



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

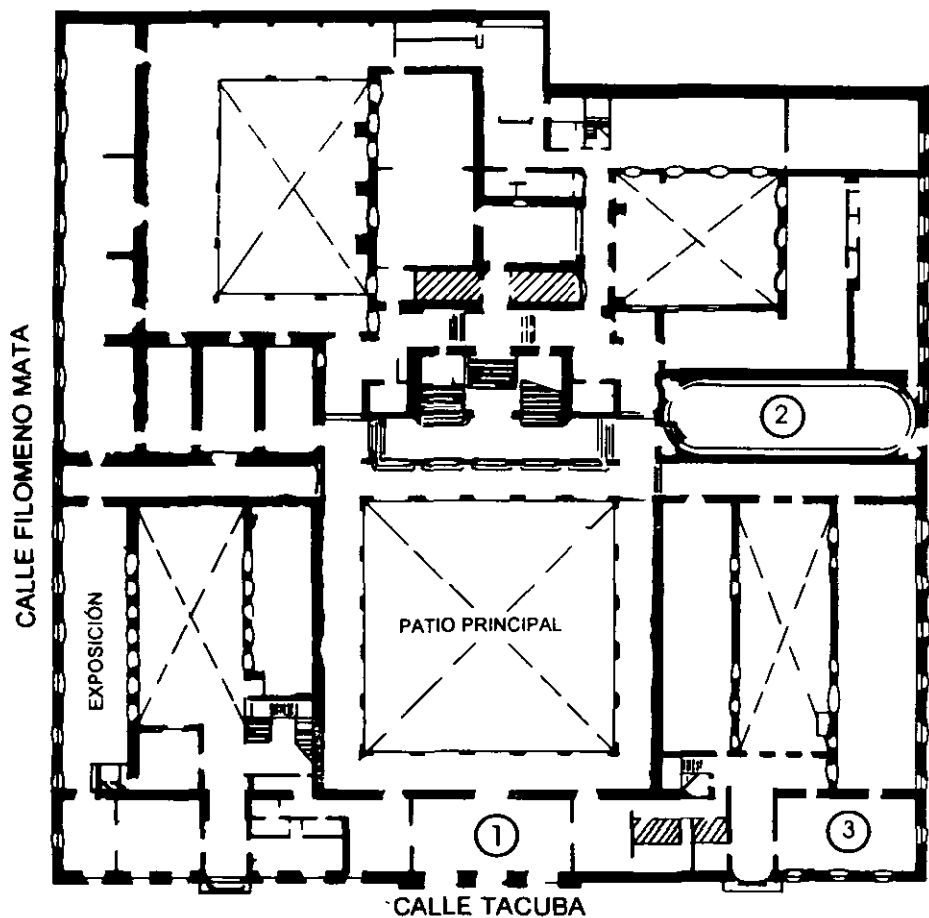
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

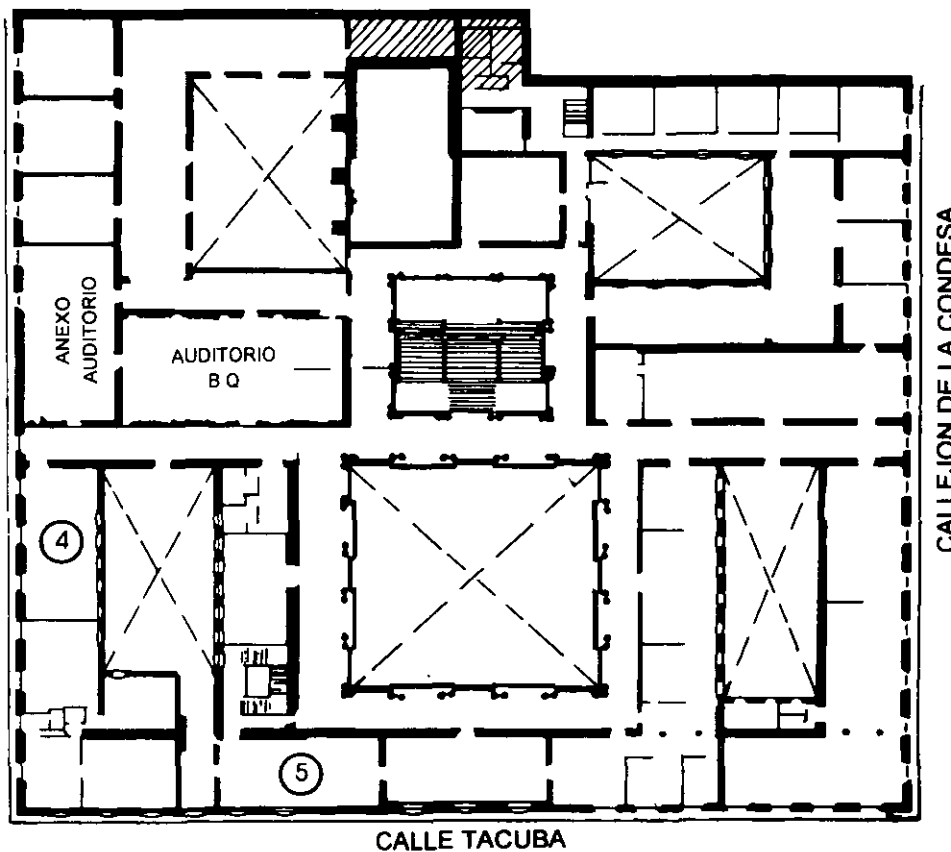
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERIA



PLANTA BAJA



MEZZANINNE



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO "GERENCIA DE PROYECTOS"
2 AL 4 DE SEPTIEMBRE DE 1999
DECFI - ICA**

**Módulo IV
CONSTRUCCION**

"INGENIERIA BASICA Y DE DETALLE EN PAVIMENTOS"

Ing. Esteban Ambriz Reyes

Palacio de Minería 1999



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

UNAM



**FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA PROYECTO
DE TERRACERIAS Y PAVIMENTO**

ING. ESTEBAN AMBRIZ REYES

CONTENIDO DE UN ESTUDIO GEOTECNICO

I. ANTECEDENTES

II. ESTUDIO GEOTECNICO

1. OBJETO DEL ESTUDIO.
2. TIPO DE SONDEOS.
3. OBTENCIÓN DE MUESTRAS.
4. PRUEBAS DE LABORATORIO, CALIDAD.
5. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES. SUELOS Y ROCAS.
6. TRATAMIENTO PROBABLE.
7. COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA.
8. CLASIFICACIÓN PARA PRESUPUESTO.
9. TALUDES DE CORTE Y TERRAPLEN
10. RECOMENDACIONES PARA ELABORAR CURVA MASA.
11. BANCOS DE MATERIALES. CALIDAD.
12. RECOMENDACIONES PARA CIMENTACIÓN DE OBRAS MENORES.
13. OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE.
14. PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFALTICO Y DE CONCRETO HIDRÁULICO
15. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN.

III. CONCLUSIONES

ANTECEDENTES

Las carreteras son obras que se construyen casi en su totalidad con materiales que constituyen la corteza terrestre ; son los estudios geotécnicos los que proporcionan las características físicas y mecánicas de los materiales con que se construirá la obra, influyendo también en la determinación de las características geométricas. Dichos estudios permiten elaborar los procedimientos de construcción adecuados a los diferentes tipos de materiales que se encuentren y prever problemas especiales que pudieran presentarse durante la construcción para proponer la solución adecuada ; procurando el aprovechamiento de los materiales disponibles, de la manera mas adecuada y económica según sus características. El costo de una carretera, por estar sujeta al tipo de materiales y a los volúmenes que será necesario mover se ve influenciado en gran escala por los estudios geotécnicos.

La Geotécnia puede ser definida como : la aplicación de la ciencia a la solución de los problemas de suelo y rocas en la ingeniería civil.

I.- INTRODUCCION

La Dirección General de Carreteras Federales tiene contemplado construir la Autopista Morelia – Lázaro Cárdenas, Tramo Infiernillo – Lázaro Cárdenas. El presente estudio comprende la modificación en el subtramo IG. KM 184+291.9 AT. KM 68+961.00 AD A IG KM 79+696.878 AT. KM 283+752.66 AD., con origen en el entronque Zirimícuaro, Mich. Se pretende utilizar parte de la carretera en operación ampliándola en el lado izquierdo, aprovechando parte de la estructura del pavimento existente.

II.- OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es proporcionar los datos para el cálculo de la curvamasa, proponer los bancos para la formación de terracerías, la capa subrasante y las diferentes capas del pavimento; así como evaluar la estructura actual donde el índice de servicio actual de la superficie de rodamiento y los diferentes materiales y espesores que la constituyen; además proponer la estructura del nuevo pavimento en las ampliaciones, incluyendo los procedimientos de construcción.

III.- DESCRIPCION DEL TRAMO

III.1.- Localización

El subtramo se localiza al noreste de la Ciudad de Lázaro Cárdenas, Mich., entre los paralelos 18° 00' y 18° 23' latitud norte y los meridianos 101° 58' y 102° 04' longitud oeste.

III.2.- Características Geométricas del Camino

Las especificaciones geométricas se apegan a las de un camino tipo "A2", en el subtramo del Km 68+961 al 74+740, la sección tipo consta del cuerpo actual que tiene una corona de 7 m de ancho, la cual se contempla ampliarla 12 m, con ancho de calzada de 7 m y acotamientos de 2.5 m a ambos lados.

Para el subtramo del Km 74+740 a IG Km 79+696.878 AT. Km 283+752.66 AD. a IG Km 297+084.735 SCT Km 2+133.170 FONDEPORT., se tiene contemplada en una primera etapa la construcción de un cuerpo nuevo con ancho de corona de 12 m, calzada de 7 m y acotamientos de 2.5 m a ambos lados. La velocidad de proyecto es de 110 Km/h.

III.3.- Antecedentes de Construcción

La carretera actual se construyó en el año de 1973, por lo que ha prestado servicio durante 24 años; el mantenimiento que se le ha dado es a base de sobrecarpetas y riegos de sello.

IV.- DATOS GENERALES

IV.1.- Topografía

El subtramo se desarrolla sobre un terreno de lomerío suave.

IV.2.- Geología Regional

La zona se aloja en la provincia fisiográfica denominada Sierra Madre del Sur, observándose formaciones de rocas ígneas extrusivas representadas por andesitas y basaltos, y afloramientos de rocas ígneas intrusivas representadas por granitos y dioritas; se encuentran también rocas sedimentarias como son las calizas, presentando diferentes grados de alteración, cementación y fracturamiento.

También se tienen suelos residuales y aluviales representados por limos y arcillas de baja y alta compresibilidad.

IV.3.-Clima

El clima regional de acuerdo con el sistema de clasificación de W. Köppen-Geiger modificado por E. García, es tropical, tipo senegalés, cálido subhúmedo con lluvias en verano; la temperatura promedio anual es de 27°C y la precipitación media anual de 1200 mm.

IV.4.- Drenaje y Subdrenaje

El subtramo en estudio pertenece a la región hidrológica No. 19 "Costa Grande de Guerrero", el drenaje es de tipo radial.

En el subtramo en estudio no existe sistema de subdrenaje pero se requiere entre los kilómetros 69+800 a 74+900, sugiriéndose que éste sea instalado a una profundidad no menor de 1.50 m.

IV.5.- Nivel Freático

El nivel de aguas freáticas no se detectó a la profundidad explorada de 1.3 m.

V.- CALIFICACION O INDICE DE SERVICIO ACTUAL

Con el propósito de conocer la condición superficial del pavimento existente en el subtramo estudiado, se subdividió la longitud en 5 secciones de 1 Km y una de 40 m, dichas secciones fueron inspeccionadas por un grupo de cuatro observadores para determinar la calificación actual promedio (ISA) de la superficie de rodamiento utilizando una escala de 0 a 5. Se determinó para todo el tramo un ISA promedio de 2.9 lo que significa que la superficie de rodamiento se encuentra en condición regular.

VI.- LEVANTAMIENTO DE DAÑOS

En cuanto al tipo e intensidad de los deterioros, existen desprendimientos de sello, baches abiertos y baches tapados con los mayores índices de 63.3, 38.3 y 38.3 respectivamente; deformaciones longitudinales y deformaciones transversales, con índices de 30 y 21.7, respectivamente y los menores índices son de 8.3 y 0 que pertenecen a los agrietamientos y zonas lloradas, respectivamente.

VII.- EXPLORACION DIRECTA Y MUESTREO

Se efectuaron sondeos de tipo pozo a cielo abierto en la estructura actual del pavimento, así como en el terreno natural con objeto de medir los espesores de las capas del pavimento, clasificar manual y visualmente los materiales y obtener muestras alteradas representativas, las cuales se enviaron al laboratorio para conocer la calidad de los materiales.

Se adjuntan los datos para el cálculo de curvamasa.

Adicionalmente, se determinó en forma puntual con el densímetro nuclear el peso específico húmedo y seco, la humedad natural y el grado de compactación de los materiales que integran al pavimento y el terreno natural; también se determinó con el martillo de impacto digital el valor relativo de soporte.

VIII.- ESTRATIGRAFIA

La estructura del pavimento del camino existente está constituida por los materiales que en seguida se describen.

Superficialmente se tiene carpeta de concreto asfáltico con espesor que varía entre 7.5 y 20 cm, con grado de compactación del 100%, peso específico húmedo de 1848 kg/m³, peso específico seco de 1746 kg/m³, contenido de asfalto de 5.4% en promedio, el material pétreo corresponde a una arena con grava de río.

