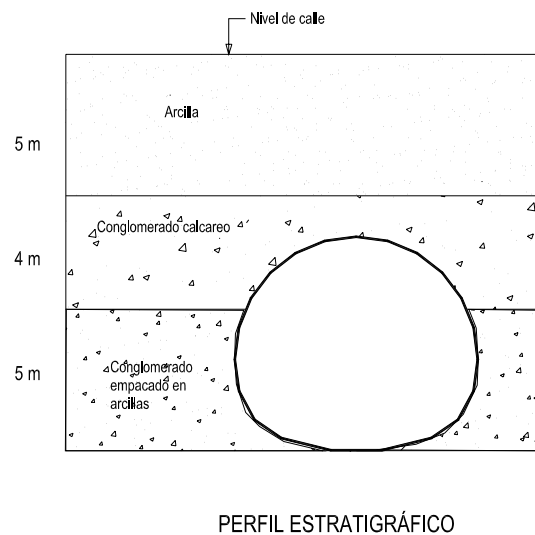
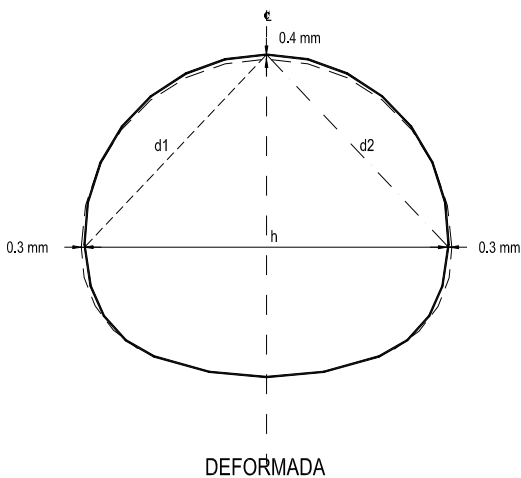
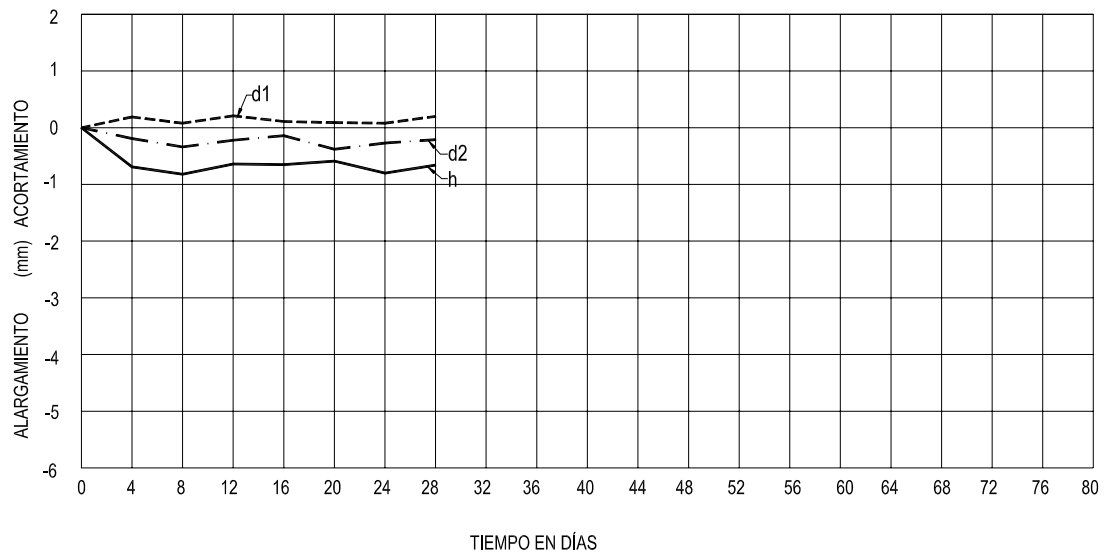
TRAMO: Lumbra 1 - Av Cuauhtémoc



**MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO,
MONTERREY, NUEVO LEÓN**

SECCIÓN: L1 Poniente 3

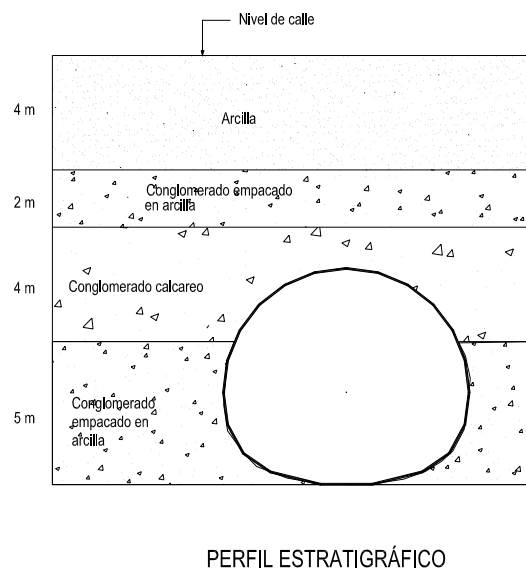
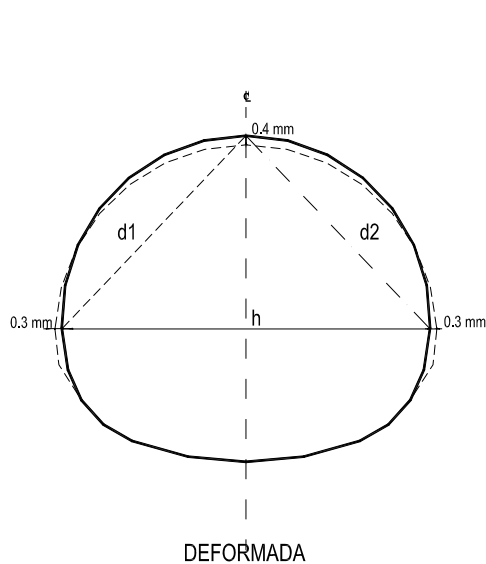
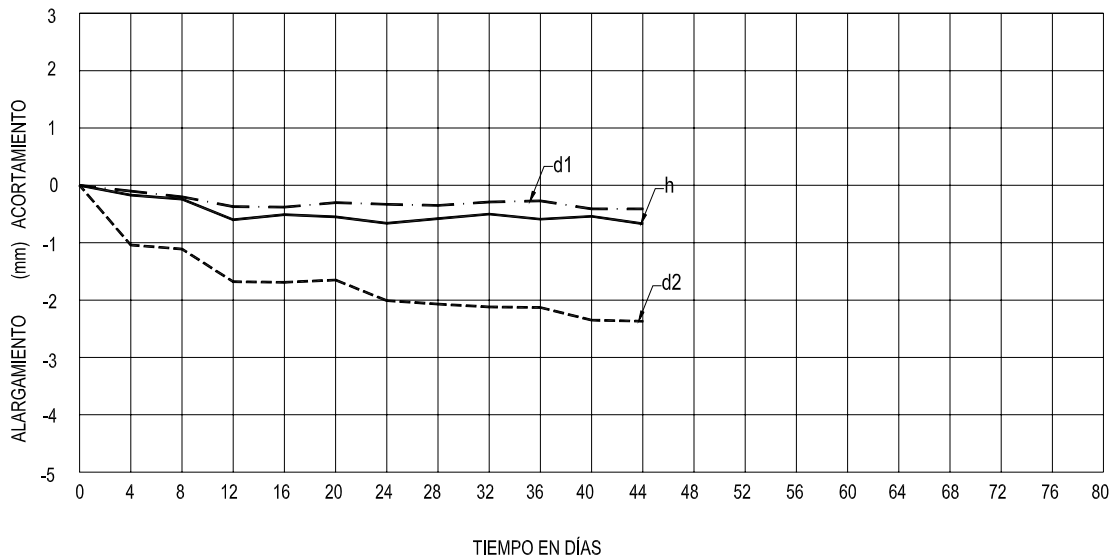
TRAMO: Lumbra 1 - Av Cuauhtémoc



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L2 Poniente 1

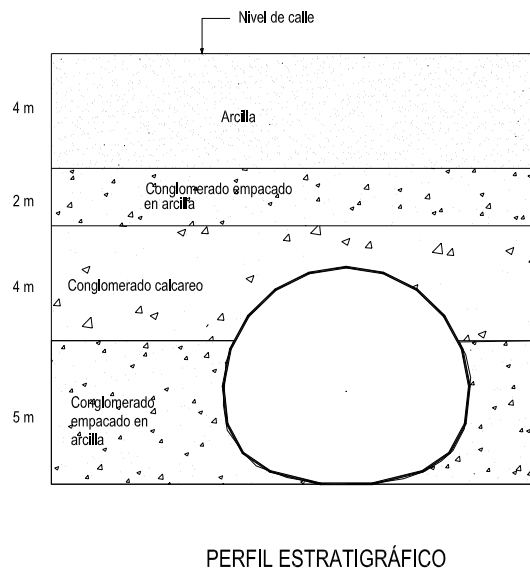
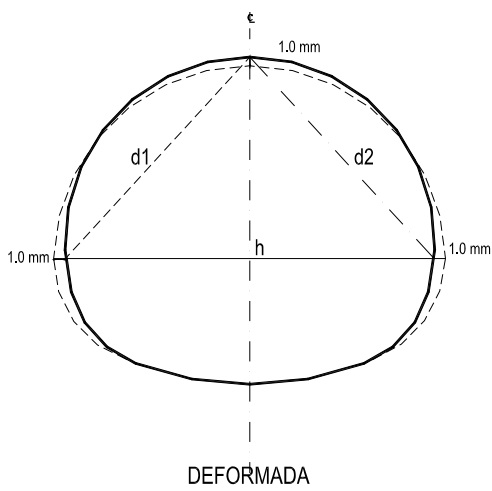
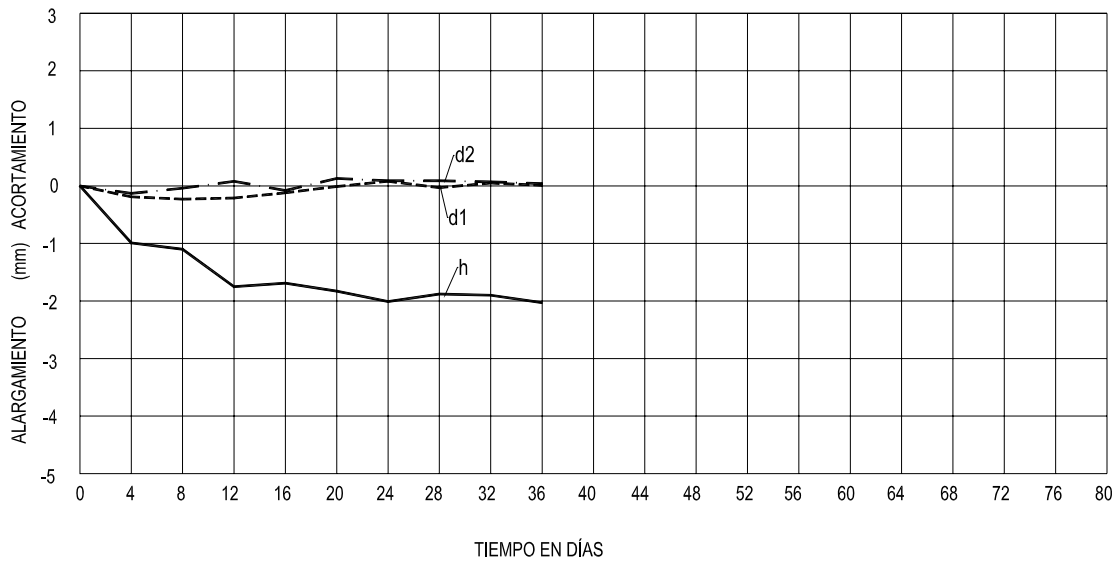
TRAMO: Lumbrera 2 - Estación Zaragoza



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L2 Poniente 2

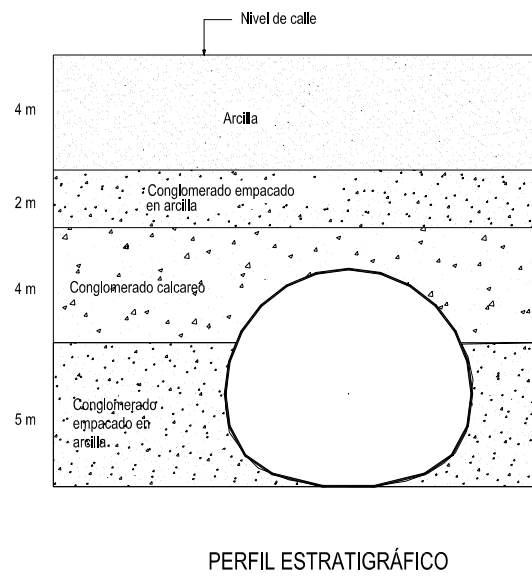
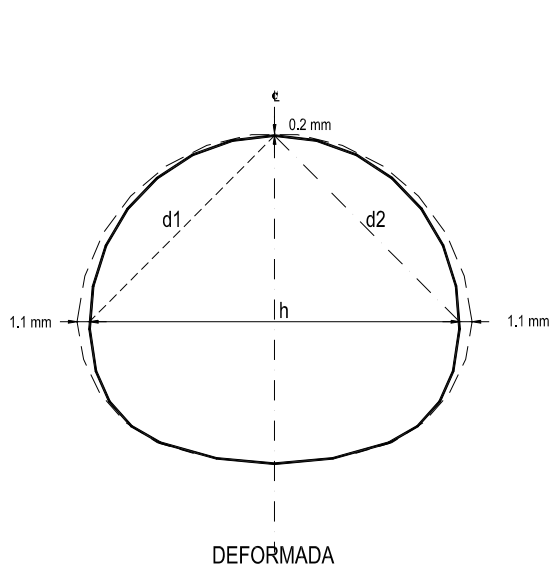
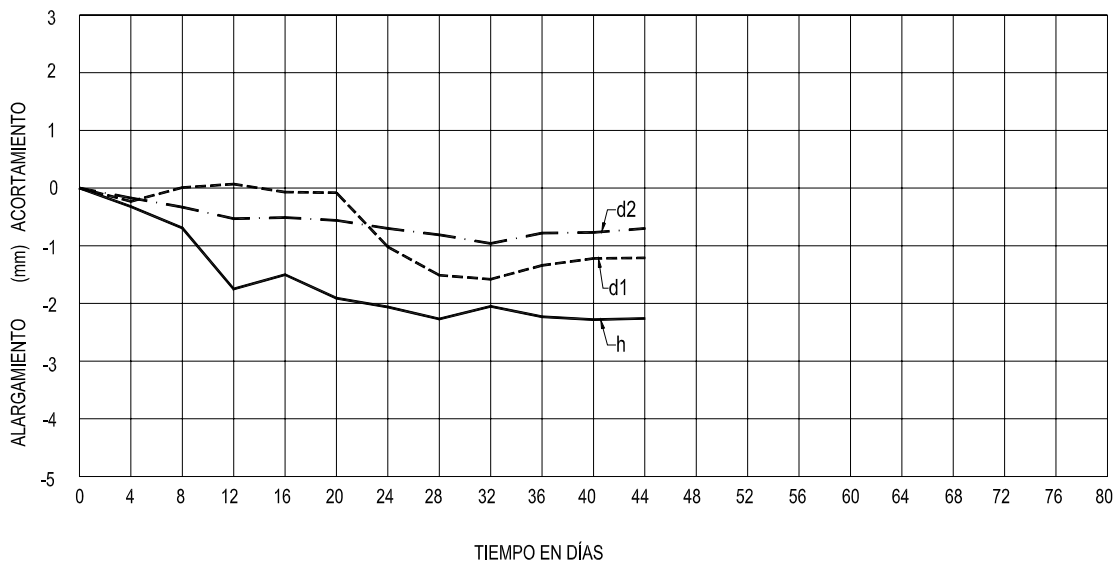
TRAMO: Lumbreira 2 - Estación Zaragoza



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L2 Oriente 1

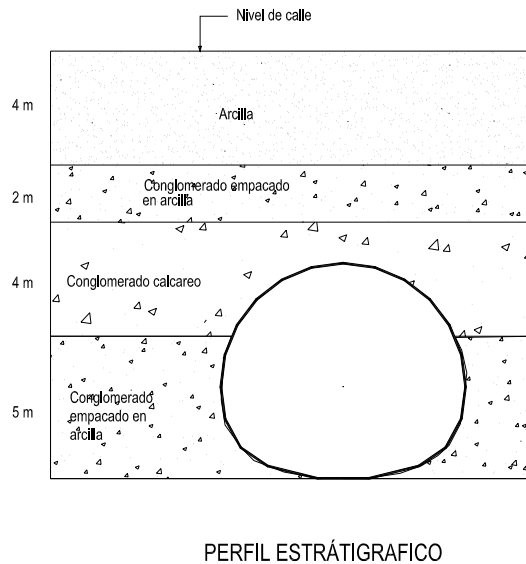
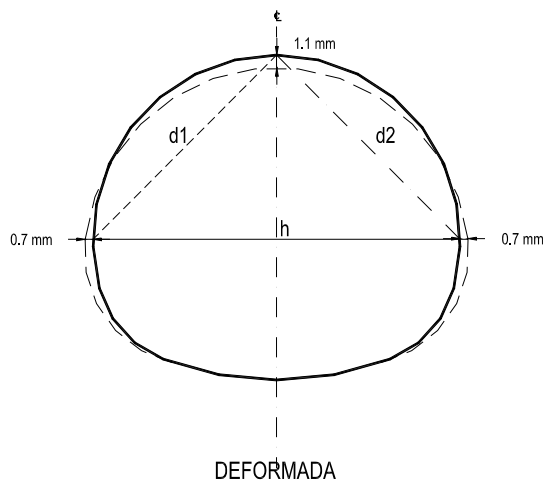
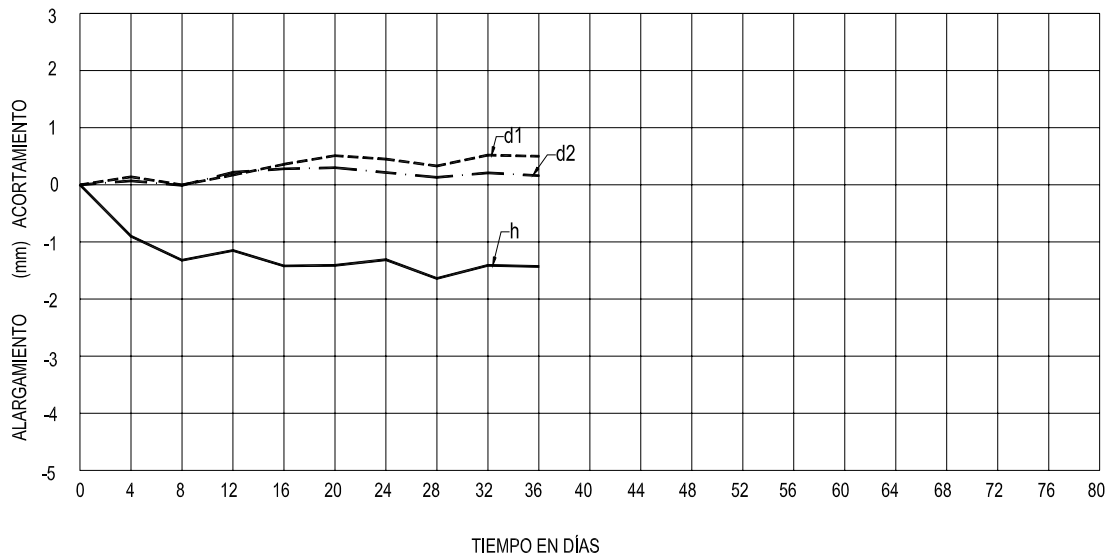
TRAMO: Lumbra 2 - Estación Zaragoza



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L2 Oriente 2

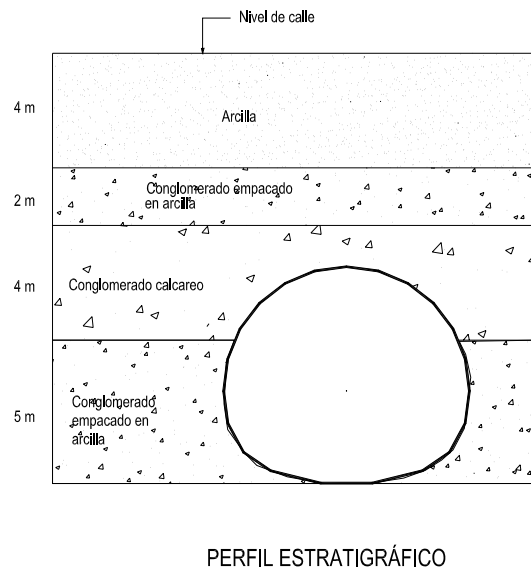
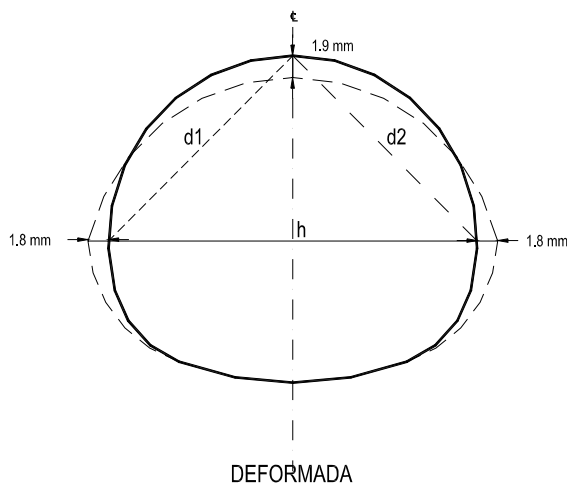
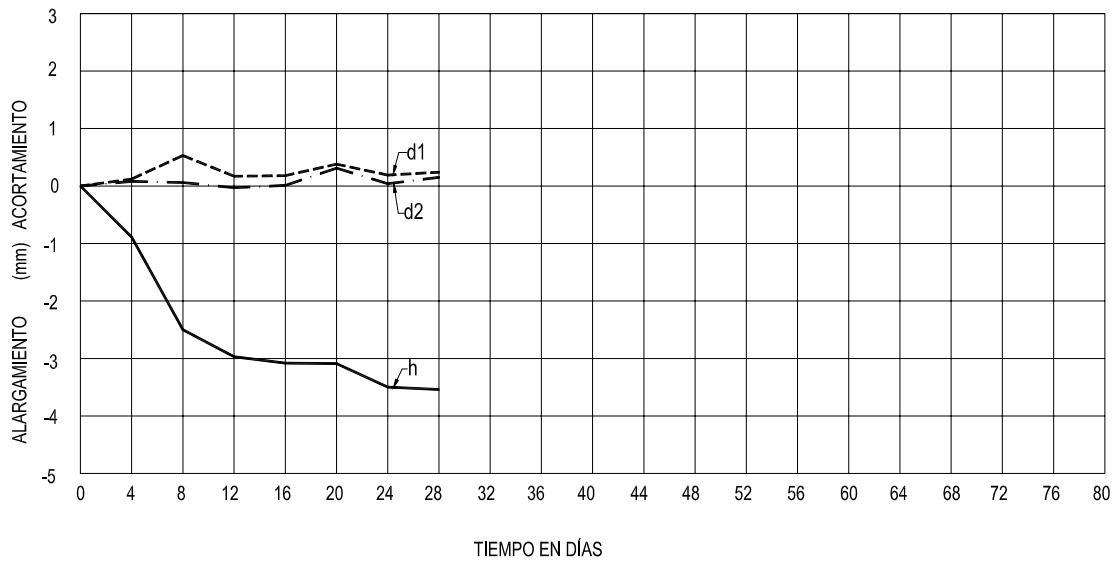
TRAMO: Lumbrera 2 - Estación Zaragoza