Le subyace un material constituido por arena arcillosa y/o grava con limo con un espesor entre 8 y 20 cm cuya calidad no llega a hacer ni de subbase ya que tiene 24% de finos, grado de compactación de 100% en promedio, equivalente de arena de 22% en promedio, valor relativo de soporte en promedio de 53.5%. Bajo esta capa se encontró una grava bien graduada con arcilla con espesor de 20 cm, equivalente de arena de 30% y valor relativo de soporte de 67%; esta estructura se apoya sobre el cuerpo de terraplén con altura variable de 40 a 100 cm de espesor, constituido por una arena arcillosa con gravas redondeadas aisladas, un valor relativo de soporte promedio de 24%; el terreno natural lo constituyen arcillas de baja compresibilidad, limos arcillosos de alta compresibilidad con gravas redondeadas aisladas con humedad natural de 33% y grado de compactación que varía de 80 a 87%.

IX.- DISEÑO DEL PAVIMENTO

IX.1.-Datos del Tránsito

Con base en el estudio de asignación de tránsito, proporcionado por la Dirección de Vialidad de esta Dirección General, se considera un tránsito diario promedio anual inducido para el año de 1998 de 4700 vehículos en ambos sentidos, tasa de crecimiento promedio anual del 4% y la siguiente composición Vehicular:

TIPO DE VEHICULO	A2	A'2	B2	C2	C3	T3-S2	T3-S3
DISTRIBUCION (%)	44	29	11	10	2.0	1.0	3.0

Empleando el método de diseño de pavimentos flexibles para carreteras del Instituto de Ingeniería de la UNAM se determinó una suma de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton igual a 1.83×10^7 para $Z=60$ cm. Para el cálculo del espesor de las capas del pavimento del cuerpo nuevo y de las ampliaciones se consideró una vida útil de 20 años, nivel de confianza de 90%, valores relativos de soporte de diseño (VSR) de 15,20,60 y 100% para terracerías, subrasante, subbase y base, respectivamente.

Para determinar el refuerzo del pavimento existente se empleó el método antes citado obteniendo que se requiere colocar sobre la carpeta existente un espesor de 10 cm de concreto asfáltico. Como alternativa se sugiere colocar una carpeta de concreto hidráulico (WHITETOPPING) por lo que para calcular su espesor se utilizó el método de la "Portland Cement Association" (PCA), considerando un módulo de reacción de la subrasante $k = 6 \text{ kg/cm}^3$ o 216 pci, módulo de ruptura del concreto de 48 kg/cm^2 ($f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$) en vigas sujetas a flexión con carga en los tercios, revenimiento de 6.5 cm y contenido de aire de 6% máximo. El espesor obtenido para una vida útil de 20 años es de 12 cm.

En el caso del cuerpo nuevo se propone también una losa de concreto hidráulico apoyado en una subbase de 20 cm de espesor. El espesor de la losa se determinó utilizando el método de la PCA, haciendo las siguientes consideraciones: módulo de ruptura de la tensión por flexión 40 kg/cm^2 , vida útil para 20 años y módulo de reacción de la subrasante $k=3 \text{ kg/cm}^2$, con los datos anteriores se obtuvo un espesor de 22 cm.

X.- CONCLUSIONES

Los materiales de las capas del pavimento de la estructura actual deficiente calidad, ya que el cuerpo del terraplén un VRS del 4%, expansión alta del 4.9%; la capa subrasante se considera con la misma calidad del cuerpo del terraplén, solo en algunos sitios existe la subbase que tiene una calidad adecuada; la capa de base hidráulica presenta un VRS y un equivalente de arena muy bajos; su clasificación es variable en algunos sitios, indica una calidad pobre, el material pétreo de la carpeta asfáltica corresponde a una arena con grava, por lo que es necesario reforzar la estructura existente ya sea con la colocación de un Whitetopping o con la formación de una carpeta de concreto asfáltico.

XI.- RECOMENDACIONES PARA REHABILITACION, AMPLIACION Y PAVIMENTACION DEL CUERPO NUEVO.

Se recomienda cualquiera de las siguientes alternativas, para la rehabilitación de la estructura actual:

ALTERNATIVA I

CAPA	ESPEJOR (cm)
Losa de concreto hidráulico (Whitetopping)	12

ALTERNATIVA II

CAPA	ESPEJOR (cm)
Sobrecarpeta de concreto asfáltico	10

Se recomienda cualquiera de las siguientes alternativas, para la construcción del cuerpo nuevo:

ALTERNATIVA A

CAPA	ESPEJOR (cm)
Losa de concreto hidráulico	22
Subbase	20
Subrasante	40

ALTERNATIVA B

CAPA	ESPEJOR (cm)
Carpeta de concreto asfáltico	10
Base hidráulica	20
Subbase	15
Subrasante	40

ALTERNATIVA C

CAPA	ESPEJOR (cm)
Carpeta de concreto asfáltico	5
Losa de concreto hidráulico rodillado	25
Subbase	20
Subrasante	40

XII.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

REHABILITACION DEL CUERPO EXISTENTE

PROCEDIMIENTO I

Primeramente en las zonas que indique el proyecto ampliar el ancho de corona de 7 m actuales a 12 m, siguiendo el procedimiento que más adelante se indica. Una vez hecha la ampliación de la superficie del pavimento existente se reparara mediante calafateo de grietas, bacheo, nivelaciones, fresado, etc. Colocar una losa de concreto hidráulico (Whitetopping) de 12 cm de espesor en el ancho de calzada fijado en el proyecto y en toda la longitud estudiada, para formar los dos carriles de circulación.

La dosificación deberá ser en planta y la pavimentación se realizará con pavimentadora de cimbra deslizante, la cual permite el colado de las losas en una pasada de tal manera que se puede colocar el concreto, vibrar, enrasar y terminar.

El concreto deberá ser distribuido en forma uniforme sobre la superficie del pavimento debidamente preparada, de tal manera que requiera un mínimo de redistribución. El texturizado final deberá hacerse arrastrando una tela de yute o bandas de cuero. Posteriormente el texturizado transversal se hará con una rastra de alambre en forma de peine, con una separación entre dientes de 20 mm, ancho de dientes de 3 mm y con una profundidad de penetración máxima de 6 mm y mínima de 3 mm a todo el ancho de la superficie pavimentada. Inmediatamente al texturizado deberá cubrirse la superficie con una membrana de curado a razón de un litro por metro cuadrado para obtener un espesor uniforme de un milímetro, su aplicación se sugiere sea con aspersores mecánicos a presión.

Una vez fraguado el concreto y para evitar su agrietamiento se formarán por aserrado juntas longitudinales al centro y transversales, éstas últimas con separación entre sí de 3 m esviajadas 1 m en 10.50 m, tableros de 1.75x1.75; el aserrado deberá profundizarse a no menos de 1/3 del espesor nominal de la losa y deberán estar limpias, libres de materia orgánica y humedad.

El cemento Portland y el agua que se empleen en la elaboración y curado del concreto hidráulico para la formación de las losas del pavimento, deberán cumplir con lo indicado en el capítulo 4.01.01.003 de las Normas de Calidad de los Materiales de esta Secretaría.

Se deberá garantizar que la superficie terminada tenga una resistencia al rozamiento que al medirse con el equipo Mu – Meter arroje un valor igual o mayor a 0.7 en condiciones de pavimento mojado y a velocidad de 75 km/hr. Adicionalmente se deben realizar pruebas a la superficie del pavimento con un perfilómetro, de tal manera que el Índice de perfil no exceda de 16 cm/km.

ALTERNATIVA II

1.- Previo bache, colocar una sobrecarpeta de concreto asfáltico elaborada en planta, utilizando una dosificadora de materiales en peso, utilizando materiales procedentes de los bancos indicados, colocando la mezcla en el campo con extendidora y compactándola al 98% del PVM

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION PARA EL CUERPO NUEVO.

Este depende de la alternativa elegida:

ALTERNATIVA A

a) Cuerpo de Terraplén

Construir el cuerpo del terraplén con altura variable, empleando material de los bancos indicados, compactado al 95% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO estándar.

b) Subrasante

Una vez construido el cuerpo del terraplén, deberá construirse la capa subrasante con un espesor de 40 cm, empleando material de los bancos indicados, compactada al 100% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO estándar.

c) Subbase de pavimento rígido (base de pavimento flexible)

Sobre la capa subrasante debidamente terminada, construir la capa de subbase con espesor de 20 cm empleando material apropiado de los bancos indicados, compactada al 100% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO modificada.

d) Losa de concreto hidráulico

Sobre la subbase construir con el equipo adecuado, una losa de concreto hidráulico de 22 cm de espesor en el ancho de calzada fijado en el proyecto y en toda la longitud estudiada, para formar los dos carriles de circulación.

La dosificación deberá ser en planta y la pavimentación realizarse con pavimentadora de cimbra deslizante, la cual permite el colado de las losas en una pasada de tal manera que se puede colocar el concreto, vibrar, enrasar y terminar.

El concreto deberá tener un revenimiento de 4 cm al momento de su colocación, nunca menor de 2.5 ni mayor de 6 cm.

El concreto deberá ser distribuido en forma uniforme sobre la subbase debidamente preparada, de tal manera que requiera un mínimo de redistribución.

El texturizado longitudinal se sugiere hacerlo arrastrando una tela de yute o bandas de cuero.

Posteriormente el texturizado transversal se hará con una rastra de alambre en forma de peine, con una separación entre dientes de 20 mm, ancho de dientes de 3 mm y con una profundidad de penetración máxima de 6 mm y mínima de 3 mm a todo el ancho de la superficie pavimentada. Inmediatamente al texturizado se curará el concreto con una membrana de curado a razón de un litro por metro cuadrado para obtener un espesor uniforme de un milímetro, su aplicación se sugiere sea con aspersores mecánicos a presión. La membrana se sugiere elaborarla con un componente cuya base sea agua y parafina de pigmentación blanca.

En las juntas longitudinales colocar barras de amarre corrugadas, de acero estructural con límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 , debiendo quedar ahogadas en el concreto. En las juntas transversales colocar pasajuntas empleando barras de acero lisas con límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 , recubiertas con asfalto, parafina o grasa e instalar en forma mecánica o mediante canastas metálicas de sujeción. Las varillas o las barras deberán estar en posición paralela a la superficie de rodamiento, perpendiculares a la junta y a la mitad del espesor de la losa.

Una vez fraguado el concreto y para evitar su agrietamiento formar por aserrado juntas longitudinales al centro y transversales, éstas últimas con separación entre sí de 4.5 m esviajadas 1 m en 10.50 m; el aserrado deberá profundizarse a no menos de $1/3$ del espesor nominal de la losa y deberán estar limpias, libres de materia orgánica y humedad.

El cemento pórtland y agua que se empleen en la elaboración y curado del concreto hidráulico para la formación de las losas del pavimento, deberán cumplir con lo indicado en el capítulo 4.01.003 de las Normas de Calidad de los Materiales de esta Secretaría.

Se deberá garantizar que la superficie terminada tenga una resistencia al rozamiento que al medirse con el equipo Mu - Meter arroje un valor igual o mayor a 0.7 en condiciones de pavimento mojado y a velocidad de 75 km/ hr. Adicionalmente se deben realizar pruebas a la superficie del pavimento con un perfilómetro, de tal manera que el Índice de Perfil no exceda de 16 cm/ km.

ALTERNATIVA B

a) Cuerpo de Terraplén

Construir el cuerpo del terraplén con altura variable, empleando material de los bancos indicados, compactado al 95% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO estándar.

b) Subrasante

Una vez construido el cuerpo del terraplén, deberá construirse la capa subrasante con un espesor de 40 cm, empleando material de los bancos indicados, compactada al 100% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO estándar.

c) Subbase

Sobre la capa subrasante debidamente terminada, construir la capa de subbase con espesor de 15 cm empleando material de los bancos adjuntos, compactada al 100% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO modificada.

d) Base

Sobre la capa de subbase debidamente terminada, construir la capa de base con espesor de 20 cm y con material de los bancos adjuntos. Compactar hasta alcanzar el 100% del P.V.S.M. según la prueba AASHTO modificada.

d) Carpeta

Una vez que el riego de liga tenga la consistencia adecuada y estando la superficie de la base seca y libre de polvo se construirá en todo el ancho de calzada, una carpeta de concreto asfáltico de 10 cm, procedente de los bancos adjuntos, utilizando una planta dosificadora de concreto asfáltico, en campo con extendidora y compactada al 98% del PVM, obtenido en un tramo de prueba.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION EN LAS ZONAS DE AMPLIACION DEL CUERPO ACTUAL.

1. En las zonas con sección de terraplén se recomienda cortar por lo menos 1 m de terraplén a partir del hombro del mismo; el corte se efectuará en forma paralela a su talud, dicho material se disgregará, se homogeneizará y acamellonará para su posterior utilización.
2. Construir el cuerpo de terraplén hasta el nivel inferior de la subrasante, la unión con el cuerpo existente se efectuará mediante escalones de liga, empleando material de los bancos indicados. Compactado al 95% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO estándar.
3. Una vez formado el cuerpo de terraplén se construirá la capa subrasante de 40 cm de espesor mínimo, empleando el material anteriormente disgregado, homogeneizado y acamellonado completando con material del banco indicado, compactado al 100% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO estándar.

4. Sobre la capa subrasante debidamente terminada, construir la capa de subbase con espesor de 20 cm empleando material de los bancos indicados, compactada al 100% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba AASHTO modificada.

Posteriormente se colocará la capa de whitetopping como se indica en el procedimiento I o la carpeta de concreto asfáltico según sea la alternativa que se elija.