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L2 Oriente 3

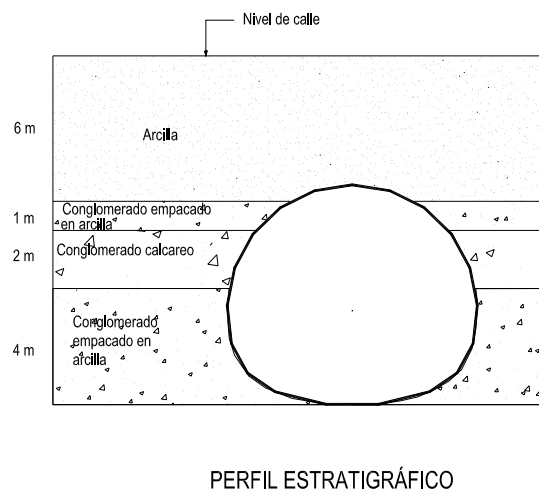
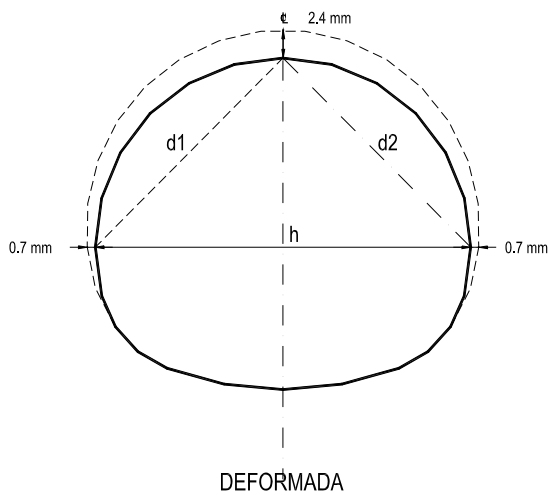
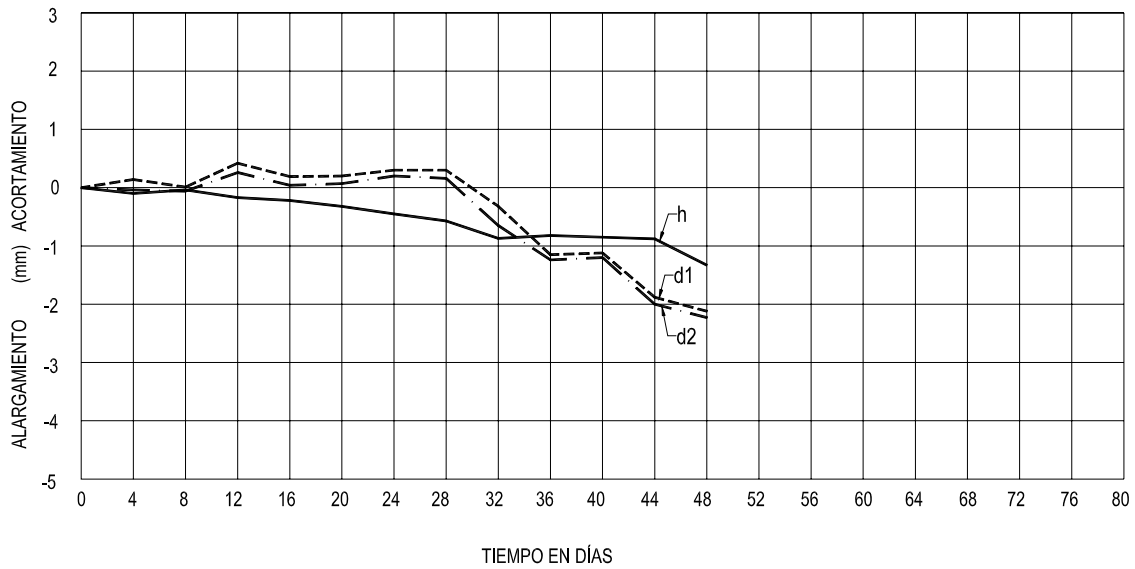
TRAMO: Lumbra 2 - Estación Zaragoza



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L3 Oriente 1

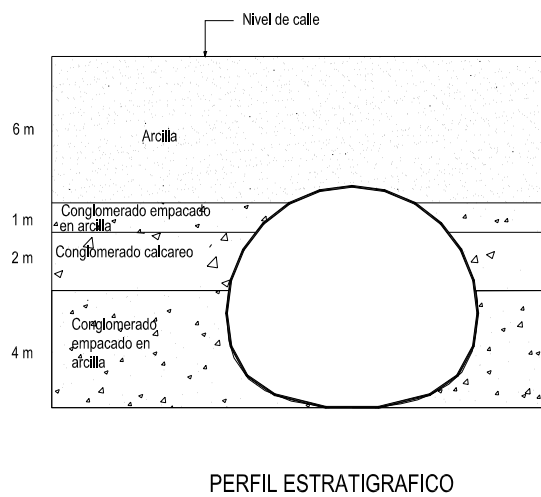
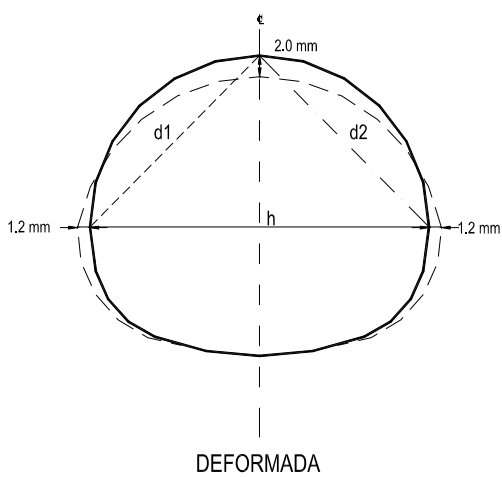
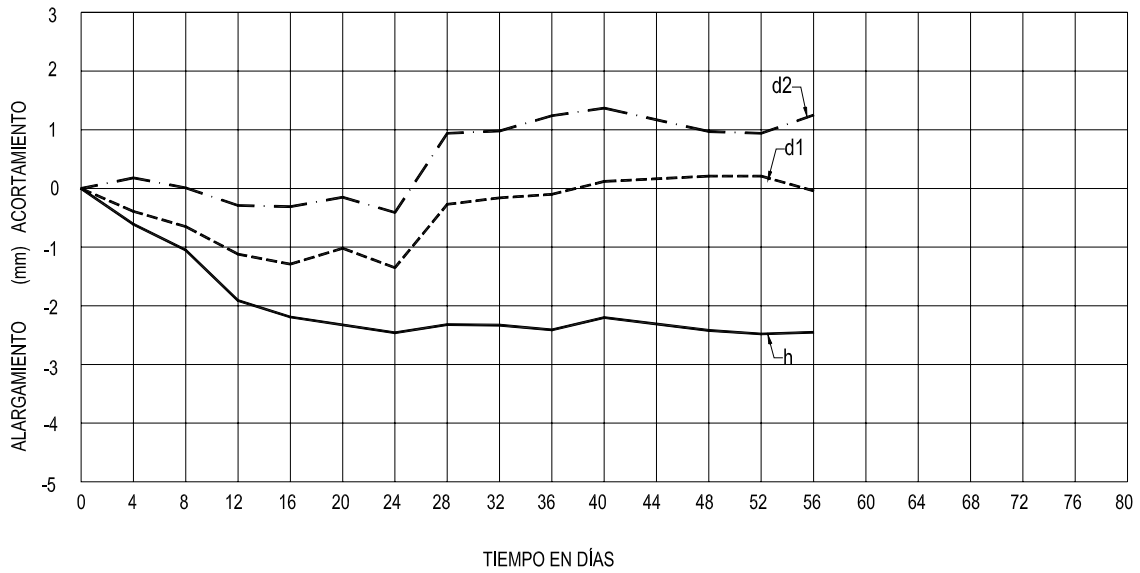
TRAMO: Lumbra 3 - Barrio Antiguo



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

SECCIÓN: L3 Oriente 2

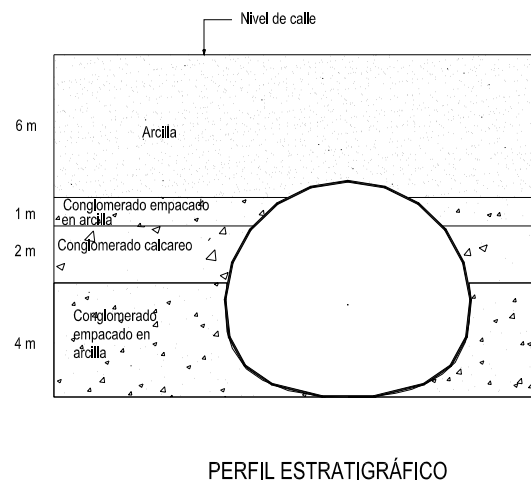
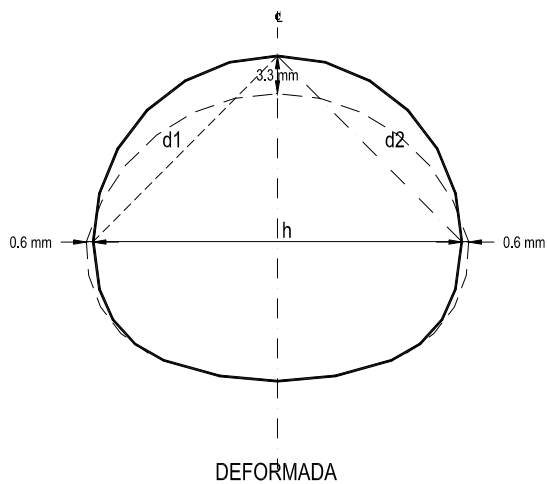
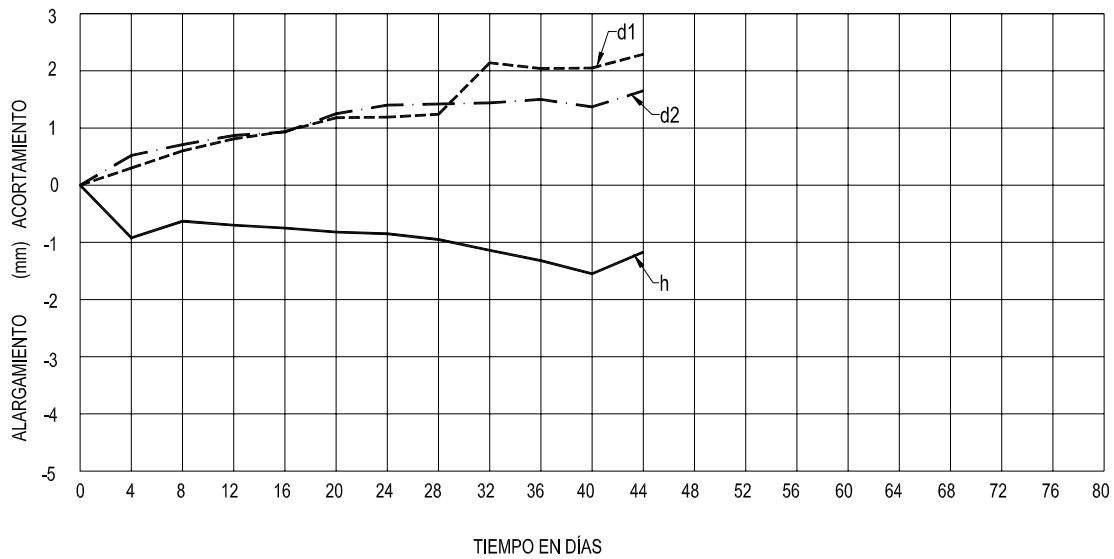
TRAMO: Lumbrera 3 - Barrio Antiguo



MEDICIONES DE CONVERGENCIA, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

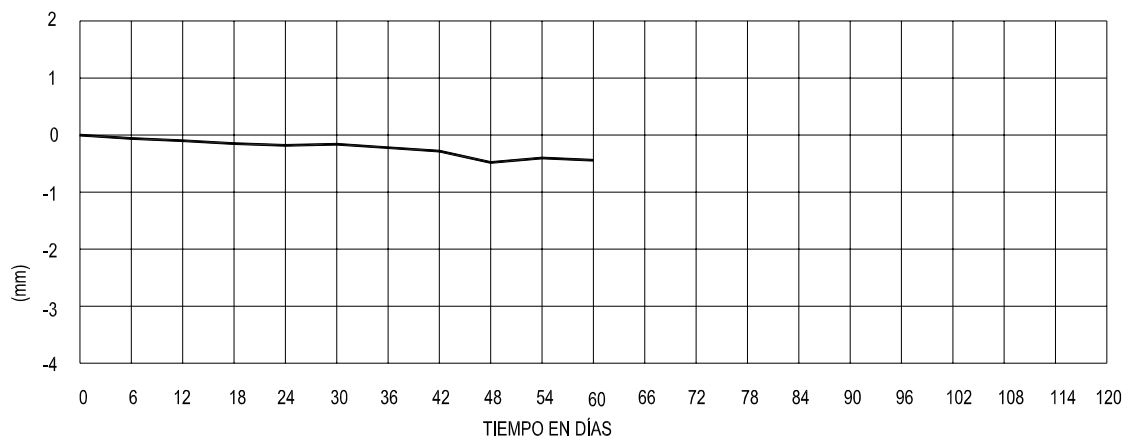
SECCIÓN: L3 Oriente 3

TRAMO: Lumbrera 3 - Barrio Antiguo

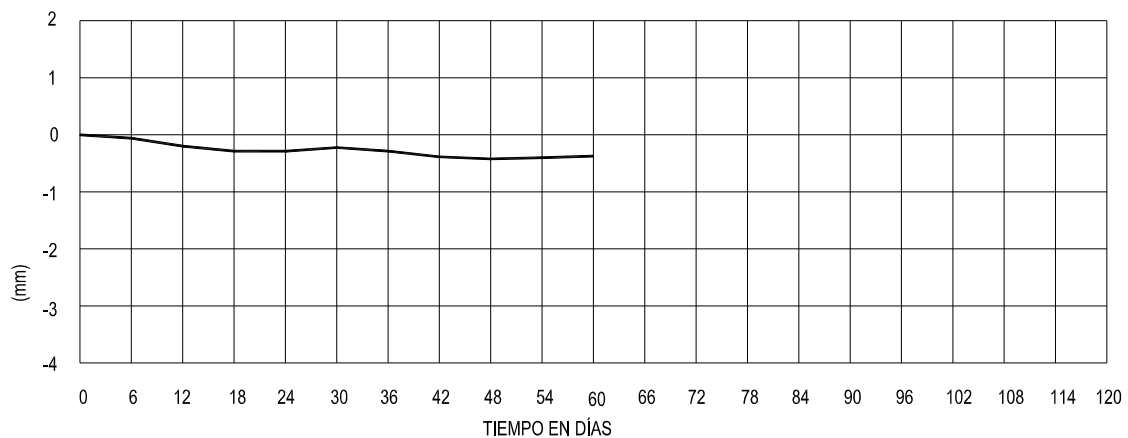


NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

Curva avenida Cuauhtémoc



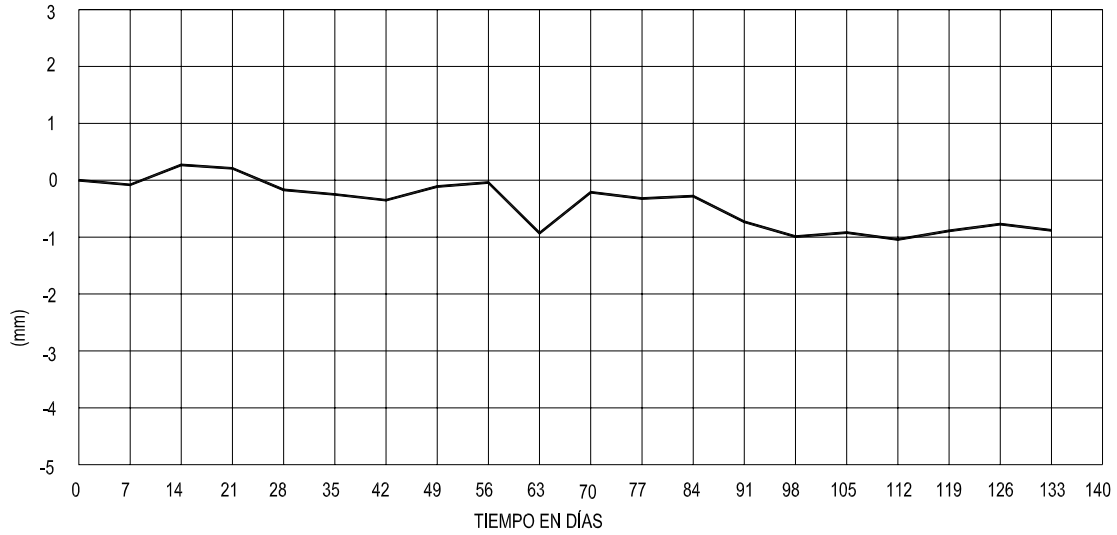
Cruce Av. Padre Mier y Garibaldi



NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

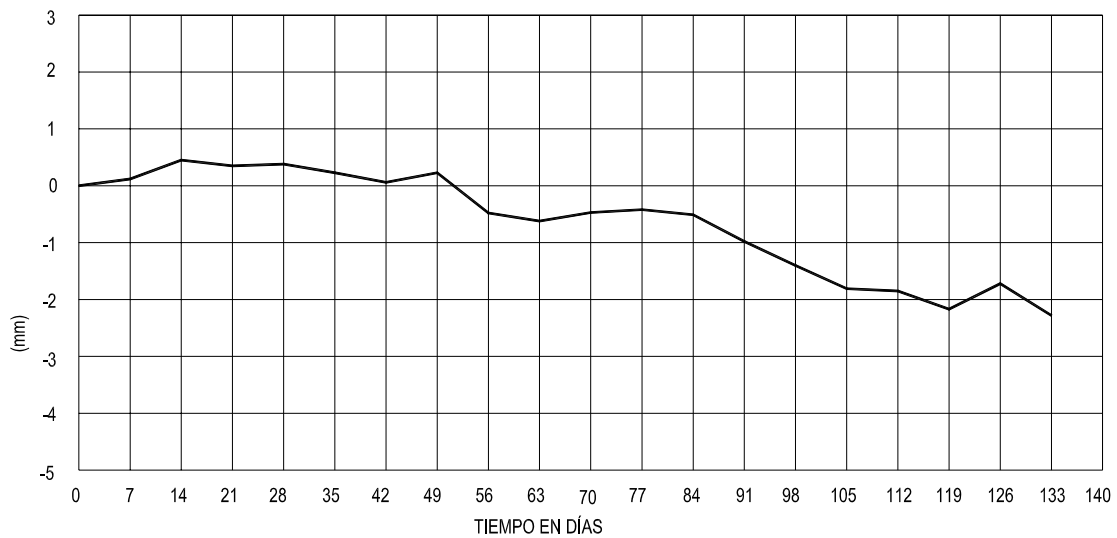
Cruce Av. Padre Mier y Av. Benito Juárez

Seccion D1



Cruce Av. Padre Mier y Av. Benito Juárez

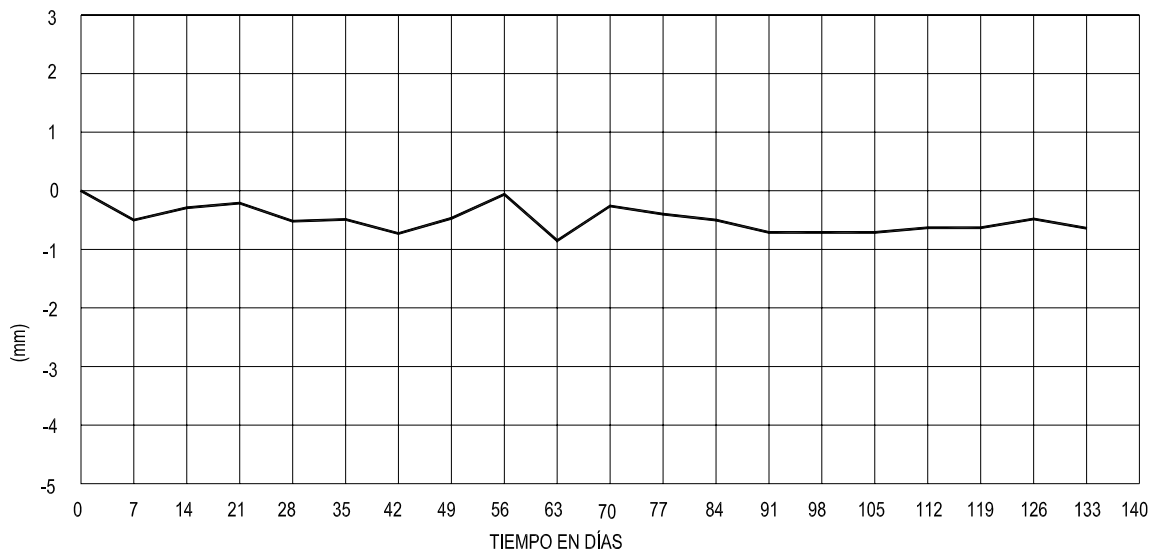
Seccion D1'



NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

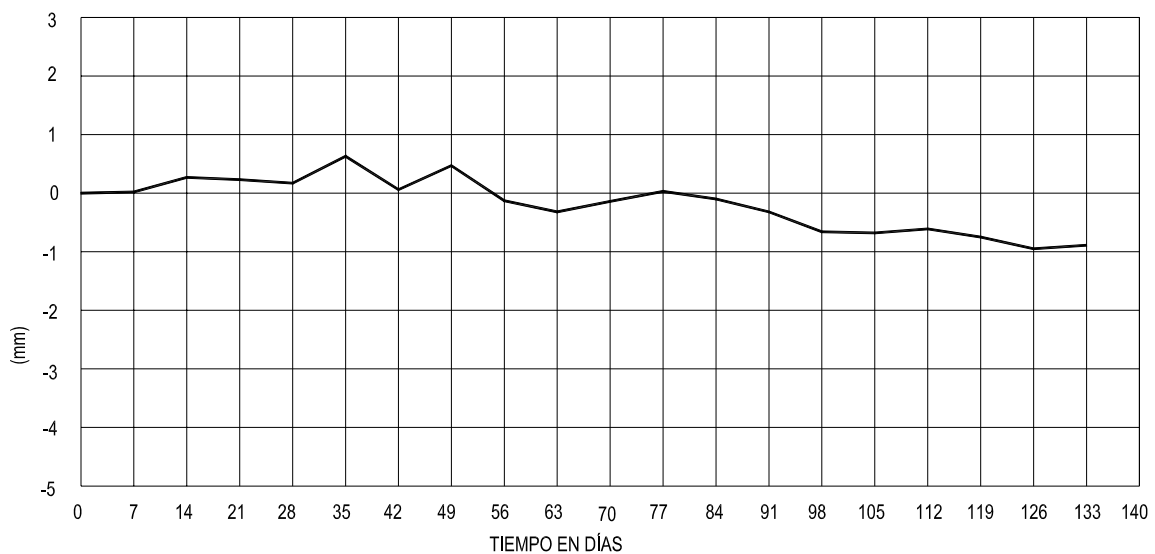
Cruce Av. Padre Mier y Av. Benito Juárez

Seccion I1



Cruce Av. Padre Mier y Av. Benito Juárez

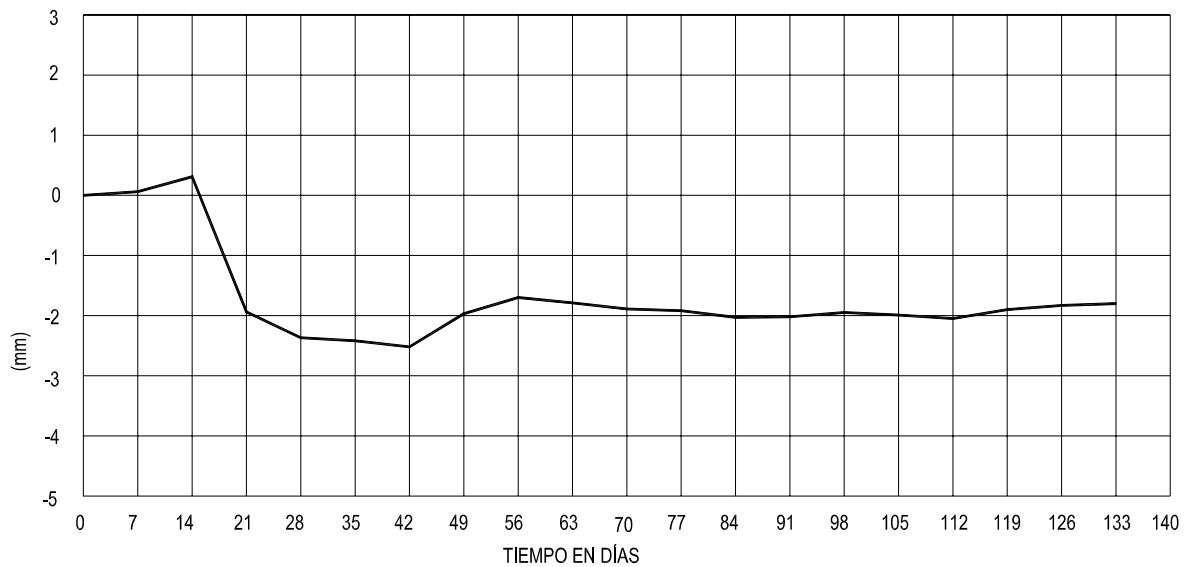
Seccion I1'



NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

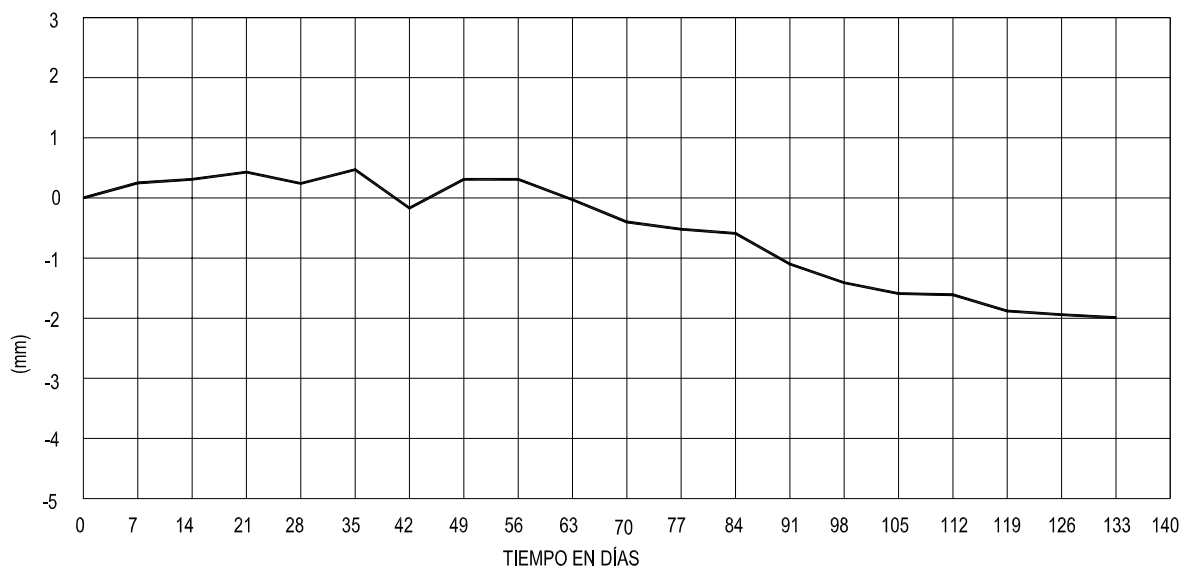
Cruce Av. Padre Mier y Av. Benito Juárez

Seccion C1



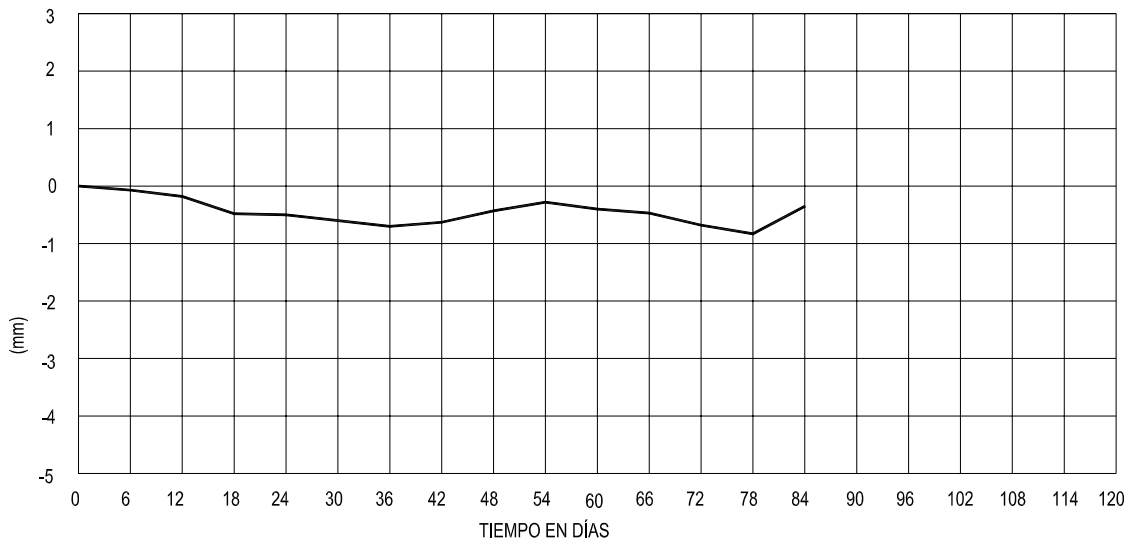
Cruce Av. Padre Mier y Av. Benito Juárez

Seccion C2

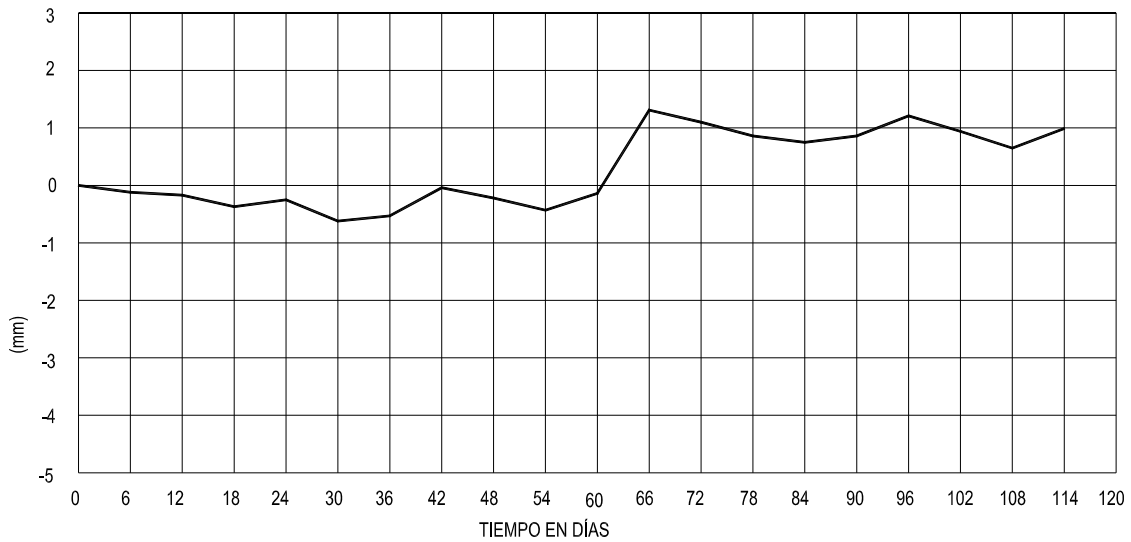


NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

Cruce Av. Padre Mier y Guerrero

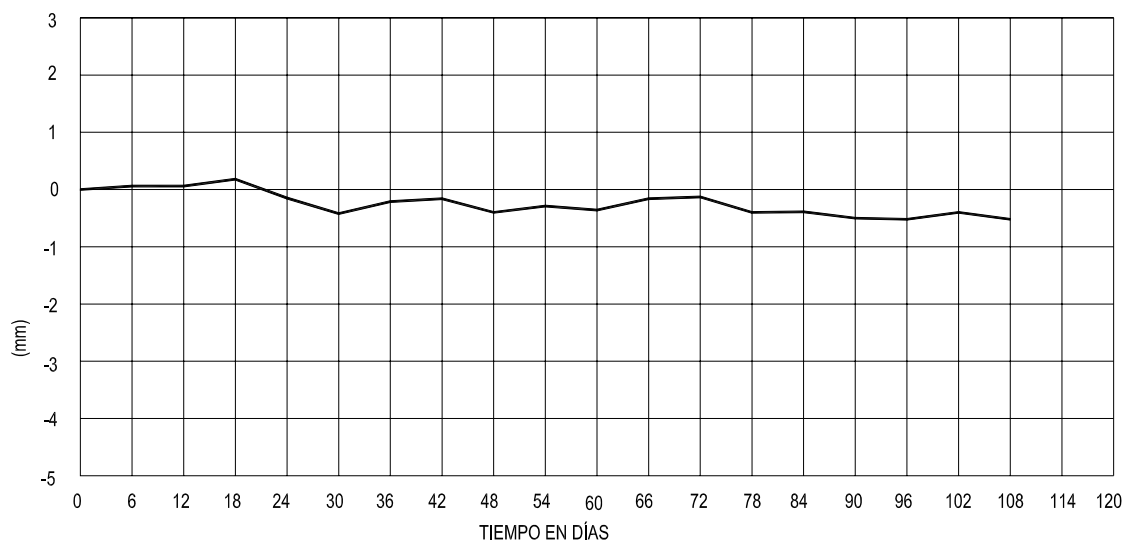


Cruce Av. Padre Mier y Galeana

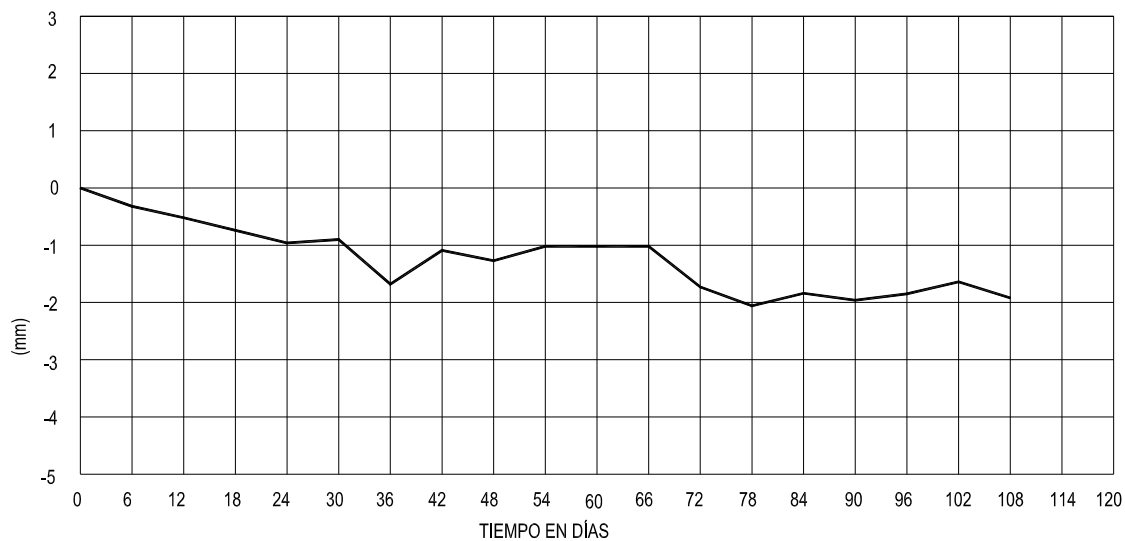


NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

Cruce Av. Padre Mier y Emilio Carranza

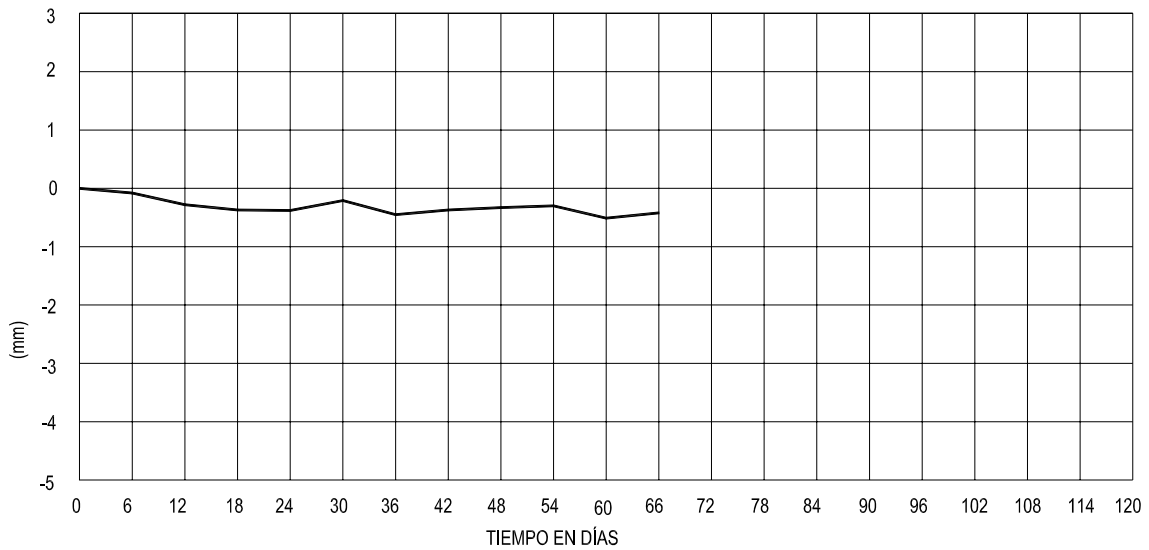


Cruce Av. Padre Mier y Mariano Escobedo

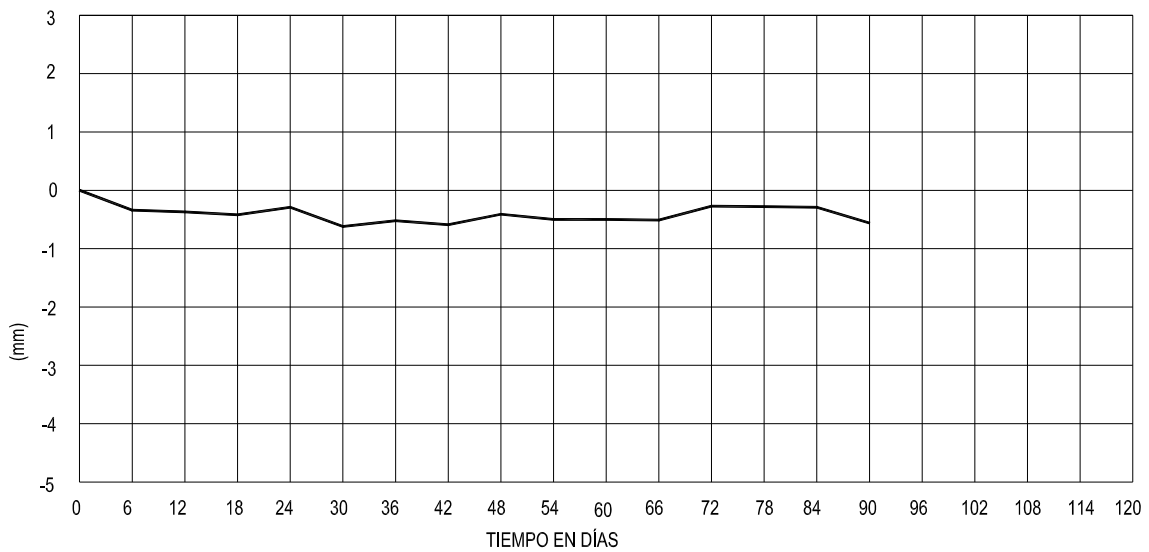


NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

Cruce Av. Padre Mier y Zaragoza

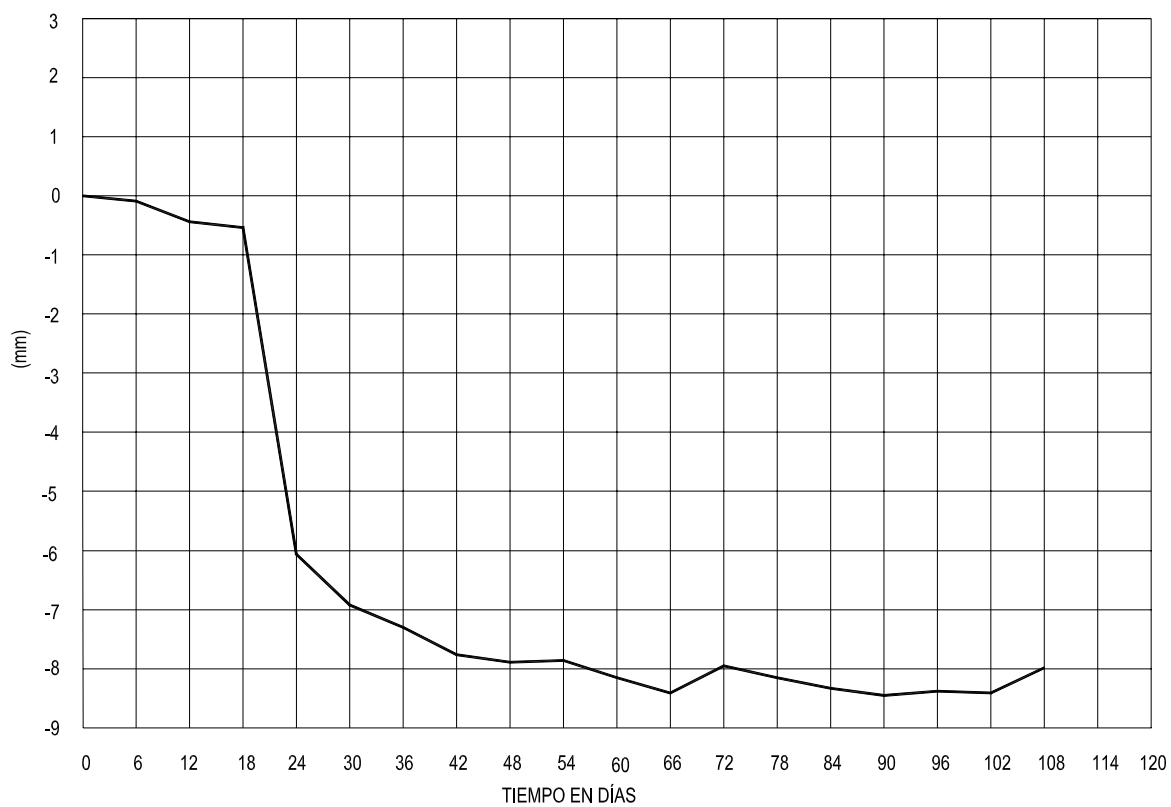


Cruce Av. Padre Mier y Zuazua

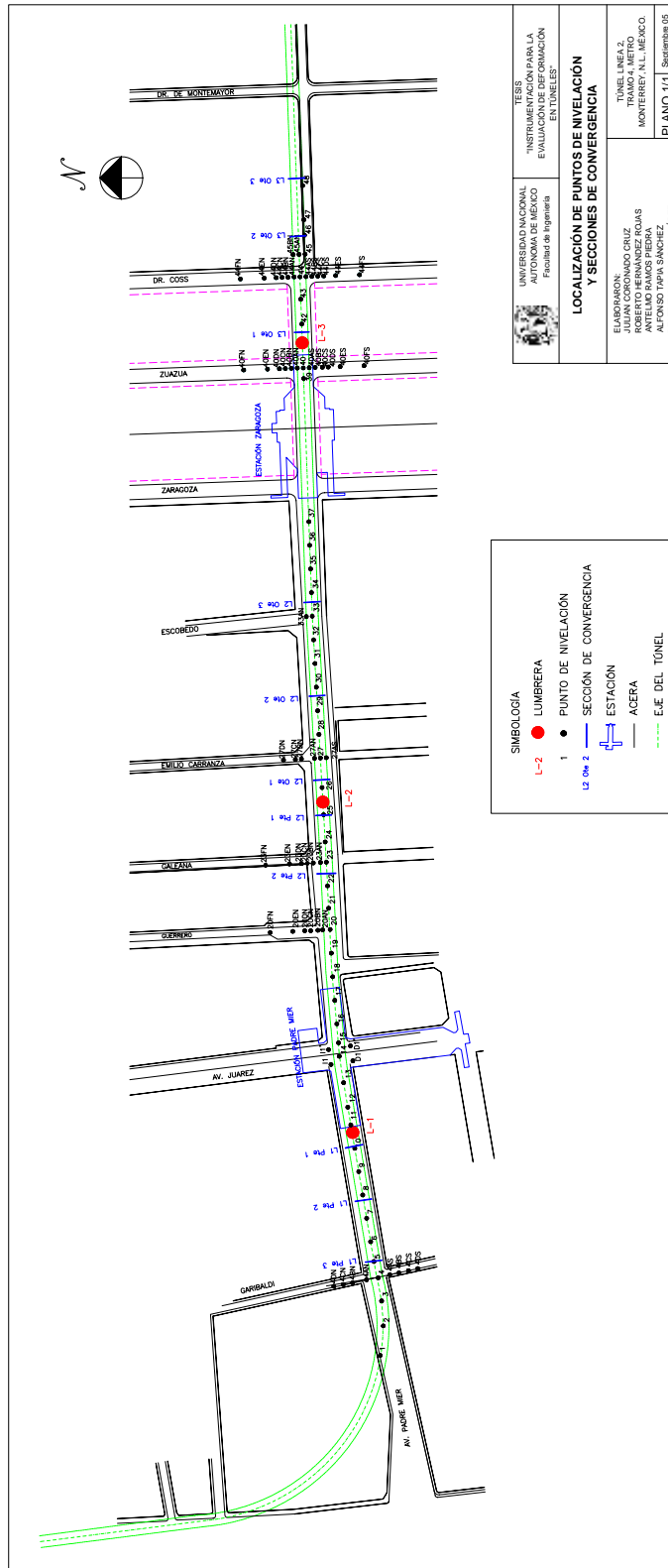


NIVELACIONES DE PRECISIÓN, TÚNEL LÍNEA 2 DEL METRO, MONTERREY, NUEVO LEÓN

Cruce Av. Padre Mier y Dr. Coss



CAPÍTULO V CASO PRÁCTICO: TÚNEL LINEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO



CAPÍTULO VI

INGENIERÍA DE COSTOS

CAPÍTULO VI

INGENIERÍA DE COSTOS

Toda obra realizada por el hombre es motivada por una necesidad, y para satisfacerla es necesaria una técnica para planearla, un tiempo para construirla y los recursos necesarios para llevarla a cabo.

Al tratar el tema de costos en un proyecto de instrumentación para la evaluación de deformación en un túnel implica una amplia exposición que presupone haber partido de una base sólida de conocimiento de acuerdo a lo que se tiene proyectado. Por lo que para determinar un costo se deben tomar en cuenta que el costo se obtuvo de manera específica, es decir, cada proceso constructivo se integra basándose en sus condiciones específicas de tiempo, lugar y secuencia de eventos.

Los pasos a seguir en la integración del costo de un proyecto de instrumentación para evaluar la deformación en un túnel, como es el objetivo de este estudio, son los siguientes:

- Estudio de los planos y especificaciones del proyecto.
- Obtención de un catálogo de conceptos.
- Conocimiento de los valores de adquisición de los materiales.
- Conocimiento e integración de los salarios reales.
- Conocimiento de los valores de adquisición de la maquinaria y equipo.
- Integración de los costos horarios de la maquinaria y el equipo.
- Tabulación de los costos directos.
- Tabulación de los costos indirectos.
- Cálculo de los impuestos.
- Cálculo del financiamiento.

- Cálculo de la utilidad.
- Cálculo por cargos adicionales.
- Programación de obra y de insumos.
- Presupuesto de obra.
- Control de obra.

En este capítulo VI “Ingeniería de costos”, se desarrollan cada uno de los pasos mencionados de manera enfocada a obtener el costo específico del proyecto de instrumentación para evaluar las deformaciones en un túnel a precios del año 2005.

VI.1 CUANTIFICACIÓN Y VOLUMETRÍA

Para llegar a un costo se requiere de un balance entre especificaciones, cuantificaciones y análisis. Un costo balanceado es aquel, cuyas especificaciones, tanto gráficas como escritas, definan qué es lo que se desea construir, y que dichas especificaciones permitan cuantificar, de manera más aproximada a lo exacto, los volúmenes de los conceptos de obra, así como sus características detalladas, para finalmente analizar el procedimiento constructivo y obtener el costo final. Cabe mencionar que para lograr este objetivo es importante la experiencia del ingeniero civil, de su habilidad y visión para hacer todas las consideraciones necesarias.

Es fundamental que antes de realizar cualquier actividad relacionada con la obtención de un volumen o cantidad de obra, se haga una revisión de las especificaciones generales del proyecto. Para ello se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Las especificaciones deben ser interpretadas y hacerse cumplir de manera correcta.
- b) Las condiciones de pago y los conceptos del catálogo deberán revisarse para determinar que se debe incluir, y que no, en la integración del costo.

- c) Los planos y especificaciones deben estudiarse para determinar si hay volúmenes menores o mayores, según sea el caso, y conceptos adicionales que no hayan sido considerados en un catálogo de conceptos inicial.
- d) Realizar inspecciones en el sitio donde se realizarán los trabajos con el objetivo de considerar factores propios del lugar, tales como accesibilidad, poblados más próximos, facilidad de obtención de recursos naturales y producidos como pueden ser fuentes de energía, bancos de materiales y agua, localización de tiraderos y su acceso, condiciones topográficas, geológicas y climáticas, disponibilidad de la mano de obra, entre otros.

VI.1.1 ESPECIFICACIONES GENERALES DE PROYECTO

Las especificaciones generales son la base para la realización de todo proyecto, pues en ellas se agrupa información de tipo técnica, procedimientos constructivos, alcances, planos y diagramas. Todo lo anterior es necesario para integrar un catálogo de conceptos, volúmenes de obra, y efectuar el análisis de costos.

En un proyecto de instrumentación para evaluar las deformaciones en un túnel, las especificaciones generales son las siguientes:

- a) **Objetivo.** Desarrollar los trabajos de instrumentación necesarios para llevar a cabo mediciones que permitan evaluar el comportamiento de la excavación y su periferia.
- b) **Ubicación.** Los trabajos a que se refiere este estudio se desarrollaron en la Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México.
- c) **Alcance general de proyecto.** A continuación se mencionan los trabajos a desarrollar en un proyecto de instrumentación:
 - 1) Instrumentar secciones de convergencia a lo largo del eje del túnel a cada 20 metros y en la parte expuesta de la superficie del túnel tan pronto como el avance de la excavación lo permita.
 - 2) Colocación de bancos de nivel, con valor de elevación conocido, a cada 500 metros, para poner referencias y puntos de control sobre la superficie.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

- 3) Instrumentar referencias en la superficie del terreno a lo largo del eje del túnel, a cada 20 metros, así como en los edificios cercanos y de valor histórico que pudieran sufrir daño estructural por motivo de un posible asentamiento del suelo producto de los trabajos de excavación.
 - 4) Efectuar las mediciones en las secciones de convergencia con una periodicidad de una lectura diaria una vez que se ha instrumentado la sección y de acuerdo al comportamiento favorable observado, estas se espaciaron a dos o tres lecturas por semana hasta que se observe una estabilización. Las lecturas serán anotadas en un formato adecuado, el cuál debe contar con datos de obra, fecha y hora, cadenamiento y nombre de la sección.
 - 5) Realizar nivelaciones de superficie en todas y cada una de las referencias con una periodicidad de dos lecturas por semana de manera inicial. Se realizará una lectura por día en cierta zona cuando el área de influencia del frente de excavación abarque dicha zona considerada y se ampliará una vez que el frente de excavación se aleje de dicha zona. Las lecturas serán anotadas en una libreta de tránsito la cual tendrá datos de obra, fecha y hora de la lectura así como tipo y número de referencia.
 - 6) Se integrará un informe final que contenga un resumen de resultados, su comparación con el cálculo teórico efectuado, las medidas de prevención, control y corrección de los problemas que se pudieran presentar durante todo el proceso de obra, conclusiones y comentarios, así como un informe fotográfico.
- d) **Insumos.** Los materiales empleados deben cumplir con estándares de calidad establecidos en las Normas Oficiales Mexicanas (NOM). La mano de obra debe ser especializada dada la importancia de los trabajos, por lo que el personal debe contar con un amplio Currículum que lo respalde en trabajos similares. El equipo de instrumentación debe ser de precisión y debe contar con su correspondiente certificación.
- e) **Seguridad.** Todo el personal que se encuentre dentro de la zona de obra
-
-

debe contar con el equipo de seguridad adecuado, así como de adiestramiento para aplicar medidas de seguridad durante un siniestro o contingencia.