En las zonas de corte estos se ampliarán dejando los taludes que se indican en las tablas de curva masa incluidos, en cuyas observaciones se tiene contemplado el tratamiento de los diferentes tipo de materiales encontrados a lo largo del camino, y un vez formada la subrasante se construirá el pavimento con los espesores correspondientes a la alternativa que se haya elegido.

XIII.- BANCOS DE MATERIALES

Se estudiaron bancos de material para cuerpo de terraplén, capa subrasante y pavimento; sus características se describen en los formatos que se presentan.

OBSERVACIONES

Los materiales que se utilicen para formar las diferentes capas de la autopista deberán cumplir con los requisitos de calidad que se indican en el libro 4.01.01 de las normas de calidad de los materiales vigentes en esta Secretaría, sugiriendose como valores deseables los que se indican en la tabla siguiente:

MATERIAL	% FINOS (MAXIMO)	LL (%)	IP (%)	VRS (%)	E.A. (%)	DESGASTE DE LOS ANGELES %	GRANULOMETRIA
Cuerpo de Terraplén	30	40 MAX	12 MAX.	15 MIN.			
Subrasante	25	30 MAX.	16 MAX.	20 MIN	30 MIN.		
Subbase	15]	25 MAX	6 MAX.	60 MIN.	40 MIN.	40 MAX.	Entre zonas 1 y 2 Gráfica anexa.
Base Hidráulica	10	25 MAX.	6 MAX.	100 MIN	50 MIN.	40 MAX.	Zonas 1 y 2 Gráfica anexa
Carpeta de C.A.	4				60 MIN.	30 MAX.	Entre las dos curvas de la gráfica anexa.

Partículas alargadas y/o lajeadas=25% MAX.

Desprendimiento por fricción=25% MAX.

Indice de Durabilidad=40 min



SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
 DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS
 DIRECCIÓN DE ESTUDIOS

DATOS PARA EL CÁLCULO DE CURVAMASA

KM A KM	ESTRATO		CLASIFICACIÓN	PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO			CORTE		TERRAPLEN		OBSERVACIONES
	N°	ESPESOR (m)			90%	95%	100%	BANDEADO	A	B	C	ALTURA MAXIMA	TALUD	ALTURA MAXIMA	TALUD	
68+961 A	1	0.4	SUELO VEGETAL	DESPALME					100	00	00					A
69+760	2	INDEFINIDO	ARCILLA ARENOSA, CAFÉ ROJIZO, CON GRAVAS AISLADAS, MEDIANAMENTE COMPACTA, POCO HUMEDA. (CL)	COMPACTADO	100	0.95	0.90		40	60	00	6.0	1:1	8.0	1.7:1	B,C
69+760 A	1	0.4	SUELO VEGETAL	DESPALME												A
69+900	2	2	LIMO ARENOSOS, COLOR CAFÉ ROJIZO, CON MUCHAS GRAVAS REDONDEADAS, MEDIANAMENTE COMPACTO, HUMEDO (ML)	COMPACTADO	100	0.95	0.90		40	60	00	2.0	1:1			B,C
69+900 A	3	INDEFINIDO	ANDESITA, COLOR CAFÉ, MUY FRACTURADA Y ALTERADA	BANDEADO				100	00	80	20	3.0	1:1			B,C
69+900 A	1	0.4	SUELO VEGETAL	DESPALME					100	00	00					A
70+140	2	INDEFINIDO	LIMO ARENOSO, COLOR CAFÉ ROJIZO, MEDIANAMENTE COMPACTO, POCO HUMEDO, EMPACANDO FRAGMENTOS CHICOS DE ANDESITA MUY ALTERADOS, AISLADOS. (ML)	COMPACTADO	100	0.95	0.90		20	80	00		1:1			B,C
70+140 A	1	0.4	SUELO VEGETAL	DESPALME					100	00	00					A
71+080	2	INDEFINIDO	LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ ROJIZO, MEDIANAMENTE COMPACTO, CON GRAVAS AISLADAS REDONDEADAS, POCO HUMEDO (ML)	COMPACTADO	1.00	0.95	0.90		40	60	00	1.0	1:1	1.0	5:1	B,C
71+080 A	1	0.4	SUELO VEGETAL	DESPALME					100	00	00					A

15

OBSERVACIONES INDICADAS EN EL FORMATO DE DATOS PARA EL CALCULO DE LA CURVAMASA

- A) Material que por sus características no debe utilizarse en la construcción del cuerpo de terraplén.
- B) Material que podrá utilizarse en la formación del cuerpo del terraplén, excepto en sus 0.60 m superiores, bandeándolo en capas de espesor entre 1 y 2 veces el tamaño máximo de los fragmentos o compactándolo al 90% del P.V.S.M. obtenido en la prueba A.A.S.H.T.O. estándar, según el tipo de material.
- C) En terraplenes desplantados sobre este material con altura menor a un metro, el cuerpo del terraplén o la capa subrasante podrá apoyarse directamente sobre dicho material, según lo requiera el proyecto geométrico.

Los cortes abiertos en este material se llevarán a una profundidad tal que permita la colocación de la capa subrasante.

- D) En terraplenes sobre este material con altura menor a un metro, se deberá abrir caja del espesor necesario para garantizar que el cuerpo del terraplén tenga un espesor mínimo de 0.60 m. En cortes abiertos en este material se deberá remover los 0.30 m superiores de la cama del corte. En ambos casos los materiales empleados para reponer el material excavado, serán del banco más próximo y compactados al 95% del P.V.S.M. obtenido mediante la prueba A.A.S.H.T.O. estándar. La capa subrasante se podrá formar con material de banco.



D.G.S.T.

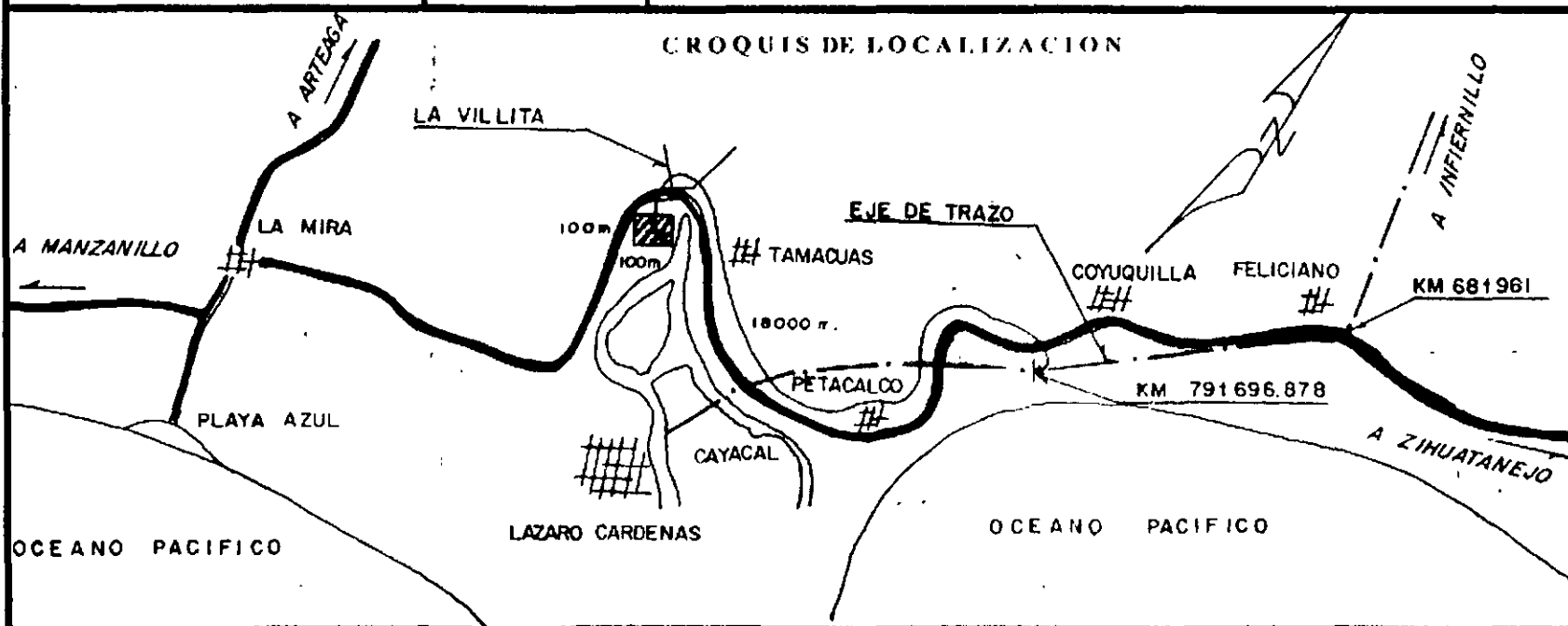
UNIDAD REGIONAL MORELIA
CROQUIS DE LOCALIZACION DE
PRESTAMO DE MATERIALES

AUTOPISTA : MORELIA-LAZARO CARDENAS
TRAMO : INFIERNILLO-LAZARO CARDENAS
SUB-TRAMO: IG KM 184+291.9 A I KM 68+961.00 AD
A IG KM 79+696.878 AT. KM 283+752.66 AD.
ORIGEN : ENTRONQUE ZIRIMICUARO, MICH

PRESTAMO DE MATERIAL PARA CUERPO DE TERRAPLEN Y CAPA SUBRASANTE DENOMINACION LA VILLITA

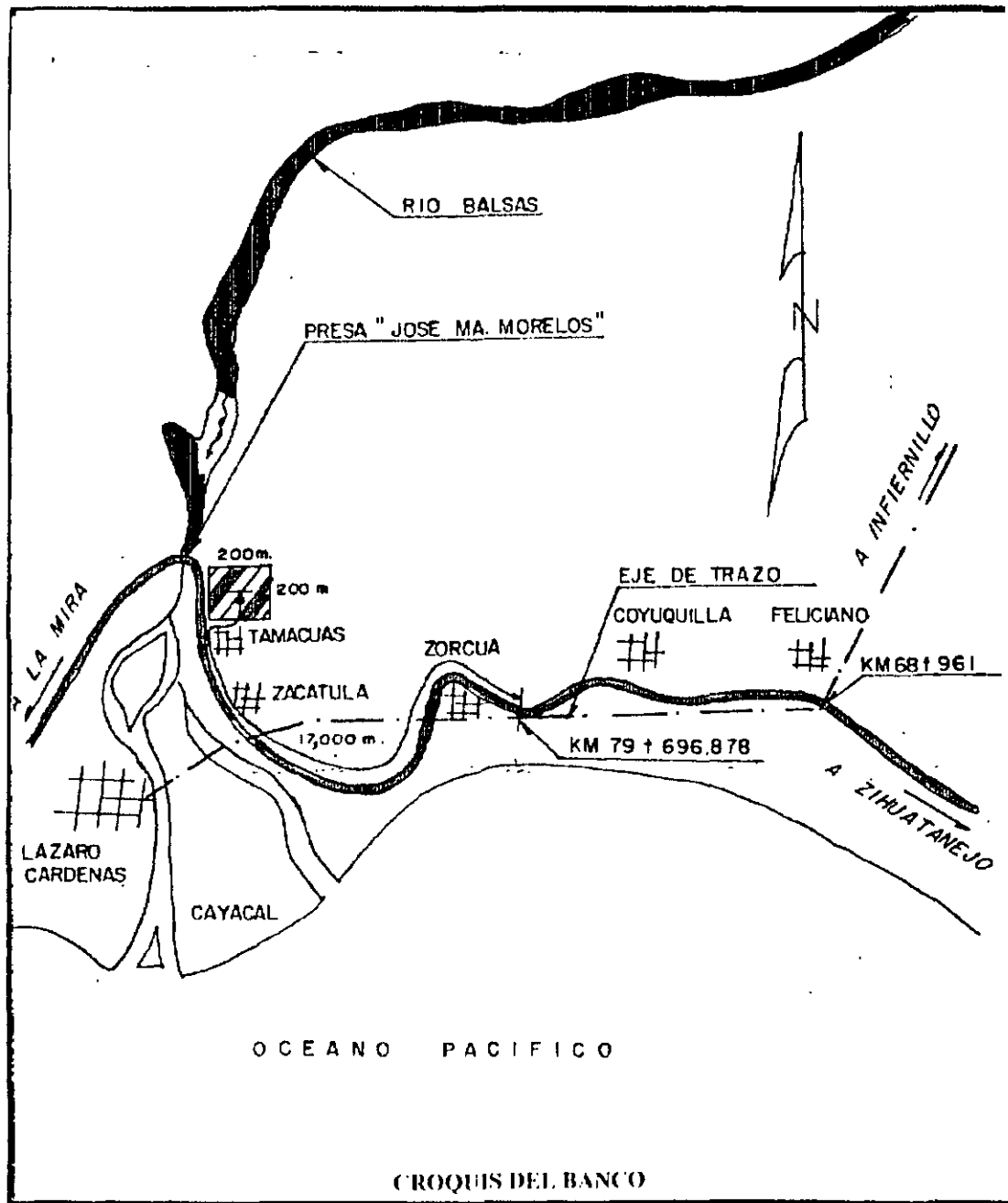
UBICACION	ESTRATO		CLASIFICACION	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VAR. VOLUMETRICA				CLASIFICACION PRESUPUESTO A-B-C
	No.	Espesor m.			90%	95%	100%	MAYOR	
KM 79+696.878 A 18000 M	1	0.5	SUELO VEGETAL	DESPALME					100-00-00
	2	INDEF	ARENA BIEN GRADUADA CON ARCILLA. CAFÉ. COMPACTA. POCO HUMEDA (SW-SC)	COMPACTADO	1.00	0.95	0.90		20-80-00

LARGO	100 m.	VOLUMEN APROVECHABLE	OBSERVACIONES
ANCHO	100 m.		
ESPESOR	10 m.		
		100,000 m ³	G-0%, A-90%, F-10%, LL-32%, LP-16%, IP-16%, PVSS=1427 KG/M ³ , PVS M=2090 KG/M ³ , WOP=8.36%, VRS STD=16%, EXPANSION=0.5%, E.A.=61%



DATOS GENERALES DEL BANCO

Denominación	TAMACUAS		
Ubicación	KM 79+696 D/D 17000 M'		
Cap. del Banco en m ³	_____		
Vol. de Material aprov. estimado en m ³		500 000	
Empleo del material	SUBBASE, BASE HIDRAULICA, CARPETA Y CONCRETO HIDRAULICO.		
Tratamiento	TRITURACION TOTAL Y CRIBADO		
Tamaño máximo de las partículas	1"		
% de partículas > 2"	0		
% de partículas > 1 1/2"	0		
% de partículas > 3/4"	1		
Observaciones:	_____		



CROQUIS DEL BANCO

PERFIL		ESTRATIGRAFICO	
ESTRATO		CLASIFICACION	
No.	Espesor	GEOLOGICA	Presupuesto
1	0,30	SUELO VEGETAL	100 00-00
2	INDEF	ANDESITA COE OR GRIS Y CAFE OSCURO (RIE) POCO TRACTURADA Y POCO ALTERADA, DA, AL A TACARLA SE OBTIENDRA GRAVA Y ARENA CON FINOS (AL TRITURARLA)	00-00-100

G-80%, A 19%, F 1% P.L.S.S. 1380 KG/M³, P.I. 241 GR/CM³, ABSORCION-2.33%, DESGASTE TIPO "D" 21%, F.A. 74%, PARTICULAS ALARGADAS 41%, PARTICULAS LAMINADAS-11%, CONTENIDO DE ASFALTO 3%, DESPRENDIMIENTO POR FRICCION 50%, TIPO DE ASFALTO AC 20 ADEWU USADO NINGUNO VRS STD 100%

NOTA SE ESTIMA QUE UN PROCESO DE TRITURACION ADECUADO EN EL CAMPO PUEDE CORREGIR EL PORCENTAJE DE PARTICULAS ALARGADAS Y EL DESPRENDIMIENTO POR FRICCION PARA QUE DICHS VALORES ESTEN DENTRO DE LAS NORMAS SCT

AUTOPISTA:	MORELIA-LAZARO CARDENAS
TRAMO :	INFIERNILLO-LAZARO CARDENAS
SUB-TRAMO:	IG DE KM 184+291.9 AL KM 68+964.00 AD A IG KM 79+696.878 AL KM 283+752.66 AD.
ORIGEN :	INTRONQUE ZIRIBICUARO MICH.

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
UNIDAD REGIONAL MORELIA

BANCOS DE MATERIALES

EJEMPLOS:

Coeficiente de variación volumétrica

100 %	95 %	90 %
0.94	0.99	1.05

Cada metro cúbico de material obtenido de un corte o banco en estado natural, colocado y compactado al 100 % resulta:

$$1 \times 0.94 = 0.94 \text{ m}^3$$

Un metro cúbico de material en estado natural se extrae y se coloca compactado al 95 %, resulta :

$$1 \times 0.99 = 0.99 \text{ m}^3$$

Un metro cúbico de material en estado natural se extrae y se coloca compactado al 90 %, resulta :

$$1 \times 1.05 = 1.05 \text{ m}^3$$

entonces 10 m^3 resultan: $10 \times 1.05 = 10.5 \text{ m}^3$ colocados y compactados al 90 %

Si requiero 20 m^3 compactados al 90 % debo extraer:

$$20 / 1.05 = 19.04 \text{ m}^3$$

TABLA XI-5

Valores típicos de coeficientes de variación volumétrica

TIPO DE MATERIAL	COMPACTADO			BANDEADO	ABUNDA- MIENTO
	90 %	95 %	100 %		
ARENA					
SUELTA	0.87	0.82	0.78		1.00
MEDIANAMENTE COMPACTA	0.96	0.91	0.86		1.10
COMPACTA	1.03	0.98	0.93		1.20
MUY COMPACTA	1.11	1.05	1.00		1.28
LIMO NO PLASTICO					
MUY SUELTO	0.82	0.78	0.74		1.06
SUELTO	0.91	0.86	0.82		1.17
MEDIANAMENTE COMPACTO	0.99	0.94	0.89		1.27
COMPACTO	1.06	1.00	0.95		1.36
MUY COMPACTO	1.11	1.05	1.00		1.45
ARCILLA Y LIMO PLASTICO					
MUY BLANDA	0.78	0.74	0.70		1.08
BLANDA	0.87	0.82	0.78		1.20
MEDIA	0.95	0.90	0.85		1.30
FIRME	1.01	0.96	0.91		1.40
MUY FIRME	1.08	1.02	0.97		1.49
DURA	1.14	1.08	1.02		1.57
ROCAS					
MUY INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química muy avanzadas, poco cementadas, con grietas apreciables rellenas de suelo; se disgregan fácilmente. Podrán atacarse con tractor y se obtendrán fragmentos chicos, gravas, arenas y arcillas.				1.00	1.10
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química medianamente avanzadas, medianamente cementadas, fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de arado y de explosivos de bajo poder y se obtendrán fragmentos chicos y medianos, gravas y arenas.				1.07	1.25
POCO INTEMPERIZADAS. Rocas con poca alteración física o química, bien cementadas, poco fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos medianos, chicos y grandes y gravas.				1.15	1.50
SANAS. Rocas sin alteración física o química, poco o nada fisuradas, bien cementadas, densas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos grandes y medianos.				1.25	1.75

CLASIFICACION PARA PRESUPUESTO**MATERIAL CLASIFICACION****LIMOS Y ARENAS O SUELOS DONDE
PREDOMINAN****A B C**

1. Muy suelta	100	00	00
2. Suelta	90	10	00
3. Medianamente compacta	70	30	00
4. Compacta	40	60	00
5. Muy compacta	00	100	00

MATERIAL CLASIFICACION**ARCILLAS Y MATERIALES DONDE
PREDOMINAN****A B C**

1. Muy suave	100	00	00
2. Suave	90	10	00
3. Firme	80	20	00
4. Muy Firme	70	30	00
5. Dura	40	60	00
6. Muy dura	00	100	00

MATERIAL CLASIFICACION**ROCA (RIOLITA, BASALTO, ANDESITA Y TOBA)****A B C**

1. Sana	00	00	100
2. Fracturada	00	30	70
3. Muy Fracturada	00	50	50
4. Toba volcánica	00	100	00

EJEMPLOS:

Clasificación para Presupuesto

TIPO 1):

A	B	C
40	60	00

Costo de extracción del material.

A	B	C
\$ 8	\$ 10	\$ 55

Costo de extracción por metro cúbico del material.

$$C = (0.40 \times 8) + (0.60 \times 10) + 0 = \$ 9.2 /m^3$$

TIPO 2)

A	B	C
00	50	50

Costo de extracción del material

A	B	C
\$ 8	\$ 10	\$ 55

Costo de extracción por metro cúbico del material

$$C = 0 + (0.50 \times 10) + (0.50 \times 55) = \$ 32.5 /m^3$$



DIRECCION GENERAL DE
SERVICIOS TECNICOS

UNIDAD REGIONAL MORELIA

AUTOPISTA:	MORELIA - LAZARO CARDENAS
TRAMO:	INFIERNILLO - LAZARO CARDENAS
SUBTRAMO:	IG KM 184+291.9 AT. A IG KM 79+696.876 AT. KM 68+961.0 AD. KM 283+752.66 AD.
ORIGEN	ENTRONQUE ZIRIMICUARO, MICH.

RECOMENDACIONES PARA CIMENTACION DE OBRAS MENORES DE DRENAJE

UBICACION Km.	TIPO DE OBRA Y DIMENSIONES (m)	MATERIAL SOBRE EL QUE SE EFECTUARA EL DESPLANTE	ALTURA DEL TERRAPLEN (m)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	CAPACIDAD DE CARGA Ton/m2	TIPO DE ARRASTRE	OBSERVACIONES
70+220.17	B-2X1	LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ ROJIZO, MEDIANAMENTE COMPACTO, CON GRAVAS AISLADAS REDONDEADAS.	2	1.5	10	FINOS Y ARENAS	
72+272.85	L-4X1.5	LIMO POCO ARENOSO, COLOR CAFÉ ROJIZO, FIRME, ALTA COMPRESIBILIDAD CON MUCHAS GRAVAS REDONDEADAS		1.5	10	FINOS Y ARENAS	
72+728.37	B-1X1	LIMO POCO ARENOSO, COLOR CAFÉ ROJIZO, FIRME, ALTA COMPRESIBILIDAD CON MUCHAS GRAVAS REDONDEADAS.		1.5	8	FINOS Y ARENAS	
73+241.67	B-2.5 X 1	LIMO POCO ARENOSO, COLOR CAFÉ ROJIZO, FIRME, ALTA COMPRESIBILIDAD CON MUCHAS GRAVAS REDONDEADAS.		1.5	10	FINOS Y ARENAS	
73+768.35	L-1.25X1	LIMO POCO ARENOSO, COLOR CAFÉ ROJIZO, FIRME, ALTA COMPRESIBILIDAD CON MUCHAS GRAVAS REDONDEADAS		1.5	8	FINOS Y ARENAS	
74+757.90	L-1.5X1.25	LIMO POCO ARENOSO, COLOR CAFÉ ROJIZO, FIRME, ALTA COMPRESIBILIDAD CON MUCHAS GRAVAS REDONDEADAS.		1.5	8	FINOS Y ARENAS	

OBSERVACIONES

L - LOSA B - BOVEDA C - CAJON T - TUBO S - SIFON

23



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO "GERENCIA DE PROYECTOS"
2 AL 4 DE SEPTIEMBRE DE 1999
DECFI - ICA**

**Módulo IV
CONSTRUCCION**

"EDIFICACION"

Ing. Salvador Carmona Ireta

Palacio de Minería

GERENCIA DE PROYECTO EN EDIFICACION

■ OBJETIVO :

- ESTABLECER LOS LINEAMIENTOS NECESARIOS PARA REALIZAR LA GERENCIA DE PROYECTO, EN LA ETAPA DE CONSTRUCCION.**

■ LINEAMIENTOS:

- ORGANIZACION.**
- BASES PARA LA EJECUCION.**
- ADMINISTRACION DE PROYECTO.**

ORGANIZACION

■ **PLAN DE CALIDAD**

■ **ASEGURAMIENTO DEL SISTEMA DE CALIDAD (ISO 9000)**

■ **PLAN DE CONSTRUCCION**

■ **ADMINISTRACION DE LA OBRA**

BASES PARA LA EJECUCION

■ ASIGNACION DE RECURSOS

■ CONTROL DE PROCESOS

■ SEGURIDAD E HIGIENE

ADMINISTRACION DEL PROYECTO

■ **CONTRATO**

■ **ESTIMACIONES**

■ **CLIENTES**

■ **CONTROL DE COSTOS**

ORGANIZACIÓN

■ Plan de Calidad

■ Formas de Negociación

■ Asignación de Responsabilidades

■ Planeación de la Obra

■ Necesidades de Diseño

■ Asociaciones Estratégicas

■ Reuniones Técnicas

Plan de Calidad de la Obra

Antecedentes

Antecedentes

- ***ORIGEN DEL PROYECTO***
- ***MAGNITUD DE LA OBRA***
- ***BENEFICIOS***

Plan de Calidad de la Obra

■ *Antecedentes*

■ *Descripción de la obra*

Descripción de la Obra

- ***Principales etapas de ejecución***
- ***Frentes de trabajo a implementar***
- ***Conceptos principales de construcción***
- ***Volúmenes más importantes***

Plan de Calidad de la Obra

- ***Antecedentes***

- ***Descripción de la obra***

- ***Organizaciones involucradas***

Organizaciones involucradas

- ***Organigrama de organizaciones internas o externas***



- ***Funciones y responsabilidades***

- ***Líneas de comunicación y autoridad***

Plan de Calidad de la Obra

- ***Antecedentes***

- ***Descripción de la obra***

- ***Organizaciones involucradas***

- ***Descripción del plan de construcción***

VISION

MISION

COMPROMISO

OBJETIVOS

POLITICAS

Obra

Plan de Calidad de la Obra

Organización para la construcción

Organización para la construcción

■ Organigrama y descripción de funciones

Requisitos de conocimientos y personalidad

Ubicación física

Jefe inmediato superior

Subalternos

Funciones y responsabilidades

Plan de Calidad de la Obra

- *Organización para la construcción*

- *Aplicación de los manuales*

Aplicación de los manuales

***Establecer y describir la
aplicación real de los documentos***

S A C

ISO - 9001

M A C

Plan de Calidad de la Obra

- *Organización para la construcción*

- *Aplicación de los manuales*

- *Listado de procedimientos aplicables a la obra*

Listado de procedimientos

PTC

- Indicar fecha disponible**
- Revisados y autorizados**
- Distribución controlada**
- 20 días antes**