- f) **Forma de pago.** La forma de pago será a base de precios unitarios, pudiendo considerar trabajos parciales, de acuerdo a sus correspondientes unidades, conceptos de trabajo y partidas establecidos en el catálogo de conceptos.

VI.1.2 VOLÚMENES DE PROYECTO

El plano correspondientes a la ubicación de las secciones de convergencia y la ubicación de las referencias superficiales, se muestran en la página Cap V – 37 plano 1 “Localización de puntos de nivelación y secciones de convergencia”, plano que se puede localizar en el capítulo V “Caso práctico Túnel Línea 2, Tramo 4 del Metro de la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México”.

Con base en las dimensiones del túnel y el tramo por monitorear así como las necesidades del proyecto, el plano de referencia y las especificaciones generales, se requiere instrumentar los siguiente elementos con el fin de evaluar las deformaciones en un túnel:

- 75 secciones de convergencia en la parte expuesta del túnel.
- 3 bancos de nivel.
- 96 referencias superficiales.
- Un promedio de 30 registros por sección de convergencia, cada registro será diario, reduciendo la frecuencia dependiendo del comportamiento de la excavación.
- Un registro de nivelación, que incluya todas las referencias superficiales al día, reduciendo la frecuencia a razón de un registro a la semana dependiendo del comportamiento de la superficie y de la zona por la que pase la excavación.
- Un informe final.

VI.2 CATÁLOGO DE CONCEPTOS

El catálogo de conceptos es un conjunto de operaciones manuales y mecánicas, que se realizan durante la ejecución de la obra, de acuerdo a planos, detalles y especificaciones.

A su vez, las especificaciones son el conjunto de requerimientos exigidos en los proyectos y presupuestos para definir con precisión y claridad el alcance de los conceptos de trabajo. Las especificaciones de un concepto en particular deben contener lo siguientes elementos, mencionando que estos son enunciativos no limitativos:

- Definiciones.
- Materiales que intervienen, y su calidad.
- Requisitos de ejecución.
- Alcance.

VI.2.1 NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

El objetivo de las normas y especificaciones de construcción es complementar y dar las estipulaciones contenidas en el proyecto, así como las especificaciones en los planos, estableciendo técnicas constructivas a las que se deberá sujetar la ejecución de los diferentes conceptos de trabajo.

Se debe tener en cuenta las normas de construcción y especificaciones particulares emitidas por la Gerencia de Exploración y Producción de Petróleos Mexicanos (PEMEX), utilizadas para elaborar el análisis de los conceptos de trabajo necesarios al realizar la instrumentación para evaluar la deformación en un túnel. La descripción de los trabajos que se realizan son enunciativos más no limitativos, el contratista podrá considerar todo lo necesario para cumplir en tiempo, costo y forma con los requerimientos establecidos por la dependencia.

VI.2.1.1 SECCIONES DE CONVERGENCIA EN UN TÚNEL

Definiciones. Se denominan convergencias a los desplazamientos o corrimientos entre dos puntos fijos localizados en la superficie expuesta de un túnel. El conocimiento de estas magnitudes permite detectar condiciones de riesgo, revisar el diseño del revestimiento con apoyo en la velocidad con que se desarrollan las deformaciones y determinar el tiempo en que se estabiliza la excavación.

Materiales. Los materiales empleados para realizar la instrumentación en las secciones de convergencias tales como taquetes de expansión, pernos de punta cónica de acero inoxidable, y pintura deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto.

Requisitos de ejecución:

- a) El sitio donde se instrumentará una sección de convergencia de preferencia debe presentar las condiciones más representativas del material, su instalación no debe afectar las condiciones “in situ”, debe ocasionar el mínimo de interferencias en la construcción, debe ser de fácil acceso, de ser necesario contemplar un sistema de protección para que los instrumentos no se dañen.
- b) Marcar los puntos de medición en las paredes del túnel tan pronto sea posible después de que el frente de excavación haya cruzado la estación por instrumentar.
- c) Efectuar una perforación de 10 cm de profundidad en cada punto para posteriormente introducir un taquete de expansión en la perforación y adaptarle un perno de punta cónica de ½” x 4” (1.27 x 10.16 cm). De ser necesario se aplicará un sello con mortero epóxico que servirá como regulador de volumen.

Alcance:

- a) La unidad de medición será la sección.
-

- b) Para efectos de cuantificación, se medirá la sección instalada según lo indique el plano de proyecto.
- c) Para efecto de pago se tomarán en cuenta las secciones instaladas según lo indique el plano de proyecto.

VI.2.1.2 BANCOS DE NIVEL

Definiciones. Son puntos que se colocan sobre la superficie del terreno, distribuidos a lo largo del eje del túnel que se proyecta a construir. Estos bancos cuentan con un nivel de referencia dado por el proyecto, es decir con un valor de elevación que servirá para evaluar el nivel de los puntos que se midan con relación a este.

Materiales. Los materiales empleados para construir un banco de nivel tales como concreto de resistencia $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$, varillas de acero corrugado con límite de fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, moldes de plástico, pintura roja, materiales de relleno, deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto.

Requisitos de ejecución:

- a) Los bancos de nivel necesarios deberán ser visibles e invariables y estar localizados en lugares apropiados. Se establecerán bancos de nivel a cada 500 m previa indicación, y se ubicarán a una distancia del eje del trazo de cuando menos 15 m, cuando sea posible se utilizarán las referencias del trazo como bancos de nivel.
- b) El chequeo de la nivelación se hará por método de nivelación diferencial (ida y vuelta).
- c) Los bancos de nivel serán de concreto de resistencia $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ con una sección circular de 40 cm de diámetro por 50 cm de profundidad, para la cual se hará una excavación con las medidas indicadas 50 cm de profundidad y aproximadamente 60 cm de diámetro, misma que deberá llevar al centro un tramo de varilla de acero corrugado con límite de fluencia $f_y =$

4,200 kg/cm² de 3/8" (0.95 cm) de diámetro. La varilla sobresaldrá aproximadamente cinco centímetros para ser utilizado como banco de nivel. Quedando grabado en ellos los datos de número de banco y elevación.

- d) Se rellenará donde sea necesario con material producto de la misma excavación.

Alcance.

- a) La unidad de medición será la pieza.
b) Para efectos de cuantificación, se medirá la pieza instalada según lo indique el plano de proyecto.
c) Para efecto de pago se tomarán en cuenta las piezas instaladas según lo indique el plano de proyecto.

VI.2.1.3 REFERENCIAS SUPERFICIALES

Definiciones. Son puntos de control que cuentan con un valor de elevación determinado en campo. Las referencias permiten determinar y documentar los desplazamientos del terreno debido a la excavación del túnel.

Materiales. Los materiales empleados para construir un banco de nivel tales como concreto de resistencia $f'_c = 150$ kg/cm², varillas de acero corrugado con límite de fluencia $f_y = 4,200$ kg/cm², moldes de plástico, pintura, tornillos, materiales de relleno, deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto.

Requisitos de ejecución:

- a) Las referencias superficiales necesarias deberán ser visibles e invariables y estar localizados en lugares apropiados.
b) Se colocarán según indique el proyecto y según el detalle. Cuando sobre la superficie existan elementos de concreto o asfalto, es suficiente la colocación de tornillos con cabeza de gota, que deben nivelarse posteriormente.
c) Cuando exista terreno natural conviene la instalación de una mojonera
-
-

cilíndrica de concreto de resistencia $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$, de 15 cm de diámetro por 30 cm de profundidad con un tornillo de cabeza de gota en la parte superior.

- d) Cuando se trate de una referencia pintada en una estructura, esta será colocada en un lugar visible de forma triangular y color rojo con un fondo cuadrado de color blanco. Estas se colocan en todas aquellas estructuras que han sido identificadas como propensas a sufrir daños, así como aquellas que por su importancia deben vigilarse cuidadosamente.
- e) Se rellenará donde sea necesario con material producto de la misma excavación.

Alcance:

- a) La unidad de medición será la pieza.
- b) Para efectos de cuantificación, se medirá la pieza instalada según lo indique el plano de proyecto.
- c) Para efecto de pago se tomarán en cuenta las piezas instaladas según lo indique el plano de proyecto.

VI.2.1.4 MEDICIONES EN SECCIONES DE CONVERGENCIA

Definiciones. Las mediciones sobre líneas de convergencia permiten determinar la deformación que sufre el interior del túnel debido a las condiciones de trabajo, mediante una interpretación de resultados.

Materiales. Los materiales empleados para realizar las mediciones en las secciones de convergencias tales como, alambre invar deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto.

Equipos. Los equipos empleados para realizar las mediciones en las secciones de convergencias tales como, distanciómetros y demás aparatos de precisión deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto, así como su respectiva calibración y certificación.

Requisitos de ejecución:

- a) Fijar el distanciómetro portátil y así como el alambre invar a los pernos. El distanciómetro tiene un sistema resorte elástico y manómetro mecánico con el cual la fuerza de tensión en el alambre puede reproducirse con gran precisión en cada lectura.
- b) Se tomará y registrará una lectura inicial marcada en la barra gradual, precisando el valor con un vernier. Para después remover el distanciómetro y el alambre invar de los pernos fijos. El alambre invar deberá contar con una longitud adecuada.
- c) Se tendrá cuidado en que la tensión aplicada a al cinta o alambre sea constante en todas las lecturas de una misma línea de convergencia, para que las lecturas sean comparables.
- d) Se tomarán y registrarán lecturas un mínimo de dos lecturas para cada línea; en caso de que exista una dispersión importante entre las lecturas anteriores, se realizará una tercera. Dichas lecturas se harán en base a periodos establecidos en el programa, espaciándolos más de acuerdo a como se observen las variaciones de las mismas.
- e) Es importante registrar las lecturas en forma clara para que se facilite la interpretación. Los registros y gráficas de campo se elaborarán de manera que contenga toda la información.
- f) El registro de las mediciones de convergencias, deberá contener: identificación de la obra, tramo, fecha y cadenamamiento de las secciones instrumentadas; croquis de localización de los puntos de medición; tensión a la cual se realizó la lectura, la cual deberá ser igual para mediciones sucesivas de una misma línea de convergencia.
- g) Se anotará cualquier imprevisto o acontecimiento importante que afecte las mediciones.
- h) Se graficará la relación deformación–tiempo para dibujar los resultados obtenidos a una escala adecuada. En esta gráfica se presentará la evolución de las convergencias en el tiempo, con el fin de evaluar la eficiencia del

revestimiento; eso se logrará conociendo la velocidad y tiempo de estabilización de los desplazamientos radiales del suelo.

Alcance:

- a) La unidad de medición será el registro.
- b) Para efectos de cuantificación, se tomará en cuenta el reporte entregado según el programa establecido.
- c) Para efecto de pago se tomarán en cuenta los reportes entregados según el programa establecido.

VI.2.1.5 NIVELACIÓN EN REFERENCIAS SUPERFICIALES

Definiciones. La nivelación es un método para conocer la variación de las cotas en ciertos puntos representativos debidos a una actividad constructiva. El registro de los asentamientos servirá para conocer y controlar el comportamiento y tendencia de los movimientos en la superficie debidos a la excavación.

Materiales. Los materiales empleados para realizar las nivelaciones sobre las referencias tales como, pinturas, tornillos, deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto.

Equipos. Los equipos empleados para las nivelaciones sobre las referencias tales como, niveles ópticos, estadales, niveles de mano, deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto, así como su respectiva calibración y certificación.

Requisitos de ejecución:

- a) Se correrá una nivelación de superficial sobre las referencias. Se utilizará nivel automático marca Wild o similar para traslado de cotas a las localizaciones y referencias, se hará nivelación diferencial y se verificará regresando la nivelación hasta el banco de nivel del que se partió, el error máximo permitido será de 0.01 m.

- b) Las lecturas del estadal serán tomadas en cada referencia, sobre la mojonera se colocará en la varilla saliente, y en los testigos por encima de la línea horizontal.
- c) Los datos de la nivelación se anotarán y registrarán en una libreta de nivel de pasta dura, la cual deberá contener; fecha, hora de inicio, de terminación de labores de cada día, el personal que laboró, la referencia de los bancos de nivel, croquis de localización, indicando la estación correspondiente del trazo y la elevación, dato que serán anotado en las mojoneras de los bancos.
- d) Incluye el cálculo, de la nivelación que será de ida y regreso la cual será verificada por el supervisor.
- e) La nivelación diferencial será de ida y regreso para su comprobación y se utilizará para la traslación de un banco de nivel a donde se lo indique el supervisor.

Alcance:

- a) La unidad de medición será el registro.
- b) Para efectos de cuantificación, se tomará en cuenta el reporte entregado según el programa establecido.
- c) Para efecto de pago se tomarán en cuenta los reportes entregados según el programa establecido.

VI.2.1.6 INFORME FINAL

Definiciones. En el informe final se recopilan los datos obtenidos en la instrumentación y medición. Debe contener el comportamiento obtenido de obra así como inconvenientes y como fueron solucionados, así como conclusiones y recomendaciones para trabajos similares posteriores.

Materiales. Los materiales empleados para realizar un informe, deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto.

Equipos. Los equipos empleados para realizar un informe final tales, computadoras e impresoras, deben cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto, así como su respectivo mantenimiento.

Requisitos de ejecución:

- a) Se deberá contar con una recopilación de la información obtenida en campo por medio de registros debidamente referidos a su ubicación, fecha y hora.
- b) Se deberá contar con un álbum fotográfico de obra.
- c) Se deberá contar con notas de bitácora, así como la información relacionada con el proyecto y sus modificaciones.
- d) Se deberá contar con las memorias de cálculo.
- e) Se elaborarán recomendaciones en base a la experiencia obtenida.
- f) Se elaborarán conclusiones y resultados.
- g) El informe final deberá entregarse en original y respaldo en disco compacto.

Alcance:

- a) La unidad de medición será el informe.
- b) Para efectos de cuantificación, se tomará en cuenta el informe entregado.
- c) Para efecto de pago se tomarán en cuenta el informe entregado.

Como resultado de la interpretación de especificaciones tanto, generales como particulares, que intervienen en la instrumentación de un túnel, se obtuvo el catálogo de conceptos. Ver Tabla VI.1 “Catálogo de conceptos”. En este catálogo se incluyen los conceptos necesarios así como los volúmenes de obra correspondientes, además cada concepto hace referencia, por medio de una descripción, a los elementos necesarios para llevar a cabo la actividad de obra.

VI.2.2 ANÁLISIS DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO

Una vez establecidas las normas de construcción y el catálogo de conceptos, se realiza un estudio de cada actividad de obra para determinar la primera estructura de análisis nivel técnico, es decir, sin considerar aún precios, en donde se

obtienen los materiales, mano de obra y el equipo que intervienen directamente en la ejecución de los trabajos.

Cada uno de los análisis de los conceptos de trabajo incluye su respectivo rendimiento en cuanto a materiales, mano de obra y equipo. Cada rendimiento fue obtenido de la necesidad de cada concepto en específico, es decir, de lo especificado en las normas de construcción y de la experiencia del ingeniero en costos.

VI.3 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

El precio unitario es la remuneración o pago en moneda, que un contratante cubre a un contratista, por unidad de obra y por concepto de trabajo que ejecute de acuerdo a las especificaciones. Se clasifican dentro de los costos directos de un concepto de trabajo, todas aquellas erogaciones efectuadas exclusivamente para realizar dicho concepto de trabajo, siendo dichos costos directamente proporcionales al volumen de obra ejecutado. Los elementos que componen el costo directo de un precio son los siguientes:

- Materiales.
- Mano de obra.
- Maquinaria y equipo.

Todos aquellos gastos generales necesarios para la construcción del proyecto, que no han sido considerados dentro de los costos directos, se clasifican como costos indirectos. Los elementos que componen el costo indirecto de un precio son los siguientes:

- Administración en obra.
- Administración central.
- Financiamiento.
- Fianzas y seguros.
- Impuestos.
- Imprevistos.

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

TABLA VI.1 CATÁLOGO DE CONCEPTOS

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO	
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días	

CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA

Código	Concepto	Unidad	Cantidad
INSTRUMENTACIÓN			
01-001	Suministro e instalación de sistema de instrumentación en secciones de convergencia, para realizar mediciones con distanciómetro, incluye: barrenos, pernos de acero, alambre invar, calibración y mantenimiento, desmontaje, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Sección	75
01-002	Suministro y colocación de bancos de nivel superficiales, elaborados según detalle, incluye: concreto de resistencia $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, varilla de acero límite de fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ de 3/8" (0.95 cm), moldes de plástico, pintura, excavación y relleno, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	pza	3
01-003	Suministro y colocación de referencias superficiales sobre elementos de concreto y/o asfalto a base de tornillos de 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm), elaboradas según detalle, incluye: pintura, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	pza	96
01-004	Medición con distanciómetro marca Iseh en secciones de convergencia para evaluar el comportamiento de la excavación del túnel, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro	2,250
01-005	Nivelación en referencias superficiales con nivel óptico marca Wild, para evaluar el comportamiento de la superficie, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro	160
01-006	Informe final del resultado de la instrumentación, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Informe	1

TABLA VI.2 ANÁLISIS SECCIONES DE CONVERGENCIA

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO

FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993
FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993
PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días

ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO

Código	Concepto	Unidad	Rendimiento	Cantidad
01-001	Suministro e instalación de sistema de instrumentación en secciones de convergencia, para realizar mediciones con distanciómetro, incluye: barrenos, pernos de acero, alambre invar, calibración y mantenimiento, desmontaje, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Sección		75
MATERIALES				
MA - 001	Taquetes de expansión	pza		3.0000
MA - 002	Pernos de acero inoxidable 1/2" x 4" (1.27 x 10.16 cm)	pza		3.0000
MA - 003	Mortero epóxico	kg		0.5000
MA - 004	Pintura roja	litro		0.2500
MANO DE OBRA				
MO - 001	Técnico especializado en instrumentación	jor	8.00	0.1250
MO - 002	Ayudante especializado en instrumentación	jor	8.00	0.1250
	Herramienta menor	%MO		5.0000%
	Equipo de seguridad	%MO		5.0000%

TABLA VI.3 ANÁLISIS BANCOS DE NIVEL

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO

FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993
FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993
PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días

ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO

Código	Concepto	Unidad	Rendimiento	Cantidad
01-002	Suministro y colocación de bancos de nivel superficiales, elaborados según detalle, incluye: concreto de resistencia $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, varilla de acero límite de fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ de 3/8" (0.95 cm), moldes de plástico, pintura, excavación y relleno, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	pza		3
MATERIALES				
MA - 005	Arena	m ³		0.1206
MA - 006	Grava 3/4" (1.91 cm)	m ³		0.1684
MA - 007	Cemento gris	ton		0.0812
MA - 008	Agua	m ³		0.0528
MA - 009	Varilla de 3/8" de diámetro (0.15 cm)	kg		1.1400
MA - 010	Molde cilíndrico de plástico	pza		1.0000
MA - 004	Pintura roja	litro		0.1000
MANO DE OBRA				
MO - 003	Ingeniero topógrafo	jor	5.00	0.2000
MO - 004	Estadalero	jor	5.00	0.2000
MO - 005	Ayudante en general	jor	5.00	0.2000
	Herramienta menor	%MO		5.0000%
	Equipo de seguridad	%MO		5.0000%

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

TABLA VI.4 ANÁLISIS REFERENCIAS SUPERFICIALES

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO				
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993				
FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993				
PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días				

ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO

Código	Concepto	Unidad	Rendimiento	Cantidad
01-003	Suministro y colocación de referencias superficiales sobre elementos de concreto y/o asfalto a base de tornillos de 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm), elaboradas según detalle, incluye: pintura, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	pza		96
MATERIALES				
MA - 011	Tornillo 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm)	pza		1.0000
MA - 004	Pintura roja	litro		0.1000
MANO DE OBRA				
MO - 003	Ingeniero topógrafo	jor	50.00	0.0200
MO - 004	Estadaleiro	jor	50.00	0.0200
MO - 005	Ayudante en general	jor	50.00	0.0200
	Herramienta menor	%MO		5.0000%
	Equipo de seguridad	%MO		5.0000%

TABLA VI.5 ANÁLISIS MEDICIÓN EN SECCIONES DE CONVERGENCIA

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO				
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993				
FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993				
PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días				

ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO

Código	Concepto	Unidad	Rendimiento	Cantidad
01-004	Medición con distanciómetro marca Iseh en secciones de convergencia para evaluar el comportamiento de la excavación del túnel, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro		2,250
MATERIALES				
MA - 012	Alambre de invar	m		0.0222
MA - 013	Hojas blancas tamaño carta	paquete		0.0020
MANO DE OBRA				
MO - 001	Técnico especializado en instrumentación	jor	16.00	0.0625
MO - 002	Ayudante especializado en instrumentación	jor	16.00	0.0625
MO - 006	Capturista	jor	40.00	0.0250
	Herramienta menor	%MO		5.0000%
	Equipo de seguridad	%MO		5.0000%

TABLA VI.6 ANÁLISIS MEDICIÓN EN REFERENCIAS SUPERFICIALES

<p>TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO</p> <p style="text-align: right;">FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días</p>
--

ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO

Código	Concepto	Unidad	Rendimiento	Cantidad
01-005	Nivelación en referencias superficiales con nivel óptico marca Wild, para evaluar el comportamiento de la superficie, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro		160
MATERIALES				
MA - 014	Libreta de nivel	pza		0.0313
MANO DE OBRA				
MO - 003	Ingeniero topógrafo	jor	1.00	1.0000
MO - 004	Estadalero	jor	1.00	1.0000
MO - 005	Ayudante general	jor	1.00	1.0000
MO - 006	Capturista	jor	8.00	0.1250
	Herramienta menor	%MO		5.0000%
	Equipo de seguridad	%MO		5.0000%

TABLA VI.7 ANÁLISIS INFORME FINAL

<p>TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO</p> <p style="text-align: right;">FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días</p>
--

ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO

Código	Concepto	Unidad	Rendimiento	Cantidad
01-006	Informe final del resultado de la instrumentación, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Informe		1
MATERIALES				
MA - 013	Hojas blancas tamaño carta	paquete		1.0000
MA - 015	Disco compacto	pza		1.0000
MANO DE OBRA				
MO - 007	Ingeniero proyectista	jor	0.07	15.0000
MO - 006	Capturista	jor	0.07	15.0000
	Herramienta menor	%MO		5.0000%
	Equipo de seguridad	%MO		5.0000%

En resumen, precio unitario se estructura con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo, los costos indirectos, el costo por financiamiento y el cargo por utilidad del contratista así como los cargos adicionales. Debiendo guardar congruencia con los procedimientos constructivos o metodología de ejecución, las normas de construcción, las especificaciones particulares del proyecto, los programas de trabajo, la utilización de personal y de maquinaria y equipo de construcción, los costos vigentes de los materiales, recursos humanos y demás insumos necesarios en el momento y en la zona donde se llevarán a cabo los trabajos.

VI.3.1 COSTO BASE DE LOS MATERIALES

Es requisito indispensable que el ingeniero civil conozca ampliamente los materiales en todos sus aspectos tales como, calidad, especificaciones técnicas, rendimiento, etc. Este conocimiento le será de utilidad para seleccionar los materiales óptimos, adecuados a las condiciones de trabajo, de servicio y de calidad de acuerdo a la situación económica que prevalezca en el proyecto.

Las variables que intervienen en la selección de los materiales para llevar a cabo la instrumentación en un túnel son las siguientes:

Precio de adquisición. Es el costo que se toma como base para integrar el precio unitario. Al precio de adquisición en fábrica o en almacén del distribuidor se debe sumar el costo de transporte incluyendo carga y descarga, los desperdicios tanto en transporte y maniobras (mermas) así como en su utilización.

El Impuesto al Valor Agregado (IVA). En la integración del costo directo por concepto de materiales, no se incluyen los importes acumulados por pago del Impuesto al Valor Agregado (IVA) de las diferentes etapas ya mencionadas para su integración, ya que este se la traslada al final del presupuesto.

En resumen, el costo directo se integra con los materiales considerados por el

constructor puestos hasta el lugar de utilización, incluyendo desperdicios o mermas, acarreos, estiba, etc., que sean congruentes con las normas de construcción y las especificaciones particulares del proyecto, así como las normas de calidad y el procedimiento constructivo, todo lo anterior cumpliendo el alcance de los conceptos de trabajo que integran el catálogo de conceptos.

El costo unitario por concepto de materiales se obtendrá de la ecuación:

$$MA = PM * CM \qquad \text{ecuación VI.1}$$

Donde:

MA = Representa el costo de los materiales.

PM = Representa el costo básico unitario vigente de mercado, que cumpla con las normas de calidad especificadas para el concepto de trabajo de que se trate y que sea el más económico por unidad del material, puesto en el sitio de los trabajos. El costo básico unitario del material se integrará sumando el precio de adquisición en el mercado, los de acarreos, maniobras, almacenajes y mermas aceptables durante su manejo. Cuando, en su caso sea, se usen materiales producidos en obra, la determinación del precio básico unitario será motivo del análisis respectivo.

CM = Representa el consumo de materiales por unidad de medida del concepto de trabajo. Cuando se trate de materiales permanentes, el consumo de los materiales se determinará de acuerdo con las cantidades que deban utilizarse según el proyecto, considerando adicionalmente los desperdicios que la experiencia determine como mínimos. Cuando se trate de materiales auxiliares, el consumo de los materiales se determinará de acuerdo con las cantidades que deban utilizarse según el proceso de construcción y el tipo de trabajos a realizar, considerando los desperdicios y el número de usos con base en el programa de ejecución, en la vida útil del material de que se trate y en la experiencia.

Es probable, como ya se ha mencionado, que en el transcurso de ejecución de una obra, los materiales sufran variaciones en el precio de compra, el cuál, en caso de ser significativo, deberá provocar un nuevo análisis y valorar su consecuencia.

En la Tabla VI.8 “Costo base de los materiales” se muestra el resultado de la cotización de los materiales que intervienen directamente en la ejecución de los trabajos.

VI.3.2 COSTO BASE DE LA MANO DE OBRA

La valuación del costo de la mano de obra en la construcción es un problema dinámico y complejo. El carácter dinámico lo determina el costo de la vida, así como el desarrollo de procedimientos de construcción diferentes debidos a nuevos materiales, herramientas, tecnologías, etc. También su complejidad varía conforme a la dificultad o facilidad de realización, la magnitud de la obra a ejecutar, el riesgo o la seguridad en el proceso, el sistema de pago, las relaciones de trabajo, etc. Las condiciones climáticas, las costumbres locales y, en general, todas las características que definan una forma de vida, afectan directa o indirectamente el valor de la mano de obra. En cuanto a las condiciones específicas de un proceso productivo, su facilidad o dificultad se reflejarán en un mayor o menor rendimiento del trabajador.

El sistema de paga utilizado en el proyecto de instrumentación para la evaluación de deformaciones en un túnel, fue por día, es decir cuando deba darse al trabajador una cantidad fija por jornada de trabajo. El pago con el cual se cubre el importe del trabajo realizado por una persona, se hace mediante un salario o un sueldo.

Se llama salario en general a la retribución que se hace al trabajador por su trabajo realizado. El monto de este salario se determina en base al tiempo trabajado, al tipo de trabajo realizado, a las condiciones de su realización a la capacidad y preparación del trabajador.

TABLA VI.8 COSTO BASE DE LOS MATERIALES

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO

FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993
FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993
PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días

COSTO BASE DE LOS MATERIALES

CLAVE	PROVEEDOR	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COSTO M.N.	DESCUENTO	SUBTOTAL	IVA	IMPORTE
MA - 001	Ferretería de Oriente	Taquetes de expansión	pza	\$ 0.85	0.00	\$ 0.85	\$ 0.13	\$ 0.98
MA - 002	Ferretería de Oriente	Pernos de acero inoxidable 1/2" x 4" (1.27 x 10.16 cm)	pza	\$ 25.00	0.00	\$ 25.00	\$ 3.75	\$ 28.75
MA - 003	Construrama	Mortero epóxico	kg	\$ 8.90	0.00	\$ 8.90	\$ 1.34	\$ 10.24
MA - 004	Comex	Pintura roja	litro	\$ 48.28	0.00	\$ 48.28	\$ 7.24	\$ 55.52
MA - 005	Construrama	Arena	m³	\$ 170.00	16.00	\$ 163.00	\$ 24.45	\$ 187.45
MA - 006	Construrama	Grava 3/4" (1.91 cm)	m³	\$ 170.00	16.00	\$ 163.00	\$ 24.45	\$ 187.45
MA - 007	Construrama	Cemento gris	ton	\$ 1,579.29	156.93	\$ 1,422.36	\$ 214.70	\$ 1,646.07
MA - 008	Gobierno del Estado	Agua	m³	\$ 20.00	0.00	\$ 20.00	\$ 3.00	\$ 23.00
MA - 009	Construrama	Varilla de 3/8" de diámetro (0.15 cm)	kg	\$ 8.03	0.00	\$ 8.03	\$ 1.20	\$ 9.23
MA - 010	Construrama	Molde cilíndrico de plástico	pza	\$ 15.00	0.00	\$ 15.00	\$ 2.25	\$ 17.25
MA - 011	Ferretería de Oriente	Tornillo 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm)	pza	\$ 0.50	0.00	\$ 0.50	\$ 0.08	\$ 0.58
MA - 012	Ferretería de Oriente	Alambre de invar	m	\$ 5.00	0.00	\$ 5.00	\$ 0.75	\$ 5.75
MA - 013	Office Depot	Hojas blancas tamaño carta	paquete	\$ 25.00	0.00	\$ 25.00	\$ 3.75	\$ 28.75
MA - 014	Office Depot	Libreta de nivel	pza	\$ 35.00	0.00	\$ 35.00	\$ 5.25	\$ 40.25
MA - 015	Office Depot	Disco compacto	pza	\$ 10.00	0.00	\$ 10.00	\$ 1.50	\$ 11.50

Precios al 07 de julio de 2005

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

La industria de la construcción emplea tanto personal calificado, como a obreros que pertenecen al grupo que perciben el salario mínimo, que como lo menciona el Artículo 123 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, es “la cantidad menor que debe recibir en efectivo él trabajador por los servicios prestados en una jornada de trabajo”, además “el salario mínimo deberá ser suficiente para satisfacer las necesidades normales de un jefe de familia en el orden material, social, cultural y para proveer la educación obligatoria de los hijos”.

El salario mínimo en la República Mexicana está reglamentado a través de la Comisión Nacional de los Salarios Mínimos (CNSM), organismo dependiente de la Secretaría del Trabajo y Previsión Social (STPS). Mientras que en la actualidad los sueldos para profesionales por especialidades más comunes en la construcción son definidos por la Cámara Nacional de Empresas de Consultoría. No olvidando que para fijar los sueldos, es necesario considerar el costo de la vida, el mercado profesional, el tipo de trabajo, el horario y otros factores, así como el sitio y las condiciones de trabajo.

Para la determinación anual de los salarios mínimos, se ha dividido a la República Mexicana tres zonas económicas, que son:

- Área geográfica “A”.
- Área geográfica “B”.
- Área geográfica “C”.

Los salarios mínimos generales que tendrán vigencia a partir del 1 de enero de 2005 en las áreas geográficas ya mencionadas, como cantidad mínima que deben recibir en efectivo los trabajadores por jornada ordinaria diaria de trabajo, serán los que se señalan a continuación. Tabla VI.9 “Salarios mínimos para el año 2005”.

El salario diario también llamado base o nominal, es el que se paga en efectivo al trabajador por día transcurrido, incluyendo domingos, vacaciones y días festivos, mientras dura la relación laboral, y por el cuál fue contratado.

TABLA VI.9 SALARIOS MÍNIMOS PARA EL AÑO 2005

Zona	Pesos
Área geográfica "A"	\$ 46.80
Área geográfica "B"	\$ 45.35
Área geográfica "C"	\$ 44.05

El salario real es la erogación total del patrón, empresa o compañía, por día trabajado, que incluye pagos directos al trabajador, prestaciones en efectivo y en especie, pagos al Gobierno por concepto de impuestos y pagos a instituciones de beneficio social. Las prestaciones y derechos a la mano de obra son importantes y fundamentales en la integración del salario real, ya que estos representan una forma de justicia social a la clase trabajadora.

La remuneración de la mano de obra, no incluye traslación del Impuesto al Valor Agregado (IVA) por los trabajadores al empleador, por lo que los pagos que hace una empresa por concepto de mano de obra, **NO INCLUYE** el porcentaje del Impuesto al Valor Agregado (IVA), y en consecuencia este no debe aparecer en los análisis, ni formar parte de los precios unitarios, ya que este se traslada a la empresa contratista.

Por lo que, el costo directo de la mano de obra, considerado por el constructor con los costos que prevalezcan en la zona donde se ejecutarán los trabajos, aplicando los factores de salario real a los sueldos y salarios de los técnicos y trabajadores, conforme a la Ley Federal del Trabajo y la Ley del Seguro Social, son necesarios para realizar todas las actividades que incluya el alcance de los conceptos.

VI.3.2.1 COSTO UNITARIO DEL TRABAJO

Como ya se ha mencionado, el costo directo por mano de obra es el que se deriva de las erogaciones que hace el contratista por el pago de salarios reales al personal que interviene directamente en la ejecución del concepto de trabajo de que se trate. No se considerarán dentro de este costo, las percepciones del personal técnico, administrativo, de control, supervisión y vigilancia que

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

corresponden a los costos indirectos. El costo de la mano de obra se obtendrá con la ecuación:

$$MO = SR/R \qquad \text{ecuación VI.2}$$

Donde:

MO = Representa el costo de la mano de obra.

SR = Representa el salario real del personal que interviene directamente en la ejecución de cada concepto de trabajo por jornada de ocho horas, salvo las percepciones del personal técnico, administrativo, de control, supervisión y vigilancia que corresponden a los costos indirectos. Incluirá todas las prestaciones derivadas de la Ley Federal del Trabajo, la Ley del Seguro Social, incluido el Sistema de Ahorro para el Retiro (SAR), Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT) o de los contratos colectivos de trabajo en vigor.

R = Representa el rendimiento, es decir, la cantidad de trabajo que desarrolla el personal que interviene directamente en la ejecución del concepto de trabajo por jornada de ocho horas. Para realizar la evaluación del rendimiento, se deberá considerar en todo momento el tipo de trabajo a desarrollar y las condiciones ambientales, topográficas y en general aquellas que predominen en la zona o región donde se ejecuten los conceptos de trabajo, y utilizando procedimientos estadísticos para su determinación.

Para la obtención del salario real se deben considerar los salarios nominales de las diferentes categorías y especialidades propuestas por el constructor, de acuerdo a la zona o región donde se ejecuten los trabajos, el que deberá afectarse con un factor de salario real, de acuerdo a la ecuación:

$$SR = SN*FSR \qquad \text{ecuación VI.3}$$

Donde:

SR = Representa el salario real.

SN = Representa el salario nominal

FSR = Representa el factor del salario real.

Es importante diferenciar el salario real de nómina y el salario real de honorarios; en el primero al salario nominal se adicionan las obligaciones obrero patronales derivadas de la Ley Federal del Trabajo, de la Ley del Seguro Social, de la Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT) en vigor lo cual da el salario real.

VI.3.2.2 INTEGRACIÓN DEL FACTOR QUE CONVIERTE LOS SALARIOS BASE EN SALARIOS REALES

El factor de salario real son los cargos que se adicionan al salario nominal para obtener el salario integrado final, este salario es aplicable al personal que ejecuta directamente los trabajos de obras y eventualmente en los servicios relacionados con las mismas, y se integra por las obligaciones del patrón para con los trabajadores de otorgar prestaciones de seguridad social del personal obrero por nómina, considerando:

- Prevención de enfermedades y maternidad.
- Riesgos de trabajo.
- Invalidez y vida.
- Guarderías.
- Cesantía y vejez.
- Fondo de retiro, Sistema de Ahorro para el Retiro (SAR).
- Aportación al Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT).

El rubro de factor de productividad comprende las obligaciones obrero–patronales para los derechos laborales que indica la Ley Federal del Trabajo, como:

- Aguinaldo.
 - Séptimo día (domingo)
-

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

- Vacaciones.
- Días de descanso obligatorio y prima vacacional.

La costumbre en la industria de la construcción, en ocasiones más arraigada de lo que señala la Ley, dependiendo de la ubicación geográfica de la obra, considera diferentes días feriados:

- 3 de mayo “día de la Santa Cruz”.
- “Jueves santo”.
- “Viernes santo”.
- “Sábado de gloria”.
- 1 de noviembre “Todos santos”.
- 2 de noviembre “Fieles difuntos”
- 12 de diciembre “Virgen de Guadalupe”
- “Santo patrón” de la población considerada.

Se excluye como integrantes del salario base a:

- Instrumentos de trabajo.
- El ahorro.
- Aportaciones adicionales como pueden ser bonos de productividad.
- Fondo de vivienda.
- Fondo de retiro.
- Alimentación, habitaciones y despensas de especie.
- Premios por asistencia y puntualidad.
- Tiempo extraordinario.

Para la elaboración numérica de estos factores se toman como base las matrices que se citan en los puntos siguientes, así como los soportes legales que en ellos se hacen referencia.

- a) El salario nominal equivale a la cuota diaria, mismo que por ser uno en el cálculo equivale a la razón:

- Vacaciones.
- Días de aguinaldo.
- Séptimos días (domingos).
- Días Feriados por la Ley Federal del Trabajo artículo 74:
 - 1 de enero.
 - 5 de febrero.
 - 21 de marzo.
 - 1º de mayo.
 - 16 de septiembre.
 - 20 de noviembre.
 - 25 diciembre.
 - 1 de diciembre de cada 6 años debido al cambio en el Poder Ejecutivo.

b) El salario integrado, según el artículo 84 de la Ley Federal del Trabajo, comprende pagos por cuota diaria (salario nominal), primas (vacacional) y otros, que para este efecto no se tomen en cuenta.

En este sentido debe considerarse, entonces, el cálculo que según los artículos 80 y 87 de la Ley Federal del Trabajo establezcan para aguinaldo y la prima vacacional respecto del salario nominal (cotización diaria) y sumarlos a éste para obtener el salario integrado (base de cotización).

c) El salario con otras prestaciones se forma agregando el salario integrado, lo correspondiente a:

- Vacaciones.
- Prevención de enfermedades.
- Fondo de liquidación.

Para el cálculo de lo anterior debe considerarse lo establecido en la Ley Federal del Trabajo en sus artículos 76, 78, 79, 80 y 81 para vacaciones, y artículo 50 de la Ley Federal del Trabajo para fondo de liquidación y artículo 96 de la Ley del Seguro Social para prevención de enfermedades.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

Estas prestaciones deben calcularse sobre el salario nominal. Las prestaciones aquí consideradas son prestaciones de la Ley Federal del Trabajo.

d) Las obligaciones obrero-patronales se integran agregando al salario con otras prestaciones, las cuotas patronales al Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) y al Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT) por conceptos de:

- Enfermedades y maternidad.
- Invalidez y vida.
- Cesantía en edad avanzada y vejez.
- Riesgos de trabajo.
- Guardería y prestaciones sociales.
- Prestaciones para vivienda.

Mismas que deben calcularse sobre el salario integrado (igual a base de cotización) y de acuerdo a lo establecido en los artículos 25, 73, 74, 106, 107, 147, 168, 211 y 212 de la Ley del Seguro Social.

e) Se deberá entender como factor de salario real, a la relación de los días realmente pagados en un periodo anual, de enero a diciembre, divididos entre los días efectivamente laborados durante el mismo periodo, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$FSR = (PS+1) (TP/TI) \quad \text{ecuación VI.4}$$

Donde:

FSR = Representa el factor de salario real.

PS = Representa, en una fracción decimal, las obligaciones obrero-patronales derivadas de la Ley del Seguro Social y de la Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los trabajadores (INFONAVIT).

TP = Representa los días realmente trabajados durante un periodo anual.

TI = Representa los días realmente laborados durante el mismo período anual.

Para su determinación, únicamente se deberán considerar aquellos días que estén dentro del periodo anual referido y que, de acuerdo con la Ley Federal del Trabajo y los contratos colectivos, resulten pagos obligatorios, aunque no sean laborales.

En las Tabla VI.10 “Integración del factor que convierte los salarios base en salarios reales (parte I.)”, VI.11 “Integración del factor que convierte los salarios base en salarios reales (parte II)”, se muestra el resultado de aplicar todos los factores ya mencionados al personal que se encarga directamente de los trabajos de instrumentación para evaluar las deformaciones en un túnel.

Los soportes legales para evaluar cada punto anterior están dados en los artículos ya mencionados y pueden ser consultados en su ley correspondiente.

VI.3.3 COSTO BASE DE EQUIPO DE MEDICIÓN

Para ejecutar un trabajo específico de instrumentación en un túnel siempre existirá un procedimiento y determinado equipo de medición, por medio de los cuales las operaciones sean realizadas en forma óptima desde el punto de vista económico.

El costo base de los equipos de medición se consideró como un porcentaje de la mano de obra dado que en la integración del costo horario se consideran factores tales como el costo de las llantas, costo por consumo de combustibles, costo por operación, etc. Costos que no aplican en un equipo de medición.

La herramienta menor se encuentra incluida, bastando para tal efecto, aplicar un porcentaje sobre el monto de la mano de obra, requerida para la ejecución del concepto de trabajo. Para este caso en particular se utilizó un valor del 5% para cubrir el uso de los equipos de medición.

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

**TABLA VI.10 INTEGRACIÓN DEL FACTOR QUE CONVIERTE LOS
SALARIOS BASE EN SALARIOS REALES (PARTE I)**

DATOS BÁSICOS PARA EL ANÁLISIS DEL FACTOR DE SALARIO REAL

Inicio: 17 de mayo de 1993		Terminación: 2 de diciembre de 1993	200 días
Tp	DÍAS CALENDARIO		365.00
	DÍAS DE AGUINALDO		15.00
	DÍAS POR PRIMA VACACIONAL		1.50
	TOTAL DE DIAS REALMENTE PAGADOS AL AÑO	SUMA:	381.50
	DÍAS DOMINGO		52.00
	DÍAS DE VACACIONES		6.00
	DÍAS FERIADOS POR LEY (INCLUIDO EL 1° DE DICIEMBRE DE CADA SEIS AÑOS)		7.17
	DÍAS DE COSTUMBRE		5.00
	DÍAS POR MAL TIEMPO		4.00
	DIAS NO LABORADOS AL AÑO	SUMA:	74.17
TI	TOTAL DE DIAS REALMENTE LABORADOS AL AÑO		290.83
Tp / TI	DÍAS PAGADOS / DIAS LABORADOS		1.311763
(Tp - Te) / TI	DÍAS PAGADOS - TIEMPO EXTRA / DIAS LABORADOS		1.311763
FSBC	FACTOR DE SALARIO BASE DE COTIZACIÓN para cálculo de IMSS		1.045205

TABLA DE SALARIOS REALES

SALARIO MINIMO D.F \$: 46.80

Porcentaje de pagos (Otros cargos)

CLAVE	CATEGORIAS	Salario Nominal \$	Tp / TI	Obligacion Obrero Patronal Ps= IMSS e INFONAVIT	Ps x (Tp-Te)/TI	Otros Cargos	Fsr= Ps (Tp/TI)+ (Tp/TI)
A	B	C	D	E	E x D	D x 0 %	(E x D) + D +G
MO - 001	Técnico especializado en instrumentación	328.95	1.311763	0.262725	0.344633		1.656396
MO - 002	Ayudante especializado en instrumentación	197.37	1.311763	0.272384	0.357303		1.669066
MO - 003	Ingeniero Topógrafo	328.95	1.311763	0.262725	0.344633		1.656396
MO - 004	Estadaletero	131.58	1.311763	0.285174	0.374081		1.685844
MO - 005	Ayudante en general	115.13	1.311763	0.294108	0.385800		1.697563
MO - 006	Capturista	148.03	1.311763	0.280507	0.367959		1.679722
MO - 007	Ingeniero Proyectista	394.74	1.311763	0.260289	0.341437		1.653200

**TABLA VI.11 INTEGRACIÓN DEL FACTOR QUE CONVIERTE
LOS SALARIOS BASE EN SALARIOS REALES (PARTE II)**

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO																							
			Inicio: 17 de mayo de 1993						Terminación: 2 de diciembre de 1993														
						Duración: 200 Días																	
SALARIO MINIMO D.F.\$:			46.80			veces salario mínimo D.F.			140.40			15 veces salario mínimo D.F.			702.00			23 veces salario mínimo D.F.			1,076.40		
Clave de Categoría	Salario Nominal \$	Factor Salario Base de Cotización	Salario Base de Cotización	Excedente de tres salarios mínimos DF	Aplicación IMSS al excedente	Cuota Fija	Prestaciones en especie pensionados	Prestaciones en dinero	Invalidez y vida	Cesantía en edad avanzada y vejez	Riesgos de trabajo	Guarderías	SAR	INFONAVIT	Suma prestaciones	Ps = Obligación Patronal							
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q							
	Sn	FSBC	SBC	D-3SMDF	EXF	GXSMDF	HXD	KXD	JXD	KXD	LXD	MXD	NXD	OXD	SUMA(F:O)	SP/SBC							
MO - 001	328.95	1.0452	343.82	203.42	5.23	8.63	3.61	2.41	6.02	10.83	26.09	3.44	6.88	17.19	90.33	0.262725							
MO - 002	197.37	1.0452	206.29	65.89	1.69	8.63	2.17	1.44	3.61	6.50	15.65	2.06	4.13	10.31	56.19	0.272384							
MO - 003	328.95	1.0452	343.82	203.42	5.23	8.63	3.61	2.41	6.02	10.83	26.09	3.44	6.88	17.19	90.33	0.262725							
MO - 004	131.58	1.0452	137.53	-	-	8.63	1.44	0.96	2.41	4.33	10.44	1.38	2.75	6.88	39.22	0.285174							
MO - 005	115.13	1.0452	120.33	-	-	8.63	1.26	0.84	2.11	3.79	9.13	1.20	2.41	6.02	35.39	0.294108							
MO - 006	148.03	1.0452	154.72	14.32	0.37	8.63	1.62	1.08	2.71	4.87	11.74	1.55	3.09	7.74	43.40	0.280507							
MO - 007	394.74	1.0452	412.58	272.18	7.00	8.63	4.33	2.89	7.22	13.00	31.31	4.13	8.25	20.63	107.39	0.260289							

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

El costo por herramienta de mano, corresponde al consumo por desgaste de herramientas de mano utilizadas en la ejecución del concepto de trabajo.

Este costo se calculará mediante la ecuación:

$$HM = KH * MO \qquad \text{ecuación VI.11}$$

Donde:

HM = Representa el costo por herramienta de mano.

KH = Representa un coeficiente cuyo valor se fijará en función del tipo de trabajo y de la herramienta requerida para su ejecución.

MO = Representa el costo unitario por concepto de mano de obra.

El costo directo por equipo de seguridad, corresponde al equipo necesario para la protección personal del trabajador para ejecutar el concepto de trabajo en las condiciones particulares que se trate, en este caso, la construcción de un túnel implica cierto riesgo a considerar.

Este costo se calculará mediante la ecuación:

$$ES = KS * MO \qquad \text{ecuación VI.12}$$

Donde:

ES = Representa el costo por equipo de seguridad.

KS = Representa un coeficiente cuyo valor se fijará en función del tipo de trabajo y del equipo necesario para la seguridad del trabajador.

MO = Representa el costo unitario por concepto de mano de obra.

Una vez que se ha definido la cantidad de cada uno de los insumos que intervienen en los conceptos de trabajo así como sus costos Tabla VI.12 "Cálculo

del costo directo”, se procede a obtener el costo directo del trabajo y a partir de este se obtendrán los porcentajes referentes al costo indirecto, costo de financiamiento y costo de la utilidad, como se describe más adelante.

TABLA VI.12 CÁLCULO DEL COSTO DIRECTO

<p>TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO</p> <p style="text-align: center;">FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TERMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCION: 200 días</p>

EXPLOSIÓN DE INSUMOS

Código	Concepto	Unidad	Cantidad	Costo	Importe
MATERIALES					
MA - 001	Taquetes de expansión	pza	225.00	\$ 0.85	\$ 191.25
MA - 002	Pernos de acero inoxidable 1/2" x 4" (1.27 x 10.16)	pza	225.00	\$ 25.00	\$ 5,625.00
MA - 003	Mortero epóxico	kg	37.50	\$ 8.90	\$ 333.75
MA - 004	Pintura roja	litro	28.6541	\$ 48.28	\$ 1,383.42
MA - 005	Arena	m³	0.3618	\$ 154.00	\$ 55.72
MA - 006	Grava 3/4" (1.91 cm)	m³	0.5051	\$ 154.00	\$ 77.79
MA - 007	Cemento gris	ton	0.2436	\$ 1,422.36	\$ 346.49
MA - 008	Agua	m³	0.1590	\$ 20.00	\$ 3.18
MA - 009	Varilla de 3/8" de diámetro (0.15 cm)	kg	3.4184	\$ 8.03	\$ 27.45
MA - 010	Molde cilíndrico de plástico	pza	3.00	\$ 15.00	\$ 45.00
MA - 011	Tornillo 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm)	pza	96.00	\$ 0.50	\$ 48.00
MA - 012	Alambre de invar	m	49.50	\$ 5.00	\$ 247.50
MA - 013	Hojas blancas tamaño carta	paquete	5.50	\$ 25.00	\$ 137.50
MA - 014	Libreta de nivel	pza	4.98	\$ 35.00	\$ 174.30
MA - 015	Disco compacto	pza	1.00	\$ 10.00	\$ 10.00
TOTAL MATERIALES					\$ 8,706.35
MANO DE OBRA					
MO - 001	Técnico especializado en instrumentación	lor	150.00	\$ 544.87	\$ 81,730.50
MO - 002	Ayudante especializado en instrumentación	lor	150.00	\$ 329.42	\$ 49,413.00
MO - 003	Ingeniero topógrafo	lor	162.52	\$ 544.87	\$ 88,552.27
MO - 004	Estadaletero	lor	162.52	\$ 221.82	\$ 36,050.19
MO - 005	Ayudante en general	lor	162.52	\$ 195.44	\$ 31,762.91
MO - 006	Capturista	lor	91.29	\$ 248.64	\$ 22,698.35
MO - 007	Ingeniero proyectista	lor	15.00	\$ 652.58	\$ 9,788.70
TOTAL MANO DE OBRA					\$ 319,995.92
	Herramienta menor	%MO	0.05	\$ 319,995.92	\$ 15,999.80
	Equipo de seguridad	%MO	0.05	\$ 319,995.92	\$ 15,999.80
COSTO DIRECTO					\$ 360,701.87

VI.3.4 COSTOS INDIRECTOS

Los costos indirectos aplicables a una obra son todos aquellos gastos generales que por su naturaleza intrínseca son de aplicación a todos y cada uno de los conceptos de trabajo que forman parte de una obra determinada.