PGT

PSH

PAC

Plan de Calidad de la Obra

- *Organización para la construcción*

- *Aplicación de los manuales*

- *Listado de procedimientos aplicables a la obra*

- *Memoria técnica de la obra*

Memoria técnica de la Obra

Índice de temas

Formas de Negociación

- *Precios unitarios y volúmenes de obra*

- *Precio alzado*

- *Precio máximo garantizado*

- *Obra financiada*

Asignación de Responsabilidades

■ ***Por especialización o tipo de obra***

■ ***Por ubicación de los proyectos***

■ ***Por tamaño***

■ ***Por cliente***

Planeación de la Obra

- ***Objetivos y compromisos***

- ***Programas***

- ***Logística***

Necesidades de Diseño

Proyecto ejecutivo autorizado para construcción

Mécanica de suelos

Preliminares

Arquitectura

Estructura

Instalaciones

Acabados

Asociaciones Estratégicas

- *Con proveedores*

- *Con productores ó fabricantes*

- *Con empresas especializadas*

- *Con empresas locales*

Reuniones Técnicas

- ***Antes y durante la obra con diseñadores y consultores.***

Geotécnia

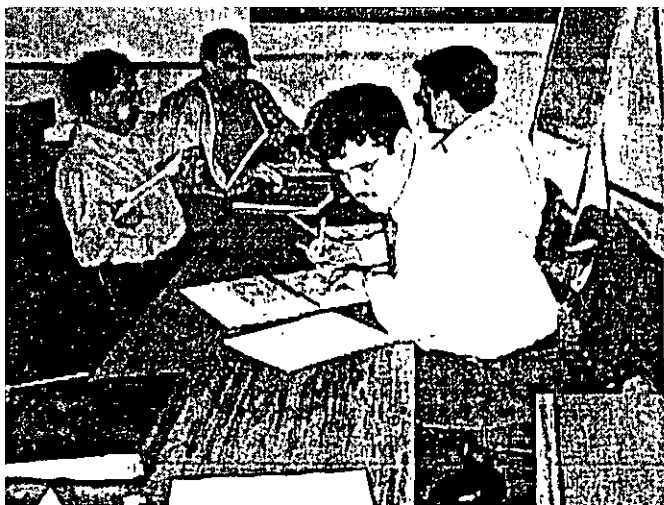
Arquitectura

Estructura

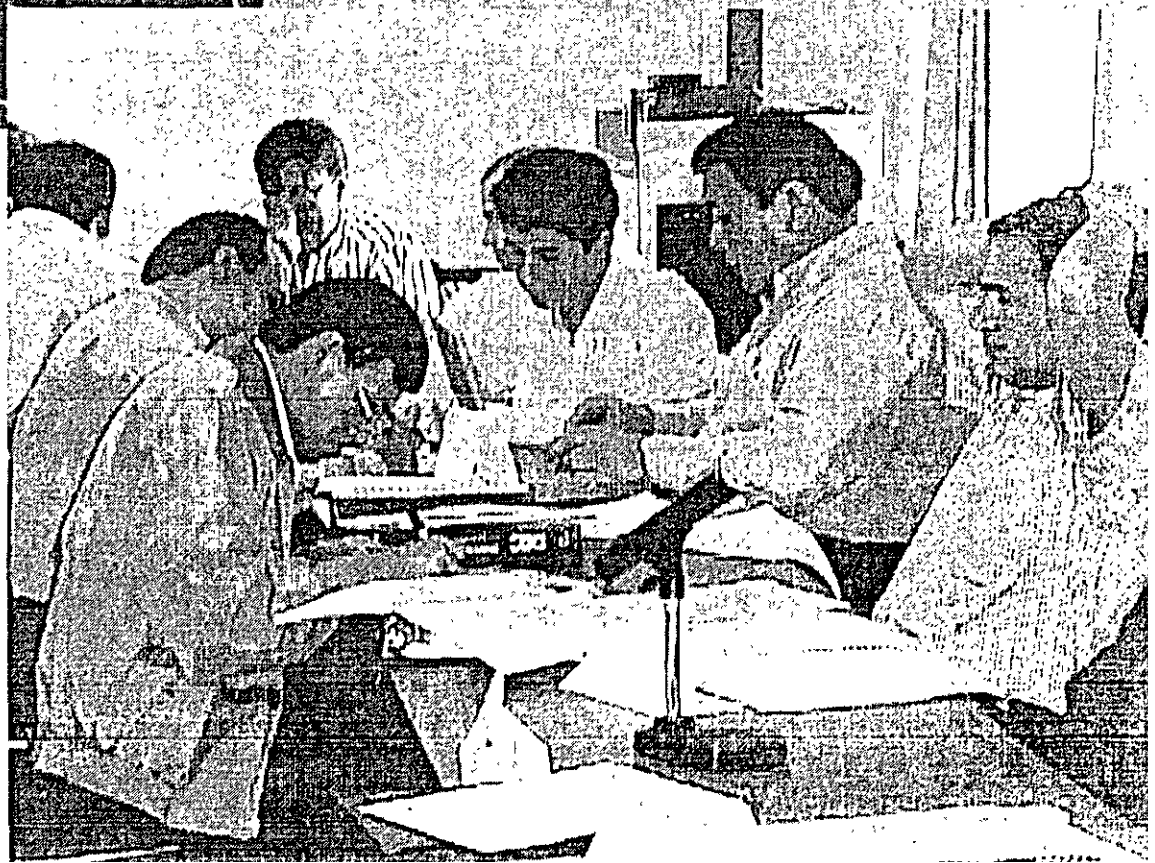
Ingenierias (instalaciones)

Acabados

Reuniones de Trabajo



En ICA Todos
somos un EQUIPO



BASES PARA LA EJECUCION

■ ***ASIGNACION DE RECURSOS***

■ ***CONTROL DE PROCESOS***

■ ***SEGURIDAD E HIGIENE***

Bases para la Ejecución



Asignación de recursos

Asignación de recursos

- ***SISTEMAS***
- ***PERSONAL***
 - ***Técnico-Administrativo***
 - ***Campo***
 - ***Operadores***
- ***MAQUINARIA***
- ***ECONÓMICOS***
- ***MATERIALES***
- ***EQUIPO MENOR***
- ***TOPOGRAFÍA***

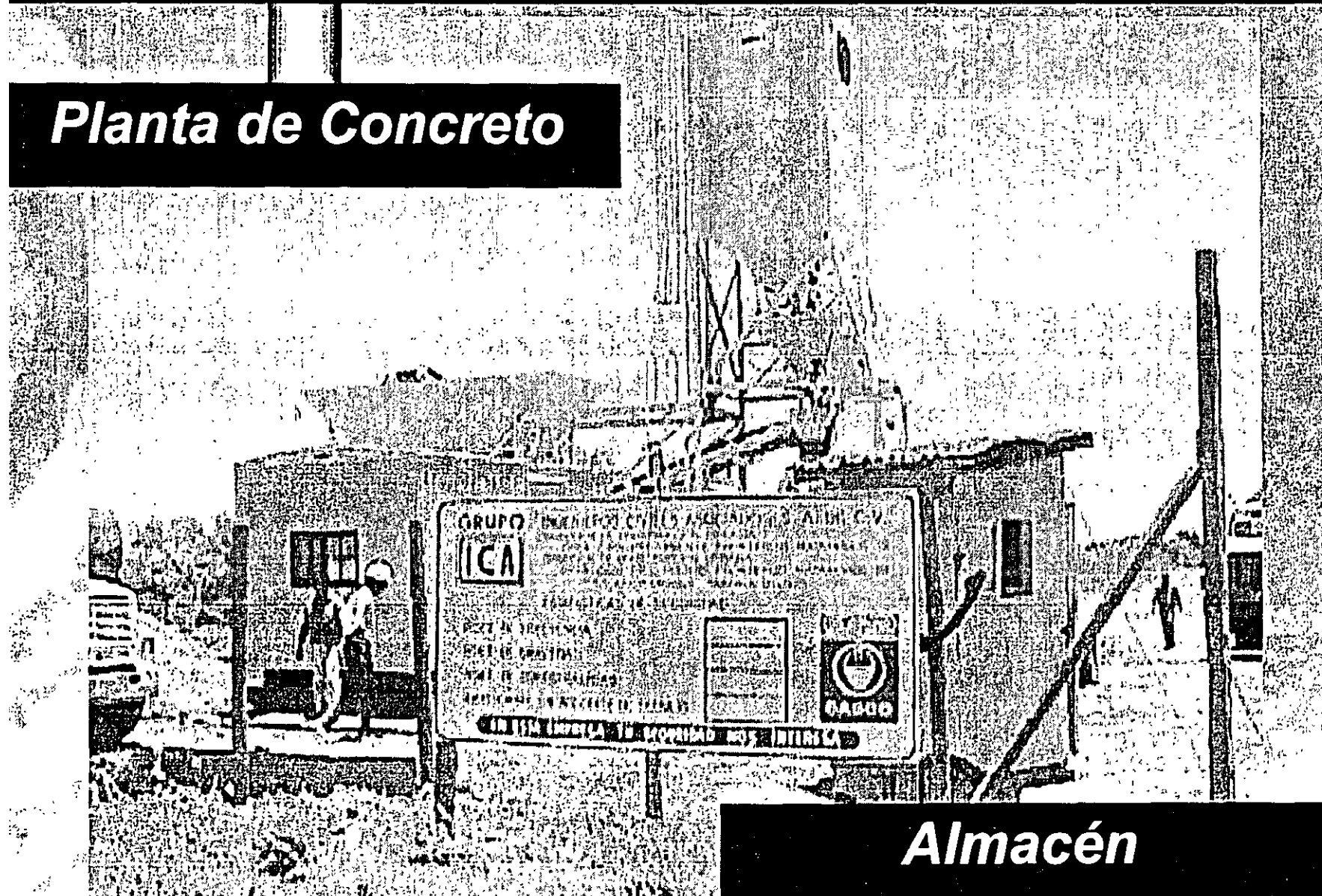
Bases para la Ejecución

- ***Asignación de recursos***

- ***Instalaciones provisionales***

Instalaciones provisionales

Planta de Concreto



Almacén

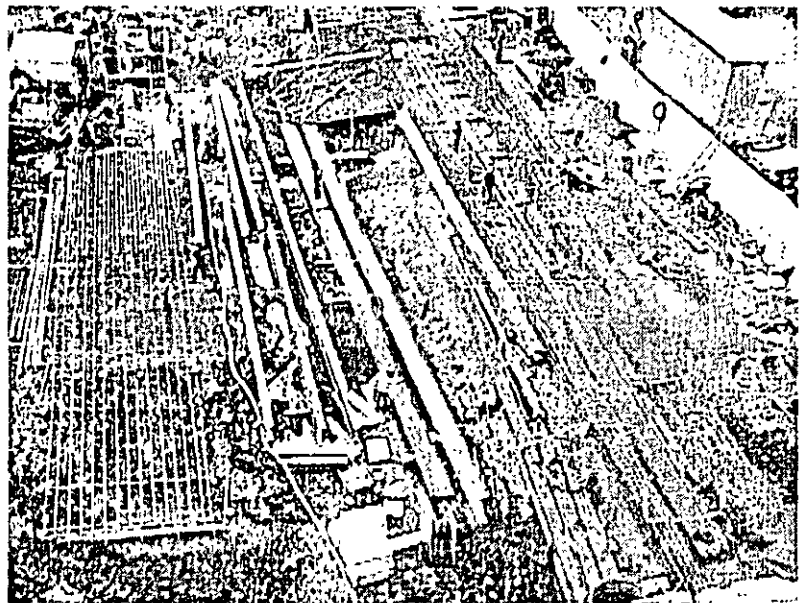
Instalaciones provisionales

Oficinas

Campamento

Instalaciones provisionales

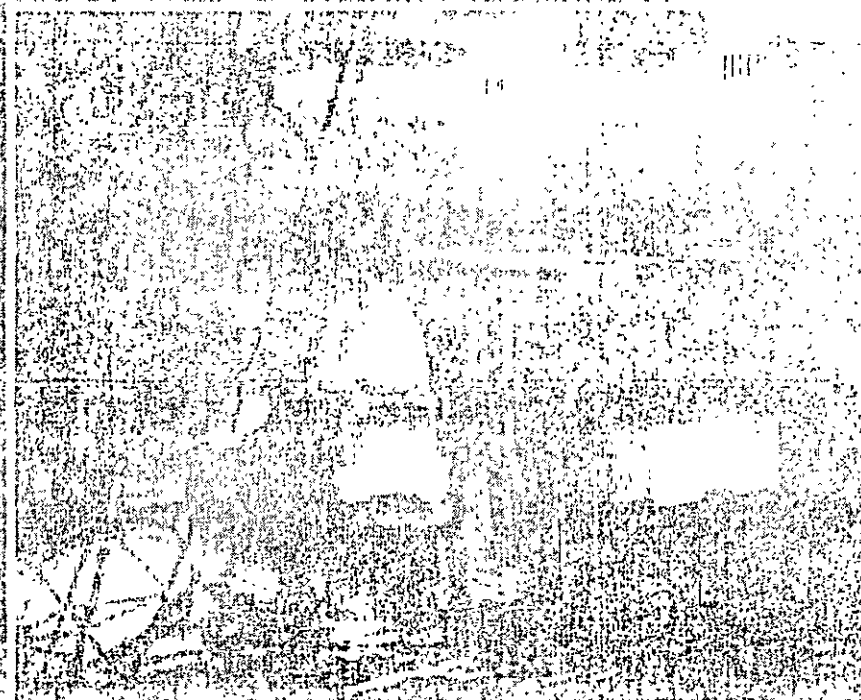
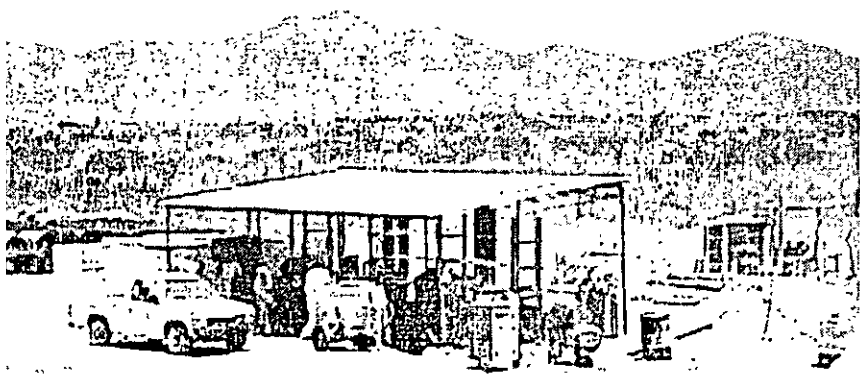
Patio de habilitado



Comedor

Instalaciones provisionales

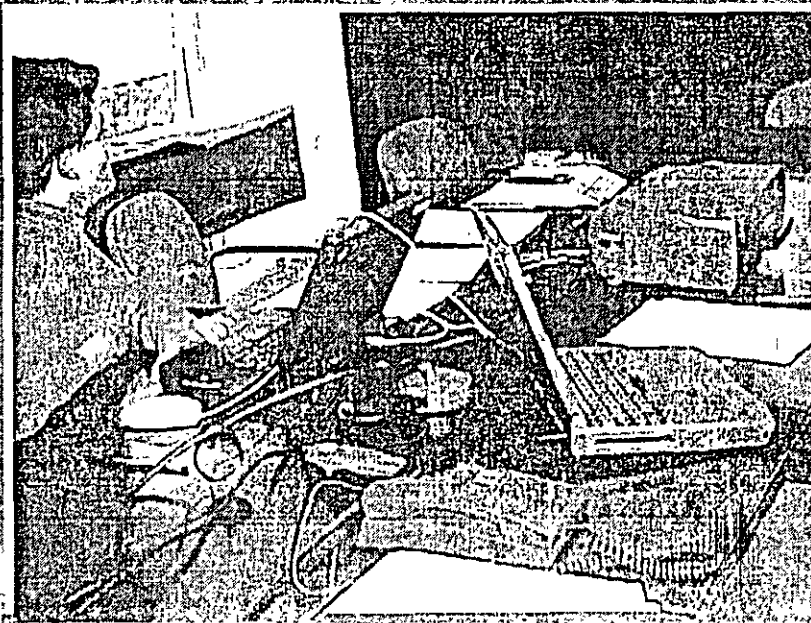
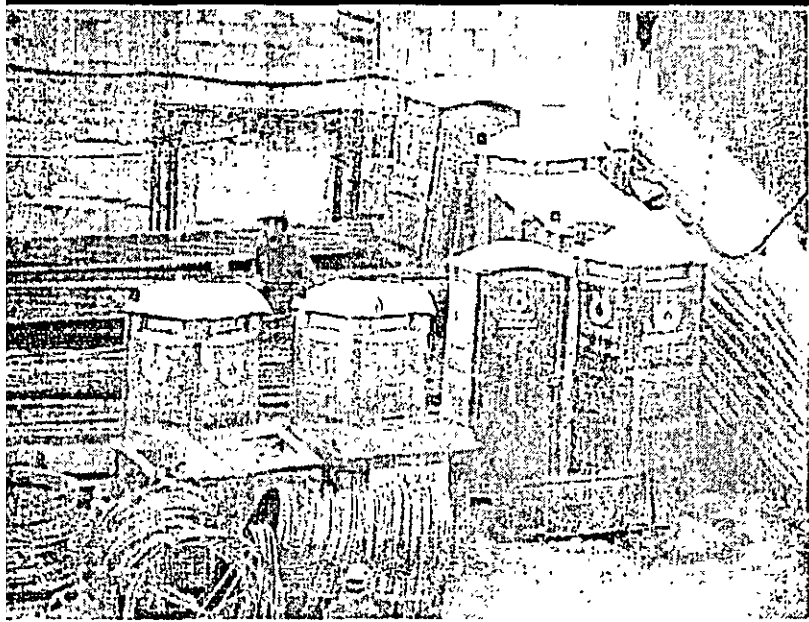
Talleres



Alumbrado

Instalaciones provisionales

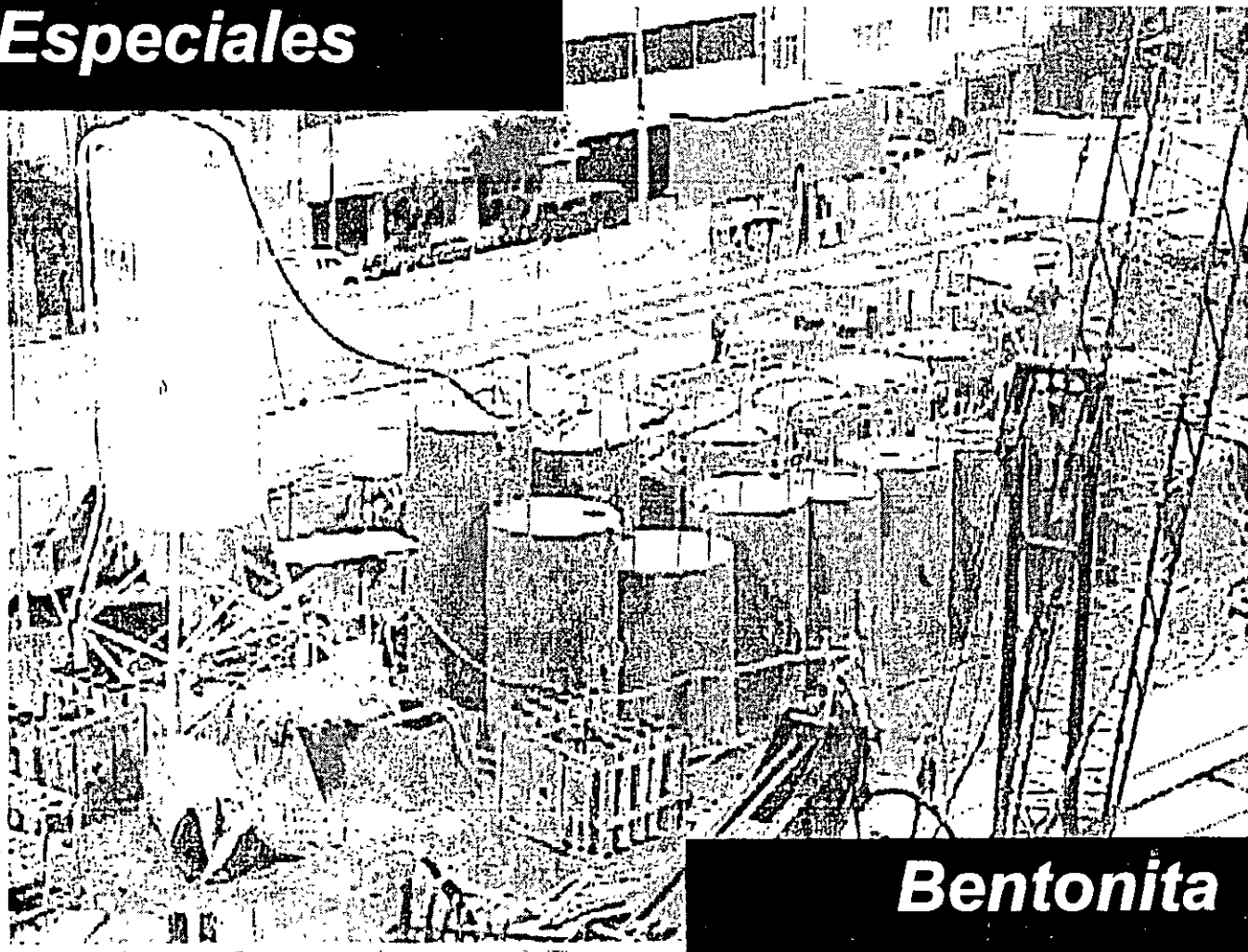
Servicios sanitarios



Comunicaciones

Instalaciones provisionales

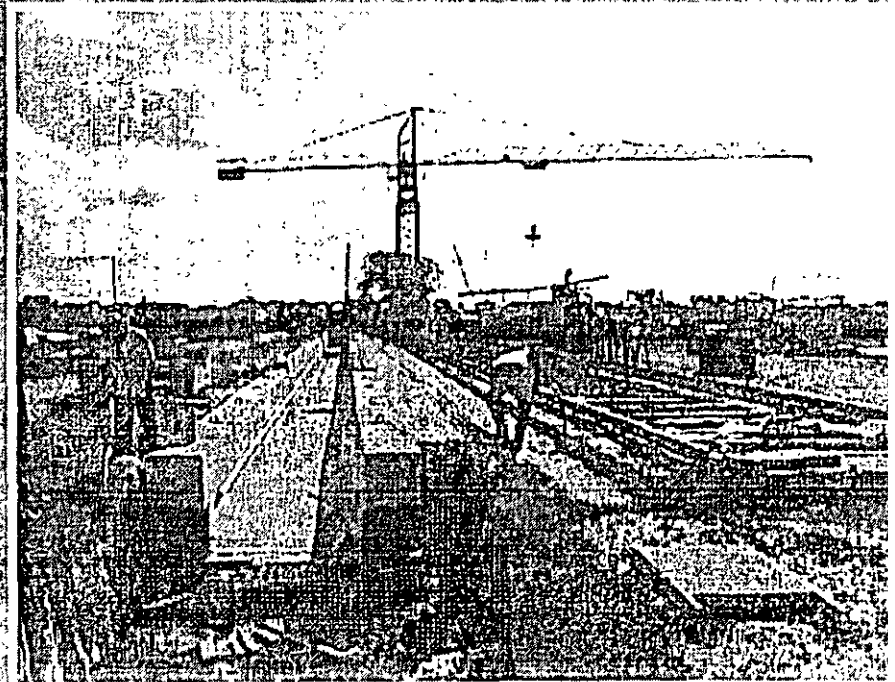
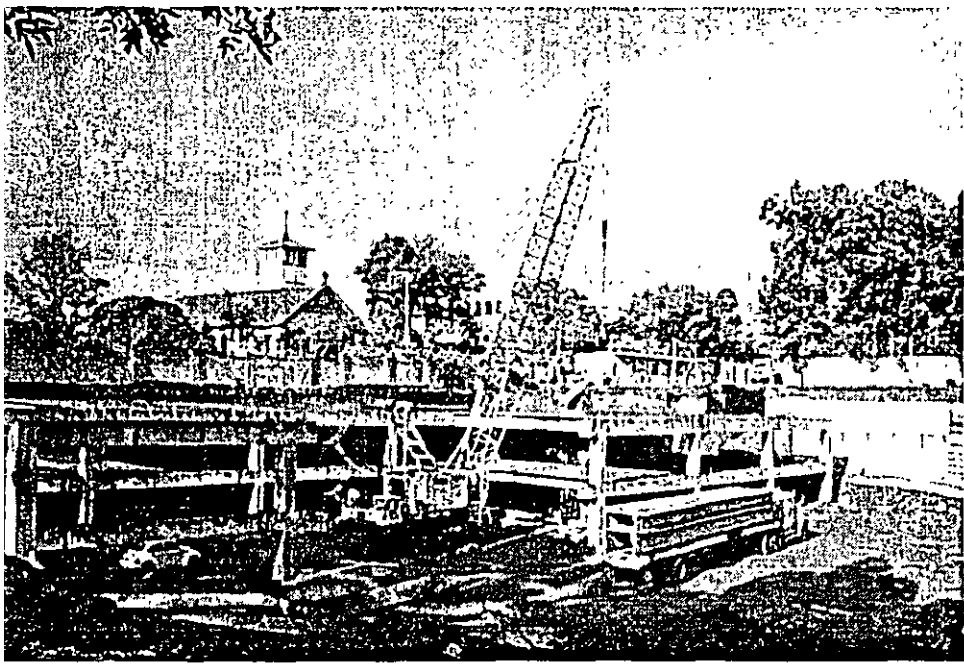
Especiales