Corresponden a los gastos generales necesarios para la ejecución de los trabajos no incluidos en los costos directos, que realiza el contratista, tanto en sus oficinas centrales, como en la obra.

Se clasifican los aspectos que dan lugar a los costos indirectos, dentro de los grupos siguientes:

Administración central. Comprende únicamente los necesarios para dar apoyo técnico y administrativo a la obra en campo.

- Gastos técnicos y administrativos.
- Depreciaciones, alquileres y mantenimiento.
- Obligaciones y seguros.
- Materiales de consumo.
- Capacitación y producción.
- Previsiones.

Administración y gastos generales de obra. Son los necesarios para la dirección, supervisión y administración de la obra.

- Honorarios y sueldos.
- Instalaciones y obras provisionales.
- Transportes, fletes y acarreos.
- Gastos de oficina.

Fianzas y seguros. Se involucra dentro de ese grupo de cargos, a todas las erogaciones motivadas por fianzas y seguros, multas y recargos, regalías por el uso de patentes, etc.

Financiamiento. Está representado por un porcentaje de la suma de los costos directos e indirectos; aplicando una tasa de interés definida y en base a un indicador financiero definido, debiendo ser congruente con el programa general de ejecución de los trabajos que este valorizado con montos mensuales. El cálculo del financiamiento considerará los ingresos por el o los anticipos, durante el ejercicio del contrato, el pago de las estimaciones con la periodicidad, plazo de trámites y pago, y deduciendo la amortización del o los anticipos.

Utilidad. Es la ganancia estimada que debe percibir el contratista por la ejecución de los trabajos, así como las cargas impositivas del impuesto sobre la renta correspondientes, la participación a los trabajadores de las utilidades.

Impuestos. Los impuestos son una obligación que requiere pagarse al estado. Es obligación del patrón calcular, retener y enterar el Impuesto Sobre la Renta (ISR) provisional y definitivo (anual), a cargo de los trabajadores. Además debe presentar declaraciones anuales informativas sobre el crédito al salario pagado en efectivo a sus trabajadores.

Cargos adicionales. Generalmente se requieren por la inspección y auditoría.

Imprevistos. Entre los imprevistos se mencionan:

- a) **Naturales.** Que pueden ser prolongación en época de lluvias.
- b) **Económicas.** Que pueden ser variaciones menores al 5% en precios de adquisición de materiales, mano de obra equipos y subcontratos.
- c) **Humanas.** Que pueden ser errores en: cuantificación u omisión de conceptos del presupuesto; en la investigación del costo de los materiales, mano de obra, equipo y herramienta; en la integración de un análisis de costo; en la estimación de tiempo de construcción; en la estimación del rendimiento. Así como también ineficiencia en obra, en oficina central, renuncias de personal, enfermedades del personal, incomprensión de especificaciones y omisión de detalles.

VI.3.4.1 COSTOS INDIRECTOS POR ADMINISTRACIÓN CENTRAL

Para la valuación del costo de una organización central, sus gastos se pueden agrupar en cinco rubros principales, que en forma enunciativa y no limitativa, son los siguientes:

Gastos técnicos y administrativos. Son aquellos que representan la estructura ejecutiva, técnica y administrativa, tales como honorarios, sueldos y prestaciones de los siguientes rubros:

- Personal directivo.
- Personal técnico.
- Personal administrativo.
- Cuota patronal del Seguro Social y del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores.
- Prestaciones a que obliga la Ley Federal del Trabajo.
- Pasajes y viáticos
- Los que se deriven de la suscripción de contratos de trabajo.

Depreciaciones, alquiler y mantenimiento. Son aquellos costos por concepto de bienes, inmuebles, muebles y servicios necesarios para el buen desempeño de las funciones técnicas y administrativas de una empresa tales como:

- Edificios y locales.
- Locales de mantenimiento y guarda.
- Bodegas.
- Instalaciones generales.
- Equipos, muebles y enseres.
- Depreciación o renta y operaciones de vehículos.
- Campamentos.

Obligaciones y seguros. Son aquellos gastos obligatorios para la operación de la empresa y convenientes para la dilución de riesgos a través de seguros que

impidan una súbita descapitalización por siniestros. Estos son:

- Inscripción a la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción (CMIC).
- Cuotas a Colegios y Asociaciones Profesionales.
- Seguros de vida.
- Seguros contra accidentes.
- Seguros para automóviles.
- Seguros contra robo.
- Seguros contra incendio.

Materiales de consumo. Son aquellos costos en artículos de consumo, necesarios para el funcionamiento de la empresa, es decir gastos de oficina:

- Combustibles y lubricantes.
- Papelería y útiles de escritorios.
- Correos, fax, teléfono, telégrafos, radio comunicadores.
- Equipos de cómputo.
- Copias y duplicados.
- Luz, gas y otros consumos.
- Gastos de licitación.

Capacitación y promoción. En una empresa todo colaborador tiene derecho a capacitarse, en tanto esto se haga, la empresa mejorará su productividad. Entre los gastos de capacitación y promoción, se mencionan los siguientes:

- Cursos a obreros y empleados.
 - Costos de congreso a funcionarios.
 - Costos de actividades deportivas.
 - Honorarios extraordinarios.
 - Regalos anuales a clientes y empleados.
 - Atención a clientes.
 - Costos de concursos y proyectos no realizados.
-

VI.3.4.2 COSTOS INDIRECTOS POR ADMINISTRACIÓN Y GASTOS GENERALES DE OBRA

Para la valuación del costo de una organización de obra, sus gastos se pueden agrupar en cuatro rubros principales, que en forma enunciativa y no limitativa, son los siguientes:

Gastos técnicos y administrativos. Son aquellos que representan la estructura ejecutiva, técnica y administrativa, tales como honorarios, sueldos y prestaciones de los siguientes rubros:

- Personal directivo.
- Personal técnico.
- Personal administrativo.
- Cuota patronal del Seguro Social y del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores.
- Prestaciones a que obliga la Ley Federal del Trabajo.
- Pasajes y viáticos
- Los que se deriven de la suscripción de contratos de trabajo.

Instalaciones y obras provisionales. Para proteger los intereses del cliente y de la empresa constructora, así como también para mejorar la productividad de la obra, se hacen necesarios gastos de instalaciones provisionales, tales como:

- Cerca perimetral y puertas.
 - Caseta de vigilancia.
 - Oficinas.
 - Bodegas cubiertas y descubiertas.
 - Dormitorios, sanitarios, comedores y cocinas.
 - Instalaciones hidráulico-sanitarias.
 - Instalaciones eléctricas.
 - Caminos de acceso.
-
-

Gastos por transportes. Son aquellos gastos para obras foráneas por concepto de traslado de personal en general. Así como el establecimiento de vínculos constantes entre oficina central y obra, además el abasto de equipo idóneo de la bodega central a la obra y viceversa. Enunciando los siguientes rubros:

- Pasajes de transportes en general.
- Pago de mudanzas.
- Peajes.
- Consumo de combustibles y lubricantes.
- Transporte de equipos mayores y menores.

Gastos de oficina. En la etapa constructiva, se requiere hacer gastos de oficina, así como de energéticos, equipos especiales y requerimientos locales que en forma indispensable necesita la obra tales como:

- Consumo de energía eléctrica, de agua y otros servicios.
- Equipos fotográficos
- Papelería y útiles de escritorios.
- Alquiler o depreciaciones de transformadores provisionales.
- Equipos de cómputo.
- Equipos de laboratorios.
- Señalizaciones y letreros.

Otro rubro que esta incluido en los costos, tanto de la administración central como de obra, es el de los servicios, tales como son:

- Consultores, asesores, servicios y laboratorios.
- Estudios de investigaciones.

VI.3.4.3 FIANZAS EN MATERIA DE CONSTRUCCIÓN

El incumplimiento de las condiciones de un contrato implica un riesgo que la contratante evita por medio de fianzas y siendo éstas una erogación para la parte

contratista, deben ser elementos del costo. Se puede distinguir los siguientes tipos de fianzas:

- a) **Fianza de anticipo.** Esta fianza garantiza el buen uso del dinero recibido y su debida aplicación en la obra contratada.
- b) **Fianza de cumplimiento.** Esta fianza garantiza la entrega de la obra y su correcta ejecución en el tiempo estipulado en el contrato.
- c) **Fianza de garantía de conservación.** Esta fianza garantiza únicamente los vicios ocultos imputables al contratista que puedan aparecer en la obra ya ejecutada y recibida, durante el tiempo pactado en el contrato, la fianza se expedirá mediante el acta de entrega de la obra.
- d) **Fianza de pena convencional.** Esta fianza garantiza el pago de penalidades pactadas en el contrato, generalmente por atrasos en la entrega de las obras.
- e) **Fianza por seriedad de la propuesta.** Esta fianza hace las veces de un cheque certificado para garantizar la seriedad de una proposición ante un concurso.

Generalmente los porcentajes y el tipo de fianzas, varían de acuerdo al tipo de obra, magnitud e importancia. Se presenta a continuación la Tabla VI.13 “Cálculo de los costos indirectos”.

VI.3.4.4 COSTO POR FINANCIAMIENTO

Antes y durante la ejecución de los trabajos de construcción, se efectúan fuertes erogaciones. La estricta vigilancia y supervisión de las inversiones en las obras, es también requerimiento indispensable que obliga a esperar un lapso para cobrar la obra ejecutada, lo que convierte la empresa en un financiero a corto plazo que forzosamente devenga intereses.

TABLA VI.13 CÁLCULO DE LOS COSTOS INDIRECTOS

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO

FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993
FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993
PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días

DESGLOSE DE COSTOS INDIRECTOS

MONTO DE LA OBRA A C.D. \$ 360,701.87

CONCEPTO	TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS			
	ADMINISTRACION OFICINA CENTRAL		ADMINISTRACION OFICINA DE CAMPO	
	MONTO	PORCENTAJE	MONTO	PORCENTAJE
I. HONORARIOS SUELDOS Y PRESTACIONES				
a. Personal directivo incluye: Prestaciones	\$ 5,000.00	1.39%	\$ -	0.00%
b. Personal técnico incluye: Prestaciones	\$ 5,000.00	1.39%	\$ -	0.00%
c. Personal administrativo incluye: Prestaciones	\$ 5,000.00	1.39%	\$ -	0.00%
d. Cuota Patronal del Seguro Social del inciso a, b y c (consideradas)	\$ -	0.00%	\$ -	0.00%
e. Prestaciones de la LFT del inciso a, b y c (consideradas)	\$ -	0.00%	\$ -	0.00%
f. Pasajes y viáticos (consideradas)	\$ -	0.00%	\$ 50,000.00	13.86%
g. Los que deriven de suscripción de contratos de trabajo del inciso a,b y c.				
SUBTOTALES	\$ 15,000.00		\$ 50,000.00	
II. DEPRECIACION, MANTENIMIENTO Y RENTAS				
a. Edificios y Locales	721.40	0.20%	901.75	0.25%
b. Locales de Mantenimiento y Guarda	360.70	0.10%	901.75	0.25%
c. Bodegas	270.53	0.08%	901.75	0.25%
d. Instalaciones Generales	288.56	0.08%	901.75	0.25%
e. Muebles y enseres	162.32	0.05%	901.75	0.25%
f. Depreciación o Renta, y Operación de Vehículos	216.42	0.06%	901.75	0.25%
g. Campamentos			901.75	0.25%
SUBTOTALES	2,019.93		6,312.25	
III. SERVICIOS				
a. Consultores,Asesores, Servicio y Laboratorios	1,803.51	0.50%	1,803.51	0.50%
b. Estudios e Investigación	1,803.51	0.50%	1,803.51	0.50%
SUBTOTALES	3,607.02		3,607.02	
IV. FLETES Y ACARREOS				
a. De Campamentos	0.00	0.00%	901.75	0.25%
b. De Equipo de Construcción	0.00	0.00%	0.00	0.00%
c. De Plantas y elementos para Instalaciones	0.00	0.00%	901.75	0.25%
d. De mobiliario	0.00	0.00%	901.75	0.25%
SUBTOTALES	0.00		2,705.25	
V. GASTOS OFICINA				
a. Papelería y útiles de escritorio	0.00	0.00%	541.05	0.15%
b. Correos, fax, teléfonos, telégrafos, radio.	0.00	0.00%	90.18	0.03%
c. equipo de computación	0.00	0.00%	90.18	0.03%
d. Situación de fondos	0.00	0.00%	0.00	0.00%
e. Copias y duplicados	0.00	0.00%	180.35	0.05%
f. Luz, gas y otros consumos	0.00	0.00%	180.35	0.05%
g. Gastos de la licitación	1,082.11	0.30%	0.00	0.00%
SUBTOTALES	1,082.11		1,082.11	
VI. CAPACITACION Y ADIESTRAMIENTO	0.00	0.00%	901.75	0.25%
VII. SEGURIDAD E HIGIENE	0.00	0.00%	901.75	0.25%
VIII. SEGUROS Y FIANZAS				
a. Primas por Seguro	9,558.60	2.65%	0.00	0.00%
b. Primas por Fianzas	9,558.60	2.65%	0.00	0.00%
SUBTOTALES	19,117.20		0.00	
IX. TRABAJOS PREVIOS Y AUXILIARES				
a. Construcción y conservación de caminos de acceso	0.00	0.00%	0.00	0.00%
b. Montaje y desmantelamiento de equipo	0.00	0.00%	0.00	0.00%
c. Construcción de Instalaciones generales				
1. De Campamentos	0.00	0.00%	721.40	0.20%
2. De equipo de construcción	0.00	0.00%	0.00	0.00%
3. De plantas y elementos para instalaciones	0.00	0.00%	793.54	0.22%
4. Letrero nominativo de obra	0.00	0.00%	353.49	0.10%
SUBTOTALES	0.00		1,868.43	
TOTALES	40,826.26	11.32%	67,378.56	18.68%
TOTALES \$		108,204.82	% INDIRECTO	30.00%

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

El financiamiento es un factor de costo importante, cuya imprevisión puede tener consecuencias negativas en los resultados finales de la obra, ocasionando pérdidas a la misma. El monto de los financiamientos dependerá en cada caso particular, de la relación que exista entre el programa previsto de erogaciones y el programa esperado de ingresos, dependiendo el primero del programa general de la obra, y el segundo de la forma de pago establecida en el contrato.

La manera conveniente de calcular el costo del financiamiento, y por el cual se realizará el análisis para el proyecto de instrumentación, es apoyándose en un “flujo de caja” de la obra, en el cual se registran en función del tiempo, el programa de egresos y recuperación esperado. Posteriormente obteniendo las diferencias entre ingresos y egresos, se acumulan y multiplican por la tasa de interés vigente en el momento de efectuar el análisis. El costo, así obtenido, en relación con el monto total de la obra, proporciona el porcentaje que por este concepto debe afectar los costos indirectos.

El costo por financiamiento deberá estar representado por un porcentaje de la suma de los costos directos e indirectos y corresponderá a los gastos derivados por la inversión de recursos propios o contratados, que realiza el contratista para dar cumplimiento al programa de ejecución de los trabajos calendarizados y valorizados por periodos, debiendo fijar la tasa de interés con base a un indicador económico específico, la cual permanecerá constante en la integración de los precios.

El procedimiento para el análisis, cálculo e integración del costo por financiamiento será de la siguiente manera:

- a) El costo por financiamiento permanecerá constante durante la ejecución de los trabajos, y únicamente se ajustará en los siguientes casos:
 - 1) Cuando varíe la tasa de interés.
 - 2) Cuando no se entreguen los anticipos durante el primer trimestre de cada

ejercicio subsecuente al del inicio de los trabajos.

- b) Para el análisis, cálculo e integración del porcentaje del costo por financiamiento se deberá considerar lo siguiente:
- 1) Que la calendarización de egresos esté acorde con el programa de ejecución de los trabajos y con el plazo indicado en la propuesta del contratista.
 - 2) Que el porcentaje del costo por financiamiento se obtenga de la diferencia que resulte entre los ingresos y egresos, afectado por la tasa de interés propuesta por el contratista, y dividida entre el costo directo más los costos indirectos.
 - 3) Que se integre por los siguientes ingresos:
 - Los anticipos que se otorgarán al contratista durante el ejercicio del contrato.
 - El importe de las estimaciones a presentar, considerando los plazos de formulación, aprobación por parte de la dependencia, trámite y pago, deduciendo además la amortización de los anticipos concedidos.
 - 4) Que se integre por los siguientes egresos:
 - Los gastos que impliquen los costos directos e indirectos.
 - Los anticipos que eroga el contratista para la compra de maquinaria o equipo e instrumentos de instalación permanente que en su caso requieran, los cargos adicionales.
 - En general, cualquier otro gasto requerido según el programa de ejecución.
- c) El costo por financiamiento permanecerá constante durante la ejecución de los trabajos, y únicamente se ajustará en los siguientes casos:
- 1) Cuando varíe la tasa de interés.
 - 2) Cuando no se entreguen los anticipos durante el primer trimestre de cada ejercicio subsecuente al del inicio de los trabajos.
- d) Para el análisis, cálculo e integración del porcentaje del costo por financiamiento se deberá considerar lo siguiente:
-
-

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

- 1) Que la calendarización de egresos esté acorde con el programa de ejecución de los trabajos y con el plazo indicado en la propuesta del contratista.
- 2) Que el porcentaje del costo por financiamiento se obtenga de la diferencia que resulte entre los ingresos y egresos, afectado por la tasa de interés propuesta por el contratista, y dividida entre el costo directo más los costos indirectos.
- 3) Que se integre por los siguientes ingresos:
- 4) Los anticipos que se otorgarán al contratista durante el ejercicio del contrato.
- 5) El importe de las estimaciones a presentar, considerando los plazos de formulación, aprobación por parte de la dependencia, trámite y pago, deduciendo además la amortización de los anticipos concedidos.
- 6) Que se integre por los siguientes egresos:
 - Los gastos que impliquen los costos directos e indirectos.
 - Los anticipos que eroga el contratista para la compra de maquinaria o equipo e instrumentos de instalación permanente que en su caso requieran, los cargos adicionales.
 - En general, cualquier otro gasto requerido según el programa de ejecución.

En la Tabla VI.14 “Cálculo del Financiamiento” se muestra el cálculo del financiamiento mediante un flujo de caja.

VI.3.4.5 COSTO POR UTILIDAD

La utilidad en su concepción más general, es el objeto y la razón de toda obra ejecutada. Y representa la plusvalía del contratista y de los trabajadores que en la obra participan.

TABLA VI.14 CÁLCULO DEL FINANCIAMIENTO

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO

Inicio: 17-May-93 Terminación: 02-Dic-93 Duración: 200 Días

COSTO DIRECTO DE LA OBRA:	360,701.87	TASA DE INTERES USADA (Anual) =	10.0300%	% APLICABLE AL PERIODO
INDIRECTO DE OBRA:	30.0000%	+ PUNTOS DEL BANCO =	0.0000%	1.1267%
COSTO DIRECTO +INDIRECTO:	488,912.43	TASA DE INTERES DIARIA =	0.0275%	LOP ART. 54 P. 1 y 2
MONTO TOTAL DE LA OBRA:	520,678.53	DÍAS PARA PAGO DE ESTIMACIONES:	41	

ANTICIPOS

1a. ASIGNACION	MONTO A EJERCER		IMPORTE DE ANTICIPOS		INDICADOR ECONOMICO
	1er EJERCICIO	2do EJERCICIO	1er EJERCICIO	2do EJERCICIO	
0.00%	520,678.53	0.00	0.00	0.00	
%Am1= AMORTIZACION					
Spa1=Saldo por Amortizar del 1er. Ejercicio					
1er Ejercicio					
%Am2= AMORTIZACION					
2do Ejercicio					
%Am1= (Anticipo / 1er + 2do Ejercicio)					
Ipa2=Importe por Amortizar en el 2do. Ejercicio					
Ipa2=Spa1+2do.anticipo					
0.00					
0.0000%					

PERIODO	ANTICIPOS	PRODUCCION ESTIMADA	TASA DE AMORTIZACION	AMORTIZACION	COBROS	GASTOS DE OBRA (CD+I)	ANTICIPO PROVEEDORES *	DIFERENCIA	DIFERENCIA ACUMULADA	FINANCIAMIENTO
0	0.00	0.00	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAYO	0.00	16,282.71	0.0000	0.00	0.00	14,663.88	0.00	-14,663.88	-14,663.88	-165.21
JUNIO	0.00	21,625.16	1.0000	0.00	16,282.71	19,475.18	0.00	-3,192.47	-17,866.34	-201.18
JULIO	0.00	26,615.96	1.0000	0.00	21,625.16	23,969.79	0.00	-2,344.63	-20,200.97	-227.60
JULIO	0.00	35,353.10	1.0000	0.00	26,615.96	31,838.28	0.00	-5,222.32	-25,423.29	-286.43
JULIO	0.00	43,892.66	1.0000	0.00	35,353.10	39,528.83	0.00	-4,175.73	-29,599.02	-333.48
AGOSTO	0.00	42,839.30	1.0000	0.00	43,892.66	38,580.20	0.00	5,312.46	-24,286.56	-273.63
AGOSTO	0.00	43,892.66	1.0000	0.00	42,839.30	39,528.83	0.00	3,310.47	-20,976.09	-236.33
SEPTIEMBRE	0.00	42,839.30	1.0000	0.00	43,892.66	38,580.20	0.00	5,312.46	-15,663.63	-176.48
SEPTIEMBRE	0.00	42,839.30	1.0000	0.00	42,839.30	38,580.20	0.00	4,259.10	-11,404.52	-128.49
OCTUBRE	0.00	39,524.69	1.0000	0.00	42,839.30	35,595.13	0.00	7,244.17	-4,160.35	-46.87
OCTUBRE	0.00	23,581.37	1.0000	0.00	39,524.69	21,236.90	0.00	18,287.79	14,127.44	0.00
NOVIEMBRE	0.00	4,313.87	1.0000	0.00	23,581.37	3,884.98	0.00	19,696.39	33,823.83	0.00
NOVIEMBRE	0.00	4,313.87	1.0000	0.00	4,313.87	3,884.98	0.00	428.89	34,252.71	0.00
DICIEMBRE	0.00	1,434.71	1.0000	0.00	4,313.87	1,292.07	0.00	3,021.80	37,274.51	0.00
DICIEMBRE	0.00	0.00	1.0000	0.00	1,434.71	0.00	0.00	1,434.71	38,709.22	0.00
TOTALES	0.00	389,348.66			389,348.66	350,639.44	0.00		(-)	-2,075.69

PORCENTAJE DE FINANCIAMIENTO=	INTERES NETO A PAGAR
	0.00
	2,075.69
	468,912.43
	%
	0.44%

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

.El cargo por utilidad, es la ganancia que debe recibir el contratista por la ejecución eficaz y adecuada del concepto de trabajo, será fijado por el propio contratista y estará representado por un porcentaje sobre la suma de los costos directos, indirectos y de financiamiento, estando inmersa la utilidad neta, los cargos impositivos sobre el Impuesto Sobre la Renta (ISR), y la Participación de los Trabajadores en la Utilidad (PTU). Entonces la utilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$\%U = Up\% / (1 - (ISR + PTU)) \quad \text{ecuación VI.13}$$

Donde:

%U = Representa el porcentaje de utilidad.

Up% = Representa la utilidad propuesta.

ISR = Representa el Impuesto Sobre la Renta.

PTU = Representa la Participación de los Trabajadores en la Utilidad.

En la Tabla VI.15 “Cálculo de la utilidad”, se muestra la utilidad para el caso de la instrumentación en un túnel.

VI.3.4.6 CARGOS ADICIONALES

Los cargos adicionales son las erogaciones que debe realizar el contratista, por estar convenidas como obligaciones adicionales o porque derivan de un impuesto o derecho que se cause con motivo de la ejecución de los trabajos. Únicamente quedarán incluidos aquellos cargos que deriven de ordenamientos legales aplicables o de disposiciones administrativas que emitan autoridades competentes en la materia, como impuestos locales y federales y gastos de inspección y supervisión.

Los importes obtenidos de los cargos adicionales de cada una de las estimaciones no deberán ser afectados por los porcentajes determinados para los costos indirectos y de financiamiento ni por el cargo de utilidad.

TABLA VI.15 CÁLCULO DE LA UTILIDAD

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO				
FECHA DE INICIO: 16 de mayo de 1993		PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días		
FECHA DE TÉRMINO: 1 de diciembre de 1993				
DETERMINACION DEL CARGO POR UTILIDAD				
CLAVE	CONCEPTO	FORMULA	IMPORTE	%
CD	COSTO DIRECTO		360,701.87	
CI	I.-INDIRECTO		108,210.56	30.00%
CF	II.-FINANCIAMIENTO		2,075.69	0.44%
Up%	UTILIDAD PROPUESTA ISR= IMPUESTO SOBRE LA RENTA PTU= PARTICIPACION DE LOS TRABAJADORES EN LA UTILIDAD		34.00% 10.00%	5.60%
%U	UTILIDAD = Up% / [1 - (ISR+PTU)]	$\%U = 5.6 \% / [1 - (34\% + 10\%)]$		10.00%
CU	CARGO POR UTILIDAD (Costo dir.Obra+Indirecto+Financiamiento)*% Utilidad)	$(\$ 360,701.87 + \$ 108,210.56 + \$ 2,075.69) * 10\% =$	47,098.81	
TOTAL UTILIDAD			47,098.81	
PORCENTAJE TOTAL DE UTILIDAD (%=Total utilidad * 100 / (CD+(I-Indirecto+Financiamiento)*% Utilidad)				10.00%

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

Entonces estos cargos deberán adicionarse al precio unitario después de la utilidad, y solamente serán ajustados cuando las disposiciones legales que les dieron origen, establezcan un incremento o decremento para los mismos.

Se muestra en la tabla siguiente el cálculo de los cargos adicionales para el caso de este tema. Ver Tabla VI.16 “Cálculo de los cargos adicionales”.

TABLA VI.16 CÁLCULO DE LOS CARGOS ADICIONALES

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO				
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días				
DETERMINACIÓN DE CARGOS ADICIONALES				
CLAVE	CONCEPTO	FORMULA	IMPORTE	%
CD	COSTO DIRECTO		360,701.87	
CI	I.-INDIRECTO		108,210.56	30%
CF	II.-FINANCIAMIENTO		2,075.69	0.4427%
UT	III.- UTILIDAD TOTAL		47,098.81	10%
		Subtotal	518,086.94	
	CARGOS ADICIONALES APORTACIONES POR CONCEPTO DE: SERVICIO DE VIGILANCIA, INSPECCION Y CONTROL SECRETA DE LA FUNCION PUBLICA (SFP) CSEC=Subtotal/(1-.005)-Subtotal).	$518,086.94 / (1 - .005) - \$ 518,086.9$	2,603.45	0.5025%
	TOTAL DE CARGOS ADICIONALES		2,603.45	0.5025%

VI.3.5 PROGRAMACIÓN DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO

Un proyecto de construcción involucra el uso de materiales, mano de obra, ya sea especializada o no, y de equipo con nuevas tecnologías. Por lo que es necesario contar con una planeación, programación y control de obra para poder administrar el uso de los recursos materiales y humanos en cierto tiempo establecido, así

como un medio de comunicación con el cual se puede transferir lo que se pretende hacer, las formas y fechas adecuadas.

Por otra parte, para administrar un proyecto, es necesario saber el tamaño, alcance y tipo de proyecto. Si no se tiene idea de lo anterior, no es posible elaborar un presupuesto acertado, ni una planeación del mismo. Una planeación precisa del proyecto se elabora con base a los planos y especificaciones.

También se debe tomar en cuenta que, conforme pasa el tiempo, los costos de mano de obra, y los precios de los materiales y equipo tienden a incrementarse, y que la ganancia en una obra consiste en el máximo aprovechamiento de los recursos, materiales y humanos, con la finalidad de minimizar costos. De tal manera que con la planeación, programación y control de obra adecuados se pueden determinar los materiales, mano de obra y equipos convenientes en cuanto a operación y costo. De la misma forma se pueden mejorar procesos constructivos que mejoren el rendimiento de la de mano de obra y maquinaria mediante la ayuda de nuevas tecnologías y equipos a utilizarse, además de coordinar a las diferentes partes involucradas en el proyecto, y delegar responsabilidades a las mismas.

Hacer una buena planeación permite prever ciertos sucesos desfavorables como imprevistos que están fuera de control del contratista. De igual forma, si se cuenta con una planeación adecuada de la obra se pueden hacer correcciones por los diferentes imprevistos que puedan presentarse.

En resumen la planeación, programación y control pretende:

- Administrar recursos materiales y humanos.
- Establecer una comunicación efectiva y coordinar a las diferentes partes del proyecto.
- Resolver problemas ocasionados por imprevistos.
- Mejorar u optimizar cada etapa del proyecto conforme se va avanzando.

Como ya se ha mencionado, para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan con el cual se pueda programar y controlar toda la obra.

Los términos planeación, programación y control, deben ir ligados entre sí, y deben trabajar como un conjunto. Precizando la función que cada uno desempeña en un proceso productivo constructivo, se llega a las siguientes definiciones:

Planeación. Se entiende como planeación a la formulación de un curso de acción que sirva de guía para la realización del proyecto. Se deben tomar en cuenta las condiciones del entorno, de accesibilidad, de disponibilidad de materiales y mano de obra y equipos, así como el determinar eventos relevantes, restricciones y limitaciones. Enunciando las actividades que constituyen el proceso y el orden en que deben efectuarse (secuencia). Además consiste en la elaboración de una estrategia general, utilizando las actividades de la obra, con la finalidad de estimar los tiempos de realización de cada una.

Programación. Después de tener elaborada la planeación de la obra se procede a realizar la programación de la misma. La programación es la distribución lógica, sistemática y factible de los tiempos de iniciación, terminación y por consiguiente de duración de cada una de las actividades que forma un proceso, en forma independiente, y apoyado en la elaboración de redes y diagramas en los que se esquematicen dichas actividades en las que se divide el proyecto, especificando el tipo de relación entre una y otra, así como sus restricciones. Además de la elaboración de tablas y gráficas de control integradas por los programas de materiales, mano de obra, equipos y financiamiento.

Tanto la planeación como la programación se realizan antes de comenzar la obra y servirán para controlar la misma. Son continuas pues se puede replanear y reprogramar durante todo el tiempo que duren los trabajos, y dependiendo de problemas que puedan presentarse.

Control. El control consiste en medir el avance, registrarlo y compararlo continuamente con lo estimado en la programación, todo con el objetivo de cuidar que se cumpla con lo planeado y por ende lo programado. Se realiza mediante la elaboración de tablas o gráficas que permiten conocer las consecuencias de un atraso o un adelanto en cualquier actividad de un proceso productivo, y tomar las correspondientes decisiones. Permite medir, reportar y prevenir posibles variaciones en el tiempo y costo de la obra. Este proceso es continuo pues permite prever cambios correctivos.

El resultado de aplicar la programación a un proceso productivo se ve reflejado en los siguientes programas de las actividades, tanto a nivel técnico, como a nivel económico.

VI.4 PRESUPUESTO

Una vez desarrollado todo lo anterior, se cuentan ahora con las bases necesarias para formular un presupuesto a costos actuales y que considera los elementos señalados por las especificaciones.

En las siguientes tablas se presenta el resultado de aplicar el análisis a precios unitarios, presentando todos y cada uno de estos, y que en resumen forman el presupuesto final.

Como resultado de haber aplicado la ingeniería de costos, el presupuesto obtenido para la instrumentación en un túnel, que sirve para evaluar las deformaciones producto de las excavaciones, es de \$598,780.31 (Impuesto al Valor Agregado incluido) pesos en moneda nacional.

Se concluye que el presupuesto es aceptable pues se consideraron todos los factores que intervienen directamente en la instrumentación tales como especificaciones, materiales, mano de obra y equipo necesarios. Por lo que el presupuesto se obtuvo de manera específica.

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

TABLA VI.17 MATRIZ DE SECCIONES DE CONVERGENCIA

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO																																																																					
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días																																																																					
ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO																																																																					
01-001	Suministro e instalación de sistema de instrumentación en secciones de convergencia, para realizar mediciones con distanciómetro, incluye: barrenos, pernos de acero, alambre invar, calibración y mantenimiento, desmontaje, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.					Unidad: Sección																																																															
Código	Concepto	Unidad	Costo	Cantidad	Importe	%																																																															
MATERIALES																																																																					
MA - 001	Taquetes de expansión	pza	\$ 0.85	3.00	\$ 2.55	1.19%																																																															
MA - 002	Pernos de acero inoxidable 1/2" x 4" (1.27 x 10.16 cm)	pza	\$ 25.00	3.00	\$ 75.00	35.00%																																																															
MA - 003	Mortero epóxico	kg	\$ 8.90	0.50	\$ 4.45	2.08%																																																															
MA - 004	Pintura roja	litro	\$ 48.28	0.25	\$ 12.07	5.63%																																																															
Subtotal materiales=					\$ 94.07	43.90%																																																															
MANO DE OBRA																																																																					
MO - 001	Técnico especializado en instrumentación	jor	\$ 544.87	0.125	\$ 68.11	31.79%																																																															
MO - 002	Ayudante especializado en instrumentación	jor	\$ 329.42	0.125	\$ 41.18	19.22%																																																															
Subtotal mano de obra=					\$ 109.29	51.00%																																																															
	Herramienta menor	%MO	\$ 109.29	0.05	\$ 5.46	2.55%																																																															
	Equipo de seguridad	%MO	\$ 109.29	0.05	\$ 5.46	2.55%																																																															
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Costo directo</td> <td></td> <td style="width: 15%;"></td> <td style="width: 15%; text-align: right;">\$ 214.28</td> <td style="width: 15%; text-align: right;">100.00%</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Indirectos</td> <td style="text-align: right;">30.00%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 64.28</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 278.56</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Financiamiento</td> <td style="text-align: right;">0.44%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 1.23</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 279.79</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Utilidad</td> <td style="text-align: right;">10.00%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 27.98</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 307.77</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Cargos adicionales</td> <td style="text-align: right;">0.50%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 1.55</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Precio unitario</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 309.32</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>							Costo directo			\$ 214.28	100.00%			Indirectos	30.00%		\$ 64.28				Subtotal			\$ 278.56				Financiamiento	0.44%		\$ 1.23				Subtotal			\$ 279.79				Utilidad	10.00%		\$ 27.98				Subtotal			\$ 307.77				Cargos adicionales	0.50%		\$ 1.55				Precio unitario			\$ 309.32			
Costo directo			\$ 214.28	100.00%																																																																	
Indirectos	30.00%		\$ 64.28																																																																		
Subtotal			\$ 278.56																																																																		
Financiamiento	0.44%		\$ 1.23																																																																		
Subtotal			\$ 279.79																																																																		
Utilidad	10.00%		\$ 27.98																																																																		
Subtotal			\$ 307.77																																																																		
Cargos adicionales	0.50%		\$ 1.55																																																																		
Precio unitario			\$ 309.32																																																																		

TABLA VI.18 MATRIZ DE BANCOS DE NIVEL

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO																																										
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días																																										
ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO																																										
01-002	Suministro y colocación de bancos de nivel superficiales, elaborados según detalle, incluye:concreto de resistencia f'c = 150 kg/cm ² , varilla de acero límite de fluencia fy = 4,200 kg/cm ² de 3/8" (0.95 cm), moldes de plástico, pintura, excavación y relleno, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.					Unidad: Pza																																				
Código	Concepto	Unidad	Costo	Cantidad	Importe	%																																				
MATERIALES																																										
MA - 005	Arena	m ³	\$ 154.00	0.1206	\$ 18.57	4.62%																																				
MA - 006	Grava 3/4" (1.91 cm)	m ³	\$ 154.00	0.1684	\$ 25.93	6.46%																																				
MA - 007	Cemento gris	ton	\$ 1,422.36	0.0812	\$ 115.50	28.75%																																				
MA - 008	Agua	m ³	\$ 20.00	0.0528	\$ 1.06	0.26%																																				
MA - 009	Varilla de 3/8" de diámetro (0.15 cm)	kg	\$ 8.03	1.1400	\$ 9.15	2.28%																																				
MA -010	Molde cilíndrico de plástico	pza	\$ 15.00	1.0000	\$ 15.00	3.73%																																				
MA - 004	Pintura roja	litro	\$ 48.28	0.1000	\$ 4.83	1.20%																																				
Subtotal materiales=					\$ 190.04	47.31%																																				
MANO DE OBRA																																										
MO - 003	Ingeniero topógrafo	jor	\$ 544.87	0.2000	\$ 108.97	27.13%																																				
MO - 004	Estadaleiro	jor	\$ 221.82	0.2000	\$ 44.36	11.04%																																				
MO - 005	Ayudante en general	jor	\$ 195.44	0.2000	\$ 39.09	9.73%																																				
Subtotal mano de obra=					\$ 192.42	47.90%																																				
	Herramienta menor	%MO	\$ 192.42	0.05	\$ 9.62	2.39%																																				
	Equipo de seguridad	%MO	\$ 192.42	0.05	\$ 9.62	2.39%																																				
<table style="margin-left: auto; margin-right: 0;"> <tr> <td>Costo directo</td> <td></td> <td>\$ 401.70</td> <td>100.00%</td> </tr> <tr> <td>Indirectos</td> <td>30.00%</td> <td>\$ 120.51</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td>\$ 522.21</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Financiamiento</td> <td>0.44%</td> <td>\$ 2.31</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td>\$ 524.52</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Utilidad</td> <td>10.00%</td> <td>\$ 52.45</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td>\$ 576.97</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Cargos adicionales</td> <td>0.50%</td> <td>\$ 2.90</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Precio unitario</td> <td></td> <td>\$ 579.87</td> <td></td> </tr> </table>							Costo directo		\$ 401.70	100.00%	Indirectos	30.00%	\$ 120.51		Subtotal		\$ 522.21		Financiamiento	0.44%	\$ 2.31		Subtotal		\$ 524.52		Utilidad	10.00%	\$ 52.45		Subtotal		\$ 576.97		Cargos adicionales	0.50%	\$ 2.90		Precio unitario		\$ 579.87	
Costo directo		\$ 401.70	100.00%																																							
Indirectos	30.00%	\$ 120.51																																								
Subtotal		\$ 522.21																																								
Financiamiento	0.44%	\$ 2.31																																								
Subtotal		\$ 524.52																																								
Utilidad	10.00%	\$ 52.45																																								
Subtotal		\$ 576.97																																								
Cargos adicionales	0.50%	\$ 2.90																																								
Precio unitario		\$ 579.87																																								

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

TABLA VI.19 MATRIZ DE REFERENCIAS SUPERFICIALES

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO						
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días						
ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO						
01-003	Suministro y colocación de referencias superficiales sobre elementos de concreto y/o asfalto a base de tornillos de 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm), elaboradas según detalle, incluye: pintura, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.					Unidad: Pza
Código	Concepto	Unidad	Costo	Cantidad	Importe	%
MATERIALES						
MA - 011	Tornillo 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm)	pza	\$ 0.50	1.0000	\$ 0.50	1.89%
MA - 004	Pintura roja	litro	\$ 48.28	0.1000	\$ 4.83	18.23%
Subtotal materiales=					\$ 5.33	20.11%
MANO DE OBRA						
MO - 003	Ingeniero topógrafo	jor	\$ 544.87	0.0200	\$ 10.90	41.13%
MO - 004	Estadaleiro	jor	\$ 221.82	0.0200	\$ 4.44	16.75%
MO - 005	Ayudante en general	jor	\$ 195.44	0.0200	\$ 3.91	14.75%
Subtotal mano de obra=					\$ 19.25	72.64%
	Herramienta menor	%MO	\$ 19.25	0.05	\$ 0.96	3.62%
	Equipo de seguridad	%MO	\$ 19.25	0.05	\$ 0.96	3.62%
Costo directo \$ 26.50 100.00% Indirectos 30.00% \$ 7.95 Subtotal \$ 34.45 Financiamiento 0.44% \$ 0.15 Subtotal \$ 34.60 Utilidad 10.00% \$ 3.46 Subtotal \$ 38.06 Cargos adicionales 0.50% \$ 0.19 Precio unitario \$ 38.25						

TABLA VI.20 MATRIZ DE MEDICIONES EN SECCIONES DE CONVERGENCIA

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO							
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días							
ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO							
01-004	Medición con distanciómetro marca ISEH en secciones de convergencia para evaluar el comportamiento de la excavación del túnel, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.					Unidad: Registro	
Código	Concepto	Unidad	Costo	Cantidad	Importe	%	
MATERIALES							
MA - 012	Alambre de invar	m	\$ 5.00	0.0222	\$ 0.11	0.16%	
MA - 013	Hojas blancas tamaño carta	paquete	\$ 25.00	0.0020	\$ 0.05	0.07%	
Subtotal materiales=					\$ 0.16	0.24%	
MANO DE OBRA							
MO - 001	Técnico especializado en instrumentación	jor	\$ 544.87	0.0625	\$ 34.05	50.75%	
MO - 002	Ayudante especializado en instrumentación	jor	\$ 329.42	0.0625	\$ 20.59	30.69%	
MO - 006	Capturista	jor	\$ 248.64	0.0250	\$ 6.22	9.27%	
Subtotal mano de obra=					\$ 60.86	90.70%	
	Herramienta menor	%MO	\$ 60.86	0.05	\$ 3.04	4.53%	
	Equipo de seguridad	%MO	\$ 60.86	0.05	\$ 3.04	4.53%	
Costo directo \$ 67.10 100.00% Indirectos 30.00% \$ 20.13 Subtotal \$ 87.23 Financiamiento 0.44% \$ 0.39 Subtotal \$ 87.62 Utilidad 10.00% \$ 8.76 Subtotal \$ 96.38 Cargos adicionales 0.50% \$ 0.48 Precio unitario \$ 96.86							

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

TABLA VI.21 MATRIZ DE MEDICIONES EN REFERENCIAS SUPERFICIALES

<p style="text-align: center;">TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO</p> <p style="text-align: right;">FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días</p>																																										
ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO																																										
01-005	Nivelación en referencias superficiales con nivel óptico marca Wild, para evaluar el comportamiento de la superficie, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.					Unidad: Registro																																				
Código	Concepto	Unidad	Costo	Cantidad	Importe	%																																				
MATERIALES																																										
MA - 014	Libreta de nivel	pza	\$ 35.00	0.0313	\$ 1.09	0.10%																																				
Subtotal materiales=					\$ 1.09	0.10%																																				
MANO DE OBRA																																										
MO - 003	Ingeniero topógrafo	jor	\$ 544.87	1.0000	\$ 544.87	49.82%																																				
MO - 004	Estadaletero	jor	\$ 221.82	1.0000	\$ 221.82	20.28%																																				
MO - 005	Ayudante general	jor	\$ 195.44	1.0000	\$ 195.44	17.87%																																				
MO - 006	Capturista	jor	\$ 248.64	0.1250	\$ 31.08	2.84%																																				
Subtotal mano de obra=					\$ 993.21	90.82%																																				
	Herramienta menor	%MO	\$ 993.21	0.05	\$ 49.66	4.54%																																				
	Equipo de seguridad	%MO	\$ 993.21	0.05	\$ 49.66	4.54%																																				
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 40%;">Costo directo</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: right;">\$ 1,093.62</td> <td style="width: 10%; text-align: right;">100.00%</td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">Indirectos</td> <td style="padding-left: 10px;">30.00%</td> <td style="text-align: right;">\$ 328.09</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Subtotal</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 1,421.71</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">Financiamiento</td> <td style="padding-left: 10px;">0.44%</td> <td style="text-align: right;">\$ 6.29</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Subtotal</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 1,428.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">Utilidad</td> <td style="padding-left: 10px;">10.00%</td> <td style="text-align: right;">\$ 142.80</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Subtotal</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 1,570.80</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 20px;">Cargos adicionales</td> <td style="padding-left: 10px;">0.50%</td> <td style="text-align: right;">\$ 7.89</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="padding-left: 40px;">Precio unitario</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 1,578.69</td> <td></td> </tr> </table>							Costo directo		\$ 1,093.62	100.00%	Indirectos	30.00%	\$ 328.09		Subtotal		\$ 1,421.71		Financiamiento	0.44%	\$ 6.29		Subtotal		\$ 1,428.00		Utilidad	10.00%	\$ 142.80		Subtotal		\$ 1,570.80		Cargos adicionales	0.50%	\$ 7.89		Precio unitario		\$ 1,578.69	
Costo directo		\$ 1,093.62	100.00%																																							
Indirectos	30.00%	\$ 328.09																																								
Subtotal		\$ 1,421.71																																								
Financiamiento	0.44%	\$ 6.29																																								
Subtotal		\$ 1,428.00																																								
Utilidad	10.00%	\$ 142.80																																								
Subtotal		\$ 1,570.80																																								
Cargos adicionales	0.50%	\$ 7.89																																								
Precio unitario		\$ 1,578.69																																								

TABLA VI.22 MATRIZ DE INFORME FINAL

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO																																																												
FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días																																																												
ANÁLISIS DE CONCEPTOS DE TRABAJO																																																												
01-006	Informe final del resultado de la instrumentación, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.					Unidad: Informe																																																						
Código	Concepto	Unidad	Costo	Cantidad	Importe	%																																																						
MATERIALES																																																												
MA - 013	Hojas blancas tamaño carta	paquete	\$ 25.00	1.0000	\$ 25.00	0.17%																																																						
MA - 015	Disco compacto	pza	\$ 10.00	1.0000	\$ 10.00	0.07%																																																						
Subtotal materiales=					\$ 35.00	0.23%																																																						
MANO DE OBRA																																																												
MO - 007	Ingeniero proyectista	jor	\$ 652.58	15.0000	\$ 9,788.70	65.67%																																																						
MO - 006	Capturista	jor	\$ 248.64	15.0000	\$ 3,729.60	25.02%																																																						
Subtotal mano de obra=					\$ 13,518.30	90.70%																																																						
	Herramienta menor	%MO	\$ 13,518.30	0.05	\$ 675.92	4.53%																																																						
	Equipo de seguridad	%MO	\$ 13,518.30	0.05	\$ 675.92	4.53%																																																						
<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 40%;">Costo directo</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: right;">\$ 14,905.14</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: right;">100.00%</td> </tr> <tr> <td>Indirectos</td> <td style="text-align: right;">30.00%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 4,471.54</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 19,376.68</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Financiamiento</td> <td style="text-align: right;">0.44%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 85.76</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 19,462.44</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Utilidad</td> <td style="text-align: right;">10.00%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 1,946.24</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Subtotal</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 21,408.68</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Cargos adicionales</td> <td style="text-align: right;">0.50%</td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 107.58</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Precio unitario</td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: right;">\$ 21,516.26</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>							Costo directo			\$ 14,905.14		100.00%	Indirectos	30.00%		\$ 4,471.54			Subtotal			\$ 19,376.68			Financiamiento	0.44%		\$ 85.76			Subtotal			\$ 19,462.44			Utilidad	10.00%		\$ 1,946.24			Subtotal			\$ 21,408.68			Cargos adicionales	0.50%		\$ 107.58			Precio unitario			\$ 21,516.26		
Costo directo			\$ 14,905.14		100.00%																																																							
Indirectos	30.00%		\$ 4,471.54																																																									
Subtotal			\$ 19,376.68																																																									
Financiamiento	0.44%		\$ 85.76																																																									
Subtotal			\$ 19,462.44																																																									
Utilidad	10.00%		\$ 1,946.24																																																									
Subtotal			\$ 21,408.68																																																									
Cargos adicionales	0.50%		\$ 107.58																																																									
Precio unitario			\$ 21,516.26																																																									

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

TABLA VI.23 PRESUPUESTO

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO

FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993
 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993
 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días

PRESUPUESTO

Código	Concepto	Unidad	Precio Unitario	Cantidad	Importe	%
01-001	Suministro e instalación de sistema de instrumentación en secciones de convergencia, para realizar mediciones con distanciómetro, incluye: barrenos, pernos de acero, alambre invar, calibración y mantenimiento, desmontaje, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Sección	\$ 309.32	75	\$ 23,199.00	4.46%
01-002	Suministro y colocación de bancos de nivel superficiales, elaborados según detalle, incluye: concreto de resistencia f'c = 150 kg/cm ² , varilla de acero límite de fluencia fy = 4,200 kg/cm ² de 3/8" (0.95 cm), moldes de plástico, pintura, excavación y relleno, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Pza	\$ 579.87	3	\$ 1,739.61	0.33%
01-003	Suministro y colocación de referencias superficiales sobre elementos de concreto y/o asfalto a base de tornillos de 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm), elaboradas según detalle, incluye: pintura, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Pza	\$ 38.25	96	\$ 3,672.00	0.71%
01-004	Medición con distanciómetro marca Iseh en secciones de convergencia para evaluar el comportamiento de la excavación del túnel, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro	\$ 96.86	2,250	\$ 217,935.00	41.86%
01-005	Nivelación en referencias superficiales con nivel óptico marca Wild, para evaluar el comportamiento de la superficie, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro	\$ 1,578.69	160	\$ 252,590.40	48.51%
01-006	Informe final del resultado de la instrumentación, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Informe	\$ 21,516.26	1	\$ 21,516.26	4.13%
IMPORTE SIN IVA					\$ 520,652.27	100.00%
IVA (15%)					\$ 78,097.84	
IMPORTE TOTAL					\$ 598,750.11	

TABLA VI.24 PROGRAMA GENERAL DE ACTIVIDADES

TÚNEL LÍNEA 2, TRAMO 4 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MONTERREY, NUEVO LEÓN, MÉXICO		FECHA DE INICIO: 17 de mayo de 1993 FECHA DE TÉRMINO: 2 de diciembre de 1993 PLAZO DE EJECUCIÓN: 200 días															
Actividad	Unidad	Cantidad	mayo junio julio agosto septiembre octubre noviembre diciembre														
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Suministro e instalación de sistema de instrumentación en secciones de convergencia, para realizar mediciones con distanciómetro, incluye: barrenos, pernos de acero, alambre invar, calibración y mantenimiento, desmontaje, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Sección	75		4	4	10	10	10	10	10	7						
Suministro y colocación de bancos de nivel superficiales, elaborados según detalle, incluye:concreto de resistencia f'c = 150 kg/cm ² , varilla de acero limite de fluencia fy = 4,200 kg/cm ² de 3/8" (0.95 cm), moldes de plástico, pintura, excavación y relleno, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	pza	3		3							5						
Suministro y colocación de referencias superficiales sobre elementos de concreto y/o asfalto a base de tornillos de 5/8" x 4" (1.59 x 10.16 cm), elaboradas según detalle, incluye: pintura, materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	pza	96		17	18												
Medición con distanciómetro marca ISEH en secciones de convergencia para evaluar el comportamiento de la excavación del túnel, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro	2,250		60	120	210	300	300	300	300	255	105					
Nivelación en referencias superficiales con nivel óptico marca Wild, para evaluar el comportamiento de la superficie, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Registro	160		12	15	15	16	15	16	15	16	10					
Informe final del resultado de la instrumentación, incluye: materiales, mano de obra, equipo y herramienta.	Informe	1										0.3	0.3	0.3	0.3	0.1	0.1
												16	28	28	28	28	2

Se recomienda que ante cualquier obra de ingeniería, se apliquen los pasos desarrollados en el Capítulo VI “Ingeniería de Costos”, de manera similar, pues el objetivo del mismo es proporcionar la metodología a seguir cuando se requiere presupuestar y programar un proceso productivo de manera específica y enfocado a la ingeniería civil.