Bentonita

Instalaciones provisionales

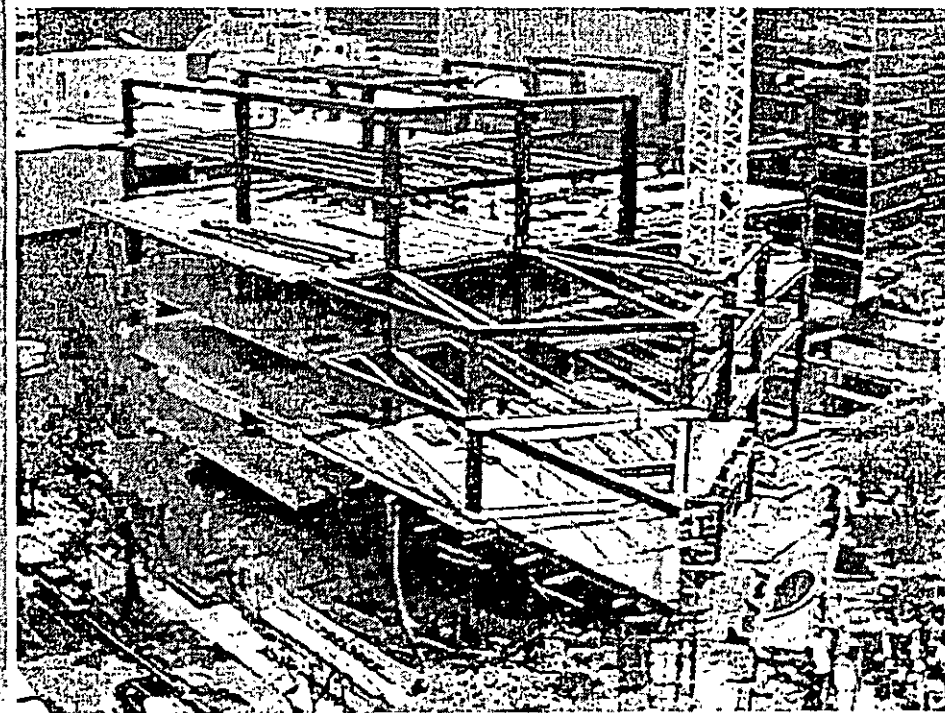
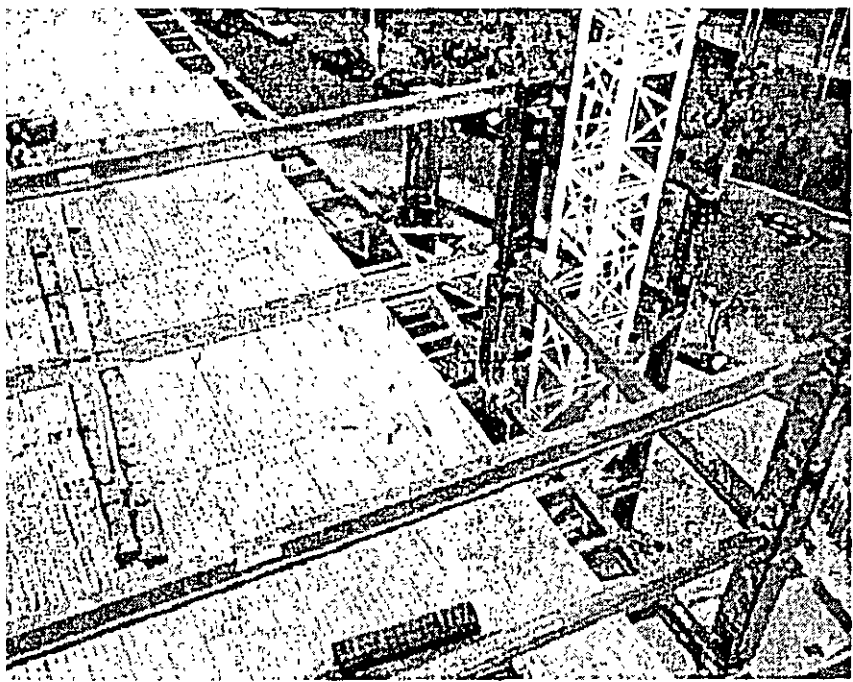
Especiales



Prefabricados

Instalaciones provisionales

Especiales



Estructura metálica

Bases para la Ejecución

- ***Asignación de recursos***

- ***Instalaciones provisionales***

- ***Inicio de obra***

Inicio de obra

• ***Contrato***

• ***Permisos***

• ***Licencias***

• ***Convenios Sindicales***

• ***Altas Oficiales***

• ***Bancos***

• ***IMSS***

• ***Anticipo***

Bases para la Ejecución

- ***Asignación de recursos***

- ***Instalaciones provisionales***

- ***Inicio de obra***

- ***Laboratorios***

- ***Suministros y almacén***

MANO DE OBRA

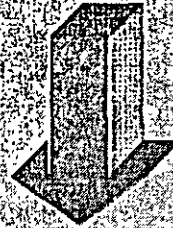
MATERIALES

MAQUINARIA

Planeación de la Obra

FLETES

SUBCONTRATOS



Evaluación

EVALUACIÓN

- *Certificación de tercera parte*

- *Evaluación de muestras o del trabajo desarrollado*

- *Evaluación del sistema de calidad del subproveedor*

Responsabilidades

Usuario

- ④ ***Comunicar al personal del almacén los productos que requiere.***
- ④ ***Señalar las características físicas, la normatividad a cumplir, pruebas físicas y/o químicas aplicables, las condiciones de calificación, etc., para describir el producto.***
- ④ ***Recabar las firmas de autorización para la requisición de compra.***

Responsabilidades

Recepcionista del almacén

- ***Procesar las requisiciones autorizadas en el sistema de compras.***
- ***Verificar físicamente que los productos o insumos entregados al proyecto o área de uso, cumplan las especificaciones o datos asentados en los documentos de compra.***

Responsabilidades

Jefe del almacén

- ① ***Cotejar que la recepción del pedido o artículos entregados sean los solicitados y que documentalmente cumplen con la calidad requerida.***
- ② ***Procesar los datos de las recepciones realizadas en el día.***
- ③ ***Elaborar las requisiciones para el trámite de autorización.***
- ④ ***Reportar al personal de aseguramiento de calidad, cualquier incumplimiento de un subproveedor.***

Responsabilidades

Comprador

- ④ ***Procesar la recepción de las requisiciones autorizadas.***
- ④ ***Consultar el listado de subproveedores autorizados.***
- ④ ***Elaborar, imprimir y enviar el pedido a los subproveedores autorizados.***
- ④ ***Elaborar un cuadro comparativo con las cotizaciones recibidas.***

Responsabilidades

Comprador

- ④ ***Capturar e imprimir en original y copia el documento denominado “pedido”.***
- ④ ***Verificar si el pedido original está de acuerdo a lo establecido en el convenio o cotización.***
- ④ ***Hacer llegar el “pedido” al subproveedor vía fax, confirmando su recepción.***

Antecedentes

- *Toda compra debe adquirirse con un subproveedor confiable y aprobado.*

Objetivo

Ⓢ Asegurar subproveedores confiables que se seleccionen con base en su capacidad, para cumplir los requisitos técnicos, de calidad, tiempo de entrega y de servicio.

Alcances

Ⓢ Aplica a todos los productos que se integran a la Obra de manera permanente y/o a los servicios que afecten la calidad de la misma.

Verificación

- ***El personal del almacén en obra, es responsable de verificar que el material que se recibe concuerde con el pedido de compra y revisar el estado físico del mismo.***

Objetivo

Almacén

- **Establecer el mecanismo que asegure la preservación de los materiales, partes y componentes durante:**

Manejo

Empaque

Almacenamiento

Entrega

Conservación

Responsabilidades

Responsable de Obra

- Mecanismos de vigilancia***
- Preservación***
- Revisión periódica***

Cuando no sea posible recibirlos en el almacén

Responsabilidades

Titular del Almacén

- Preservar***
- Custodiar***
- Controlar***

Periódicamente

- Evaluar***
- Verificar***

***Productos
resguardados en
Obra y almacén***

***Condiciones de
Almacenamiento***

Responsabilidades

Personal del Almacén

- Separar los productos en "revisión" o "no conformes"***
- Entregar solo productos liberados descritos e identificados en los documentos de consumo para formular los cargos que correspondan***

Antecedentes

- ***Definir y asignar el área de almacenamiento de los materiales, productos e insumos que requiera recibir, así como de las instalaciones necesarias para su control, incluyendo las suministradas por el cliente o subproveedores de servicios a la construcción.***

Descripción del procedimiento

Manejo

Generalmente mediante procesos manuales y/o mecánicos utilizando:

- Mano de Obra**
- Equipos mecánicos adecuados**
- Contenedores**
- Chalanes de transportación**

Descripción del procedimiento

Manejo



Quando se utilicen productos que requieran un manejo especial el titular del área deberá elaborar:

Instructivos o procedimientos de manejo y almacenamiento

Almacenamiento

Características del Almacén

Tipo de materiales a resguardar

Áreas controladas y techadas, libres de polvo, con suficiente iluminación y control de temperatura adecuada para no alterar los productos en resguardo.

Productos muy sensibles a las condiciones ambientales, requieren estar protegidos contra uno o más de los siguientes efectos: condiciones ambientales extremas y variaciones bruscas, humedad del medio ambiente, vapores nocivos, humos, golpes, congelamiento, polvo, ambiente salino, gases y/o contacto directo con el piso.

Área de almacén controladas y techada sin control de temperatura o iluminación.

Productos no tan sensibles a condiciones ambientales, únicamente requieren estar protegidos contra temperaturas extremas, humedad, vapores tóxicos, daños físicos, ambiente salino, etc..

Patio de almacenamiento con un área identificada y delimitada, expuesta a la intemperie sin techo, piso, muros, etc..

Productos tipo a granel como, agregados pétreos, acero estructural, aditivos, equipos comunes, herramientas, etc.

Áreas especiales construidas de acuerdo a la naturaleza del material a contener, con vigilancia, control y/o resguardo según la legislación o normativa aplicable.

Productos como combustibles, explosivos, materiales tóxicos, desechos peligrosos y/o reactivos.

Materiales

Partes

Componentes

Registros

Lineamientos

Frentes de trabajo

Usuarios



Objetivo

- **Establecer los lineamientos necesarios para el control, manejo, almacenamiento, preservación de materiales pendientes de utilizar en la Obra.**

Alcances

- **Aplica para los materiales permanentes que integran las estructuras o partes de la Obra de construcción, así como partes y componentes de equipo que requieran almacenarse, antes de su instalación.**

Manejo

Materiales en grandes cantidades y a granel

- **Cementos para concretos**
- **Aceros**
- **Agregados pétreos**

**Empleo de medios
mecánicos y
manuales
apropiados**

Otros materiales

- **Aditivos**
- **Pinturas**
- **Soldadura**

**Recomendaciones del
subproveedor, del instructivo y de
los procedimientos generales de
almacén de la empresa**

Bases para la Ejecución

Control de procesos

Taller mecánico

Higiene y seguridad

Comunicación interdisciplinaria

Vigilancia

Bases para la Ejecución

- ***Control de procesos***

Objetivo

Control de Procesos

- **Establecer los lineamientos necesarios para asegurar que todas las actividades que afectan la calidad y que están relacionadas con la construcción de las obras se:**

Planean

Desarrollan de manera controlada

Documentan apropiadamente

Control de Procesos

Responsable de Obra

-] ***Planeación***
-] ***Programación general***
-] ***Programación a detalle***

Elabora

-] ***Planes para el control de procesos***
-] ***Inspección y Pruebas***

Con apoyo de los responsables de la áreas en Obra

Control de Procesos

Responsable de Obra

Revisa que el plan para el control de procesos se base en:

Normas

Códigos

Especificaciones aplicables

Control de Procesos

② ***Las actividades de construcción y/o las relativas áreas de especialización se realizan:***

De acuerdo con los procedimientos correspondientes

Criterios de aceptación y rechazo de las especificaciones

Control de Procesos

Especificaciones

Editarse anticipadamente

Conforme a las necesidades de los trabajos a ejecutar

■ ***Programa de construcción***

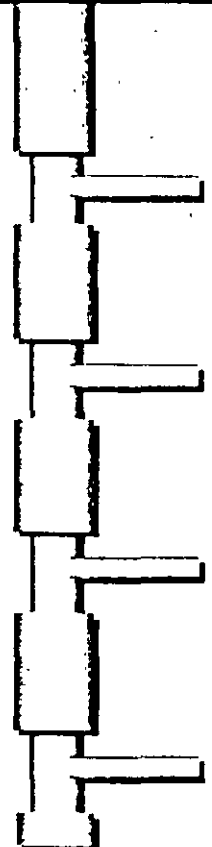
■ ***Instrucciones del cliente***

■ ***Controles del proceso***

■ ***Características de las actividades
y equipo del proyecto***

Control de Procesos

En los planes de control de proceso se describe:

- 
- La secuencia de operaciones***
 - El tipo y número de inspecciones y verificaciones por realizar***
 - Los puntos de control***
 - Pruebas y/o ensayos necesarios***

Control de Procesos

Firma o sello

Recepción y/o liberación

Cliente o representante

***Proceso, equipo y personal
aprobados***

Bases para la Ejecución

- ***Control de procesos***

- ***Taller mecánico***

Taller mecánico

Herramientas

Herramientas especiales y de uso diario

Herramientas para uso de mecánicos de campo

Equipo fijo para taller

**La cantidad de piezas necesarias
estará en función de la cantidad de
equipos y reparaciones a efectuar**

Análisis de riesgos

Riesgos potenciales

- ***Juntas periódicas que determinen acciones***

- ***Implantación y control del Sistema Integral de Seguridad***

Programa permanente de inspecciones

Organización y recursos

Departamento de Seguridad

Adecuada a las características de la Obra

Recursos en:

- ▬ Mobiliario, equipo de cómputo y papelería***
- ▬ Equipo de Radiocomunicación***
- ▬ Letreros, Señalamientos y equipo para bandereros***
- ▬ Instalaciones del Servicio Médico, equipo de emergencias y botiquín***
- ▬ Equipo contra Incendio***
- ▬ Vehículos***

Equipo de protección personal

■ ***De acuerdo al Plan de Construcción de la Obra se determinan las necesidades del equipo de protección***

Servicios Médicos

Mobiliario y Equipo

Medicinas y Material de Curación

Instrumental Médico

Instalaciones del Servicio Médico

Ambulancia

Equipo de Rescate

Comisión de Seguridad e Higiene y Brigadas

En un plazo no mayor de 30 días del alta de la Obra

- Establecerla***
- Registrarla***

Antes de 15 días

- Primera junta mensual***

Nombrar Brigadas

- Prevención y combate de incendios***
- Primeros Auxilios***
- Rescate***

Plan de Emergencias y Combate de Incendios

Plan de Contingencias

— Estar en contacto con las instalaciones y organizaciones de emergencia de la Obra

Incendios

— Determinación del grado de riesgo de incendio

— Establecer por escrito el Programa de Prevención, Protección y Combate contra Incendio

Capacitación de Seguridad

- ***Capacitación a los miembros de la Comisión de Seguridad e Higiene en lo referente a su funcionamiento y responsabilidades***

- ***Capacitación y entrenamiento a los miembros de las Brigadas de Primeros Auxilios, de Prevención y Combate de Incendios y de Rescate***