Una vez desarrollados todos los temas anteriores, se llega a las conclusiones generales. En ellas se habla de manera general de los resultados obtenidos en el presente trabajo.

CAPÍTULO VII

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

No cabe la menor duda de que la Ingeniería de Túneles ha progresado bastante en el siglo pasado, y que ha simplificado el problema de las vialidades, como la comunicación entre las localidades.

En el Capítulo I “Estudios preliminares para definir la Instrumentación”, se vio que el estudio geológico y geofísico debe tener una importancia tal que se tenga que considerar como primordial antes de la construcción de un túnel, ya que esta definirá la manera mas aproximada de formular las hipótesis para simplificar el cálculo tanto de las excavaciones como de los soportes, por lo tanto se recomienda que los estudios se realicen con los diferentes métodos conocidos hasta la fecha, con el objetivo de definir lo más cercano posible a la realidad la estratigrafía del eje del túnel, así mismo se deben tener en cuenta las cartas topográficas de las fallas geológicas que se encuentren en el sitio en estudio, ya que estas pueden representar una variación en el eje del trazo así como económicamente. Por otra parte, para los túneles que se construyen en los centros urbanos, se debe tener en cuenta las obras inducidas, por ejemplo, se pueden presentar zonas arqueológicas, las cuales no son homogéneas con la composición geológica del suelo, es decir, se pueden presentar hundimientos diferenciales, que pueden alterar las mediciones del sistema de instrumentación.

Desde la etapa de elaboración de proyecto, es recomendable hacer la planeación del sistema de instrumentación y mediciones, (como se explicó en el Capítulo II “Instrumentación”), a lo largo del eje del túnel y de estructuras aledañas, para el caso de una ciudad, ya que con éstas conoceremos el comportamiento del terreno durante la ejecución de la obra, y poder evaluar las deformaciones diferenciales y compararlo con el comportamiento previsto durante la elaboración del proyecto, además proporcionarán los valores máximos y mínimos en las secciones de convergencia y verificar que no sobrepasan el límite permisible para considerar a

las deformaciones riesgosas, y que pueden llevar desde tomar las medidas de seguridad muy costosas hasta cambiar completamente el proyecto. En el Capítulo V “Caso práctico: Túnel Línea 2, tramo 4 del metro de la ciudad de Monterrey, Nuevo León, México, no hubo la necesidad de hacer adecuaciones de proyecto o adoptar medidas que reduzcan las deformaciones; y para el caso de las mediciones de nivelación también se tiene valores inferiores a los límites permisibles, como se vio en la Tabla V.I “Rango de aceptación de las deformaciones de convergencia”, así que la obra se desarrolló sin alteraciones por causa de señales de inestabilidad o colapso de la excavación.

De acuerdo a lo presentado en el Capítulo III “Deformaciones en la excavación de túneles” se recomienda que para la construcción de un túnel se deben tener en cuenta las teorías de elasticidad y plasticidad aplicadas a los materiales como se concluye a continuación:

En un túnel desde la etapa de diseño pasando por la construcción y hasta su operación resulta imprescindible lograr definir anticipadamente las deformaciones que se inducen por la obra misma y a pesar que los valores no lleguen a ser exactos sirven de parámetro de comparación durante el monitoreo que se realiza para controlar las deformaciones.

Los valores que se obtienen usando diferentes procedimientos para el cálculo de deformaciones, ya sea métodos matemáticos, empíricos o programas de computadora deberán ser complementarios entre sí, para lograr con esto una solución conjunta al más bajo costo y con un funcionamiento satisfactorio. Este último se verificará durante la evaluación que se realice al instrumentar la obra.

Para desarrollar un proyecto de túneles se debe tener especial cuidado en considerar todas y cada una de las variables existentes en el entorno a la construcción, ya que de ello dependerá la definición precisa de su comportamiento.

Es importante señalar la importancia que tiene la aplicación de la experiencia antecedente en alguna obra similar, ya que se puede repetir el procedimiento que haya sido exitoso o bien corregir los errores cometidos, y así aportar en cada obra soluciones óptimas.

Así mismo se debe tener en cuenta las recomendaciones que derivan de la experiencia en este tipo de obra, que se mencionan a continuación:

Se debe establecer el nivel admisible de subsidencia y por tanto, el daño que se considera admisible, realizándose un estudio económico de modo que se alcance un equilibrio entre el costo de las eventuales reparaciones y el costo de evitar los daños inducidos. Usar más de un criterio de cálculo, ya que un valor único podría dar una orientación errónea en la toma de decisiones.

Llevar un control total de las deformaciones en el túnel y en general de su comportamiento desde el inicio de la construcción, sobre todo con el propósito de garantizar los niveles de seguridad del personal.

Y como se vio en el Capítulo IV “Sistemas de estabilización y soporte del túnel”, es importante que se tenga en cuenta la seguridad estructural; primeramente es recomendable se impermeabilice el túnel, una vez terminado la última fase de recubrimiento, evitando que se produzcan filtraciones a lo largo de la construcción; el segundo es que los túneles, específicamente los de carreteras, deben ser claros y brillantes, por lo tanto su construcción debe ser adecuada para efectuar el mantenimiento de limpieza; y el tercer punto es mantener una calidad regular y pareja a lo largo de la construcción en términos de la mezcla de concreto.

Otro de los factores que influye en la seguridad de un túnel es evitar la filtración de agua; hay tres grandes caminos. Uno es tener soluciones cementicias a través de morteros, otro es a través de membranas de cloruro de polivinilo y el tercero es a través de concretos que sean impermeables y que puedan sellar la cáscara del túnel. Para el mantenimiento y limpieza, se propone sistemas que sean en base a

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

epóxicos, que sean fáciles de limpiar con chorros de presión de agua; y para la durabilidad del concreto y del sistema en general, lo ideal es colocar la menor cantidad de agua en la mezcla de cementos. Esa es la función principal que realizan los aditivos, sacarle la mayor cantidad de agua al concreto porque eso asegura mayor impermeabilidad. Adicionalmente se cubren los túneles con revestimientos epóxicos que también permiten que los sellos queden más puros y limpios.

Al utilizar los escudos de frente cerrado presurizados, su idea fundamental es que el proceso de excavación y montaje del revestimiento sean actividades casi simultáneas, ofreciendo esencialmente las siguientes ventajas:

- a) La sección del túnel puede avanzar con sus dimensiones completas.
- b) Ofrece un soporte constante del terreno.
- c) Facilitar el trabajo de construcción.
- d) Evitar deformaciones excesivas en el terreno y por lo tanto, reduce los asentamientos en la superficie.

En el colector de Iztapalapa y el colector Central, se utilizó un escudo de frente a presión hidráulica, provistos de sellos en el faldón y se redujeron considerablemente los desplazamientos del frente alrededor del revestimiento primario.

La presión horizontal aplicada al frente por un suspensión de lodo coloidal fue por lo menos igual al 700% de la presión vertical total inicial al nivel del eje del túnel, con lo cual la descarga horizontal total del suelo fue despreciable; esta condición de descarga indujo esfuerzos relativamente bajos en los anillos blandos, por lo que los desplazamientos del frente fueron pequeños. El factor de seguridad contra colapso se mantuvo en valores mayores de 4.

El relleno del espacio anular entre el revestimiento de dovelas atornilladas se hizo inyectando mortero de cemento arena a una presión igual a 0.70 , efectuándose esta operación siempre inmediatamente detrás del faldón del escudo, con lo que

se impidió el flujo plástico radial de la arcilla.

De esta manera el asentamiento máximo registrado en la superficie del terreno fue menor de 2 cm, correspondiendo aproximadamente la mitad a la descarga del frente y el resto al ajuste entre el suelo y el revestimiento.

Esta experiencia demuestra el gran potencial que ofrece el empleo del escudo de frente a presión como una valiosa herramienta para túneles en arcillas blandas de la zona del lago, además por su alta eficiencia como herramienta de excavación y garantizar los niveles de seguridad del personal.

Por otra parte se debe tener en cuenta los costos que representa la instrumentación para medir las deformaciones, ya que este debe estar integrado desde el anteproyecto, y como resultado de haber aplicado la ingeniería de costos, vista en Capítulo VI “Ingeniería de Costos”, el presupuesto obtenido para la instrumentación en un túnel, que sirve para evaluar la deformaciones producto de las excavaciones, es de \$598,780.31 (incluyendo Impuesto al Valor Agregado) pesos en moneda nacional.

Se concluye que el presupuesto es aceptable pues se consideraron todos los factores que intervienen directamente en la instrumentación tales como especificaciones, materiales, mano de obra y equipo necesarios. Por lo que el presupuesto se obtuvo de manera específica.

Se recomienda que ante cualquier obra de ingeniería, se apliquen los pasos desarrollados en el Capítulo VI “Ingeniería de Costos”, de manera similar, pues el objetivo del mismo es proporcionar la metodología a seguir cuando se requiere presupuestar y programar un proceso productivo de manera específica y enfocado a la ingeniería civil.

ANEXOS

ANEXO A
ALFABETO GRIEGO

<u>NOMBRE</u>	<u>SÍMBOLO</u>	<u>NOMBRE</u>	<u>SÍMBOLO</u>
Alfa	A, α	Ni ó Nu	N, ν
Beta	B, β	Xi	Ξ , ξ
Gamma	Γ , γ	Ómicron	O, \omicron
Delta	Δ , δ	Pi	Π , π
Épsilon	E, ϵ	Rho	P, ρ
Dseta	Z, ζ	Sigma	Σ , σ
Eeta	H, η	Tau	T, τ
Teta	Θ , θ	Ypsilon	Y, υ
Iota	I, ι	Fi	Φ , ϕ
Cappa	K, κ	Ji	X, χ
Lambda	Λ , λ	Psi	Ψ , ψ
Mi ó Mu	M, μ	Omega	Ω , ω

ANEXO B

TECNOLOGÍA DEL CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado juega un importante papel en la moderna tecnología del concreto. Ampliamente usado en obras de ingeniería y en construcción en general, su mayor campo de aplicación es la construcción de túneles, donde forma una parte vital en el sistema primario de soporte.

Apropiadamente aplicado el concreto lanzado es un material estructuralmente resistente y durable, con alta adherencia a: roca, concreto, albañilería, acero y otros materiales. La obtención de estas propiedades favorables es fruto de una adecuada planificación, supervisión y habilidad de la cuadrilla de aplicación. Otras bien conocidas características del concreto lanzado, son la cantidad de rebote o rechazo que ocurre durante la proyección (25 % a 40 %) y la emisión del polvo al ambiente, principalmente cuando se utiliza el método de proyección por vía seca.

En construcción de túneles, la demanda de más alta calidad y economía en el concreto lanzado se ha incrementado fuertemente en los últimos años en todo el mundo. El desarrollo de la moderna tecnología del concreto lanzado, a tomado lugar a través de una estrecha colaboración entre usuarios y fabricantes de equipos y aditivos.

PROPIEDADES

Las propiedades de un mortero o concreto lanzado, son similares o superiores a las de mezclas convencionales que tengan la misma composición. El aspecto natural del concreto lanzado, es áspero y rugoso, lo que depende directamente del tamaño máximo del agregado empleado y de la técnica de proyección. Esta rugosidad superficial, puede alisarse mediante tratamientos de terminación adecuados.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

La estructura interna de mezclas proyectadas, consta normalmente de agregados más finos y un mayor contenido de cemento que las mezclas tradicionales. Generalmente la relación agua/cemento es más baja y su compacidad más alta, lo que incide en la porosidad. Los poros capilares se distribuyen uniformemente, no presentan habitualmente cavidades y, además la proyección genera poros finos, aislados y esféricos que funcionan como vasos de expansión mejorando la resistencia a las heladas. Por otra parte, la colocación en capas, impide casi totalmente la formación de fisuras continuas de contracción.

Los valores de la resistencia a la compresión simple están entre 200 kg/cm^2 y 450 kg/cm^2 (20 a 45 Mpa), aunque en aplicaciones especiales se han desarrollado resistencia sobre 700 kg/cm^2 (70 Mpa).

Indudablemente la propiedad más destacada de mortero y concretos lanzados, es su adherencia a la superficie de soporte, siempre que esta sea sólida, se encuentre limpia y saturada con superficie seca, y tanto mejor mientras sea más rugosa.

La densidad de los morteros lanzados, varía entre $2,100$ y $2,200 \text{ kg/m}^3$ y la de concreto lanzado, entre $2,200$ y $2,400 \text{ kg/m}^3$.

Gracias a su estanqueidad elevada y a su adecuado volumen de poros capilares, las mezclas proyectadas presentan una excelente impermeabilidad y baja absorción. En consecuencia, tiene una buena resistencia a congelación y deshielo, al ataque químico, a la abrasión y al desgaste.

Como todos los morteros y concretos, las mezclas proyectadas presentan una buena resistencia al fuego.

La retracción por secado del concreto lanzado, varia con las proporciones de la mezcla, pero esta generalmente entre 0.06% y 0.1% , lo que es ligeramente superior a un concreto convencional de cono bajo. Ello debido a las mayores dosis

de cemento utilizado. En consecuencia tiene un mayor potencial para generar fisuración, lo que exige una cuidadosa distribución de juntas y/o un mayor empleo de refuerzo.

DOSIFICACIÓN

El diseño de dosificaciones para mortero o concreto lanzado, se basa normalmente en la resistencia a compresión específica. En aplicaciones especiales, pueden requerirse propiedades distintas a la resistencia de compresión, tales como impermeabilidad o durabilidad. Hay dos aproximaciones distintas para especificar una dosificación: por comportamiento o por prescripción. En el primer caso, se especifica la calidad requerida y el constructor decide como cumplir con ella. Normalmente se especifica la calidad de materias primas y la resistencia a compresión.

En el caso de dosificación por prescripción, se indica solamente la calidad de materias primas y su proporción en masa, por ejemplo, cemento–arena 1:4.

Cuando se trate de dosificación para mezclas por vía húmeda, se indica adicionalmente el asentamiento y el contenido de aire (si se requiere).

En general, es preferible la especificación por comportamiento, teniendo a la vista las propiedades que pueden lograrse en la práctica con los materiales, equipos y mano de obra disponibles.

Los principios de tecnologías de mezclas corrientes, pueden aplicarse en general para dosificar morteros y concretos lanzados, tomando en cuenta sus particularidades: las mezclas proyectadas, tiene un contenido de cemento más alto y una granulometría más fina que la mezcla original (debido al rechazo). Estas características incrementan la retracción y la posibilidad de figuración, y se dan con mayor intensidad en el proceso por vía seca.

El contenido de aglomerante en mezclas proyectadas, oscila normalmente entre 250 y 450 kilos de cemento por 1,000 litros de arena con su humedad natural.

INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES

La dosificación de mezcla por vía húmeda puede hacerse básicamente de acuerdo con métodos conocidos, como Faury o del American Concrete Institute (ACI), para concretos bombeados. El asentamiento debe ser el mínimo que pueda colocarse con el equipo empleado, normalmente entre 4 y 8 cm en el cono de Abrahams. Exceso de asentamiento, produce mezclas más débiles y deslizamiento o desprendimiento en colocación sobre superficies verticales o sobre cabeza.

Cuando se especifique aire incorporado, es recomendable un contenido entre 5% y 8 % en la bomba. Debe considerarse una pérdida entre 0.5 % y 5 % de aire y de 1 cm a 2.5 cm de asentamiento durante la impulsión.

No se ha desarrollado aun un método preciso, para dosificar mezclas por vía seca para cumplir con la resistencia dada, por lo que es fundamental la experiencia anterior con materiales, equipo, métodos y condiciones de obras similares o, en su defecto, efectuar pruebas previas a la construcción, para determinar las proporciones optimas.

En general se puede considerar que cada obra de mortero o concreto lanzado es única, dadas sus condiciones particulares de diseño, emplazamiento, materiales, equipos y mano de obra, por esto, se hace necesario efectuar pruebas previas a la construcción, a fin de establecer las dosificaciones definitivas y afinar las metodologías de colocación. Esto es particularmente importante cuando se han especificado propiedades especiales, como altas resistencias mecánicas, o cuando se requieren varias mezclas distintas en una obra.

También es recomendable, efectuar pruebas previas a la construcción, cuando se experimentan nuevos materiales, como aditivos especiales, y cuando hay dudas sobre la granulometría o calidad de la arena disponible. En algunos casos, las pruebas previas a la construcción apuntan a verificar el efecto de la cantidad y espaciamiento de las enfierraduras u otras condiciones similares a las de obra, a fin de proveer una indicación confiable de la calidad que puede obtenerse de la estructura.

Usualmente se fabrican paneles sobre la base de un moldaje de respaldo de madera o de acero, con una superficie no menor de 50 por 50 cm. El espesor debe ser el mismo que en la estructura, pero no menor de 75 mm. Puede ser conveniente construir un panel con el mismo refuerzo de la estructura, para verificar que se obtiene una correcta colocación y compactación por detrás de las barras. Debe fabricarse un panel separado para cada dosificación a considerar, y también, para posición de proyección a encontrar en la estructura (horizontal, vertical y sobre cabeza). Estos paneles se les debe aplicar concreto lanzado con el mismo personal y técnica que se empleará en obra (ocupando el mismo número de capas y el mismo espesor, manteniendo la boquilla en la misma posición, efectuando el mismo curado, etc.).

Una vez endurecida la mezcla, se extraen testigos cilíndricos (o cubos) de los paneles. Los testigos deben tener un diámetro mínimo de 75 mm y una relación largo/diámetro de a lo menos 1. Una vez alcanzadas las edades requeridas, se someten a ensayo de compresión, efectuando las correcciones necesarias por esbeltez y/o forma según normas.

Las caras cortadas de los testigos, deben examinarse cuidadosamente, y deben exponerse superficies adicionales en los paneles, mediante aserrado o rotura a fin de verificar la homogeneidad y solidez obtenidas. Todas las superficies así expuestas deben ser densas, de aspecto uniforme, libres de laminaciones y contracciones de arena.

Cuando se requiera, pueden efectuarse ensayos adicionales de tracción, impermeabilidad, absorción, retracción por secado, resistencia a congelación y deshielo u otras propiedades, sobre testigos apropiados extraídos del panel de prueba. Estas pruebas previas pueden efectuarse en paralelo con el inicio de la obra, o bien los testigos pueden extraerse de las primeras mezclas proyectadas en la estructura. Estos tienen la ventaja adicional de entrar hasta el soporte (por ejemplo: roca o concreto) y permiten examinar la adherencia. En obras pequeñas, donde los materiales, dosificación, equipos y mano de obra han dado resultados

satisfactorios anteriormente en obras similares, puede justificarse el obviar las pruebas previas de construcción.

APLICACIONES

Las primeras aplicaciones del mortero lanzado, la "gunita" de Akeley, fueron como recubrimiento (inicialmente como estuco y posteriormente como protección de estructuras de acero contra fuego y la corrosión).

En la actualidad, los morteros y concretos lanzados han alcanzado una gran difusión, particularmente en obras que requieren rapidez en colocación y puesta en servicio, en estructuras con superficies extensas y/o de forma irregular, en elementos de bajo espesor, y en situaciones en las que la adherencia del concreto con otros materiales sea importante.

Por lo anterior, las mezclas proyectadas se emplean principalmente en construcciones subterráneas, estabilización de taludes. Estructuras laminares, reparaciones y revestimientos en general.

Los morteros y concretos lanzados, han encontrado un amplio campo de aplicación en estructuras y sistemas constructivos altamente especializado, como los siguientes:

- Revestimiento de canaletas y depósitos sometidos a abrasión por arrastre de materiales.
- Revestimiento de estructuras antiguas de concreto, acero o madera expuestas a ambiente agresivo.
- Concretos refractarios para construcción, mantenimiento y reparación de revestimientos de hornos, calderas, generadores, incineradores y chimeneas industriales. Nuevos procedimientos de aplicación en caliente y proyección en bancadas, para capas de mayor espesor, abren nuevos campos para el uso de mezclas refractarias proyectadas.
- Concreto lanzado con fibras, con propiedades mejoradas de resistencia a tracción, flexión, corte, impacto y desgaste, ha resultado particularmente

efectivo para consolidación de roca subterránea, protección de pendiente y reparaciones. En concreto refractario, las fibras aumentan la resistencia al choque térmico, al daño por ciclos de temperaturas y al desarrollo de fisuras.

- Mezcla modificadas con polímeros, son los que presentan mayor resistencia a la tracción y flexión, mejoran la adherencia y reduce la absorción. Se aplican para revestir depósitos y estanques de almacenamiento o proceso de materiales cáusticos o ácidos, canaletas y canchas de vertido de productos químicos y, en general, revestimiento, mantención y reparación de concretos en ambientes altamente agresivos. Esto las hace especialmente convenientes para estructuras marinas y plantas industriales.
- Una aplicación particular del mortero lanzado, es en las estructuras de ferrocemento, sobre todo cuando se requiere una producción masiva y rápida.
- Otra posibilidad son las construcciones tipo emparedado compuestas por una placa de material sintético (por ejemplo espuma de poliestileno o poliuretano). También se utiliza madera aglomerada, corcho y fibra de vidrio provista de mallas de acero por ambas caras, empalmadas mediante amarras transversales que sirven de superficie de aplicación, aislamiento y armadura para la mezcla proyectada. Una vez fijada en su lugar definitivo, se reviste por ambas caras con mortero o concreto lanzado, constituyendo un panel de concreto armado con aislamiento interna.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

Tapia Gómez, Ana

“Topografía Subterránea”

Facultad de Ingeniería

Universidad Nacional Autónoma de México

México, 1999

Herrera Herrera, Bernard

“Elementos de Fotogrametría”

Editorial Limusa

Universidad Autónoma de Chapingo

México, 1997

Olivera Bustamante, Fernando

“Estructuración de Vías Terrestres”

Facultad de Ingeniería

Universidad Nacional Autónoma de México

México, 1995

Rico Rodríguez, Alfonso/Del Castillo Mejía, Hermilo

“La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres”, Volumen 2

Editorial Limusa

México, 2000

Taméz González, Enrique

“Diseño Geotécnico de Túneles” (Apuntes 222)

Facultad de Ingeniería

Universidad Nacional Autónoma de México

México, 1997

**INSTRUMENTACIÓN PARA LA EVALUACIÓN
DE DEFORMACIÓN EN TÚNELES**

Hoek, Evert / T. Brown, Edwin

“Excavaciones Subterráneas en Roca”

Editorial Mc Graw Hill

México, 1985

Suárez Salazar, Carlos

“Costo y Tiempo en Edificación”

Editorial Limusa, Tercera Edición

México, 2005

Bimsa

“Costos de Edificación”

Editorial Bimsa

México, 2000

Varela Alonso, Leopoldo

“Costos de Construcción Pesada y Edificación”

Editorial Compuobras

México, 1987

T. M. Megaw, M.

“Túneles, Planeación Diseño y Construcción” Volumen 1

Editorial Limusa

México, 1985

Comisión de Vialidad y Transporte Urbano

“Manual de Diseño Geotécnico” Volumen 2

Editorial Trillas

México, 1988

Instituto de Ingeniería
Comisión Federal de Electricidad
“Manual de Diseño de Obras Civiles”
Editorial Comisión Federal de Electricidad
México, 1979

Sociedad de Mecánica de Suelos, A. C.
“Túneles en Suelos Blando y Firmes”
Editorial Trillas
México, 19882

Cuellar Borja, Raúl
Rodríguez González, Luis Bernardo
Sánchez Trejo, Roberto
Sánchez Reyes, Fermín
“Curso Víctor Hardy 1995”
Editorial Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles
y Obras Subterráneas, A. C.

www.geologia.com.mx

www.fortunecity.com

www.uclm.es/profesorado/

www.geologia.uson.mx/academicos/lvega/Image29.gif