- ***Entrenamiento en el uso de Extintores a cuando menos dos personas de cada departamento o área de la Obra***

Planeación de los Servicios de Vigilancia

- ***Determinación de las áreas restringidas y sus accesos***

- ***Delimitación y cercado de las áreas restringidas***

- ***Establecimiento del organigrama del área de vigilancia***

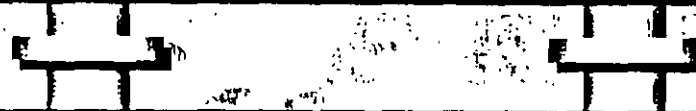
- ***Establecimiento del procedimiento de control de acceso y vigilancia***

Plan de Protección del Medio Ambiente

- ***Descarga de aguas residuales***



- ***Control de residuos peligrosos***



- ***Registro ante la autoridad competente como generador de residuos peligrosos***



- ***Control de la basura y desperdicios***

Comunicación Interdisciplinaria

Interrelación con otras áreas de la empresa

Reuniones de proyectos de construcción

Juntas y Comités

Entrevistas personalizadas y/o telefónicas

Medios formales como:

Minutas

Memorandos

Oficios

Documentos

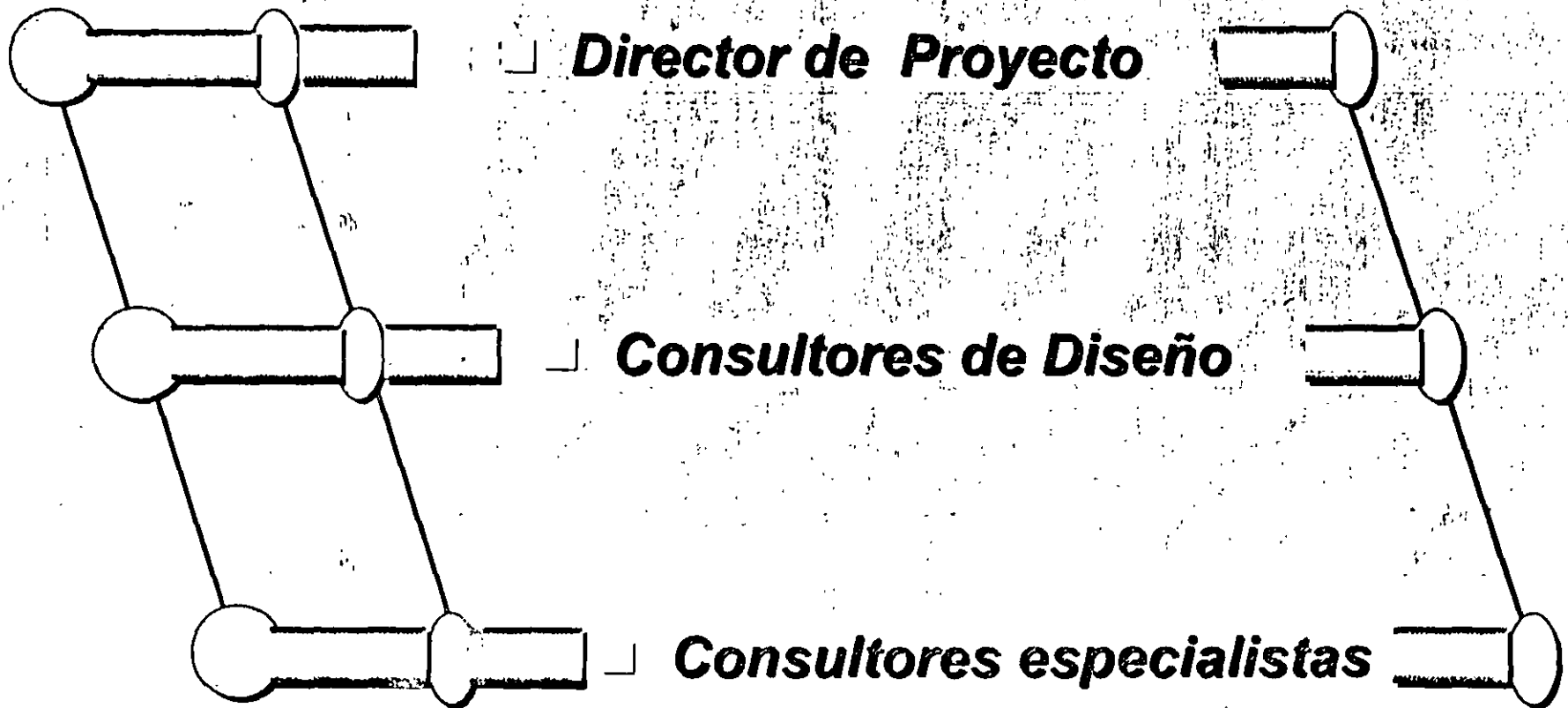
Comunicación Interdisciplinaria

Interrelación con otras áreas de la empresa

- Planeación de los trabajos***
- Junta de evaluación y revisión de cumplimiento de metas y objetivos***
- Ejecución de los trabajos en proceso***
- Con las direcciones de apoyo para la ejecución de los trabajos especializados de la obra***
- Consultas e intercambio de información***
- Acciones conjuntas***

Comunicación Interdisciplinaria

Interrelación con otras organizaciones participantes



GERENCIA DE PROYECTO EN EDIFICACION

■ OBJETIVO :

- ESTABLECER LOS LINEAMIENTOS NECESARIOS PARA REALIZAR LA GERENCIA DE PROYECTO, EN LA ETAPA DE CONSTRUCCION.**

■ LINEAMIENTOS:

- ORGANIZACION.**
- BASES PARA LA EJECUCION.**
- ADMINISTRACION DE PROYECTO.**

ADMINISTRACIÓN DEL PROYECTO

- ***Contrato***

- ***Estimaciones y Cuenta de Clientes***

- ***Programa de flujo de efectivo***

- ***Control de costos***

- ***Actualización de costos***

- ***Seguimiento de programas***

- ***Cambios de proyecto***

- ***Reportes***

Contrato de Obra

Objetivo

- ***Definir los lineamientos para revisar los requisitos del cliente y efectuar las negociaciones y acuerdos contractuales, antes y durante la realización de un proyecto.***

Contrato de Obra

Alcance

- ***Aplica durante la revisión y preparación de las ofertas técnico-económica, antes de su emisión y presentación al cliente***
- ***A la aceptación de la oferta y firma del contrato legal***
- ***Al iniciar los trabajos y durante todo el proceso de construcción y entrega de los mismos***

Contrato de Obra

Definición

• ***Se refiere a todos los documentos relacionados con la planeación, desarrollo, ejecución y entrega de una obra, proyecto o servicio, tales como:***

• ***Bases de concurso y licitación***

• ***Planos ejecutivos***

• ***Especificaciones generales y particulares***

Contrato de Obra

Definición

- ***Adendas***
- ***Correspondencia con instrucciones***
- ***Estudios***
- ***Diseños***
- ***Bitácoras de Obra, entre otros***

De aplicación directa en México

- ***Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos***
- ***Ley de Adquisiciones y Obras Públicas (LAOP)***
- ***Reglamento de la Ley de Obras Públicas***
- ***Reglas generales para la contratación y ejecución de Obras Públicas y de servicios relacionados con las mismas***
- ***Ley de Sociedades Mercantiles***

Revisión del contrato

***En
México***

***Ley de adquisiciones
y obra pública***

***En el
extranjero***

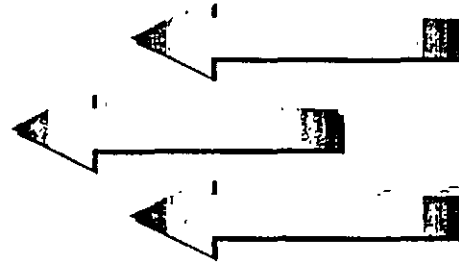
***Legislación del área
geográfica donde se
encuentra el proyecto***

***Contrato de
construcción***

Licitar

Contratar

Enmendar



Marco Jurídico y Normativo

Responsabilidades

Director General de apoyo técnico

Define

- ***La revisión, cambios y enmiendas***

Gerencia de proyecto

Establece

- ***Características generales del proyecto***
- ***Mecanismo para aclaraciones al Cliente***
- ***Difusión oportuna de ellas al personal responsable***
- ***Revisiones al contrato para aclarar situaciones***

Titular de aseguramiento de calidad

Verifica

- ***La correcta y oportuna implantación del procedimiento***

Fase de Licitación

***Dirección de
Apoyo Técnico***

***Dirección general
de la Empresa***

Capacidad de respuesta

Estrategia a seguir

Designación de grupo

***Preparar oferta técnica y económica
para el cliente***



Fase de Licitación

***Área
Jurídica***

***Dirección de
Construcción de
la Obra***

Revisar el Documento

Formular aclaraciones pertinentes

Firma del contrato legal de la Obra

Fase de Licitación

***Área
Jurídica***

***Dirección de
Construcción de
la Obra***

Revisar el Documento

Formular aclaraciones pertinentes

Firma del contrato legal de la Obra

Administración del contrato

Fase de construcción

El gerente del proyecto

Concilia con el cliente las líneas de comunicación entre las partes.

Administración del contrato

Fase de construcción

El gerente del proyecto

Establece la autoridad de su personal para aclarar y/o definir requerimientos por medio de:

- Escritos***
- Minutas***
- Juntas de Trabajo***
- Reuniones extraordinarias***
- Bitácoras oficiales***

Administración del contrato

Fase de construcción

El gerente del proyecto

Realiza las negociaciones, con base en los términos y condiciones del contrato, de las revisiones y/o modificaciones que el mismo requiera, utilizando como evidencia los documentos anteriores.

Administración del contrato

Etapa de modificación

El área jurídica

Establece y mantiene los mecanismos para la revisión de los contratos de la Empresa, dentro de un marco jurídico adecuado y apegado a la legislación regional o nacional que aplique

Situaciones comunes para la administración del contrato

• *Diferimiento del plazo de inicio del trabajo.*

No disposición oportuna de los inmuebles

No disposición oportuna de los anticipos

Prorroga en la fecha de terminación

Situaciones comunes en la revisión del contrato

- ***Convenios o modificaciones en el monto y/o plazo pactado en el contrato que impliquen variaciones substanciales del proyecto.***

- ***Convenios adicionales a causa de modificaciones excedentes al 25% en monto y/o plazo y mejoras al proyecto.***

Situaciones comunes en la revisión del contrato

- ***Prórroga del plazo de la ejecución por suspensión temporal anticipada por:***

Causas fortuitas

Fuerza mayor

Justificadas por el cliente

Estimaciones

Requerimientos:

- Condiciones del Contrato**
- Precios Unitarios y Números Generadores**
- Programa de Pagos por Porcentaje**
- Flujo de Estimaciones**

Cientes

Requerimientos:



Anticipos

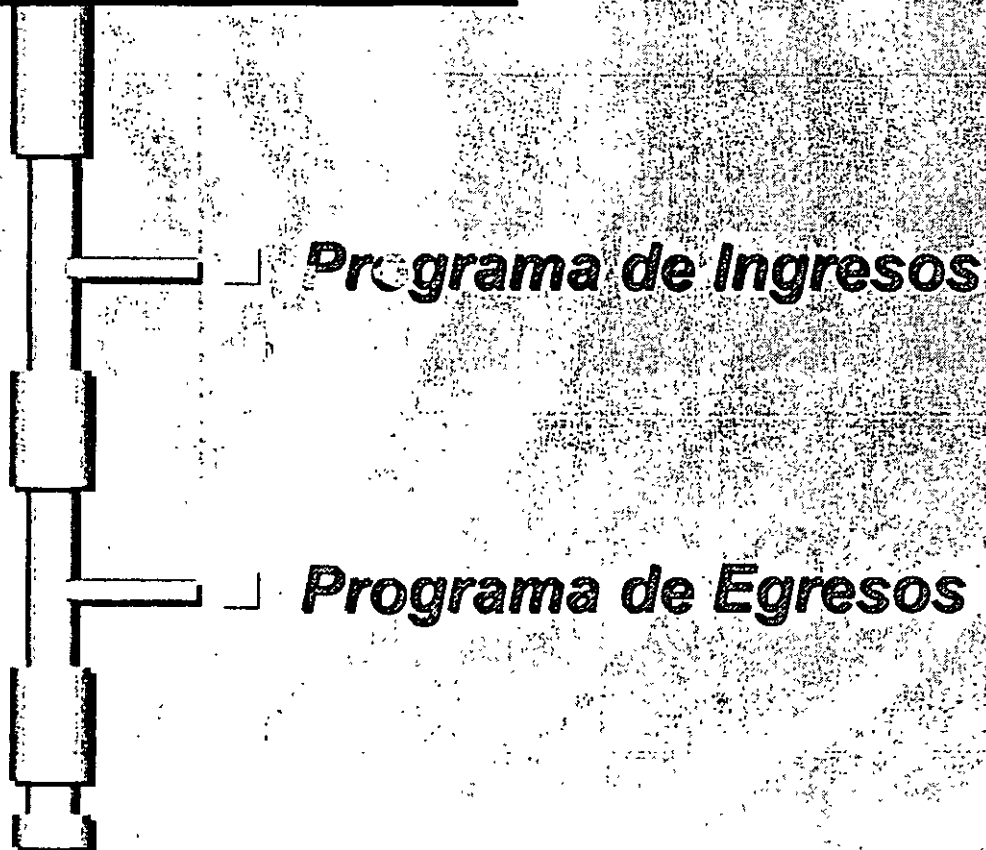
Control de Avances Mensuales

Control de Estimaciones

Cobranza

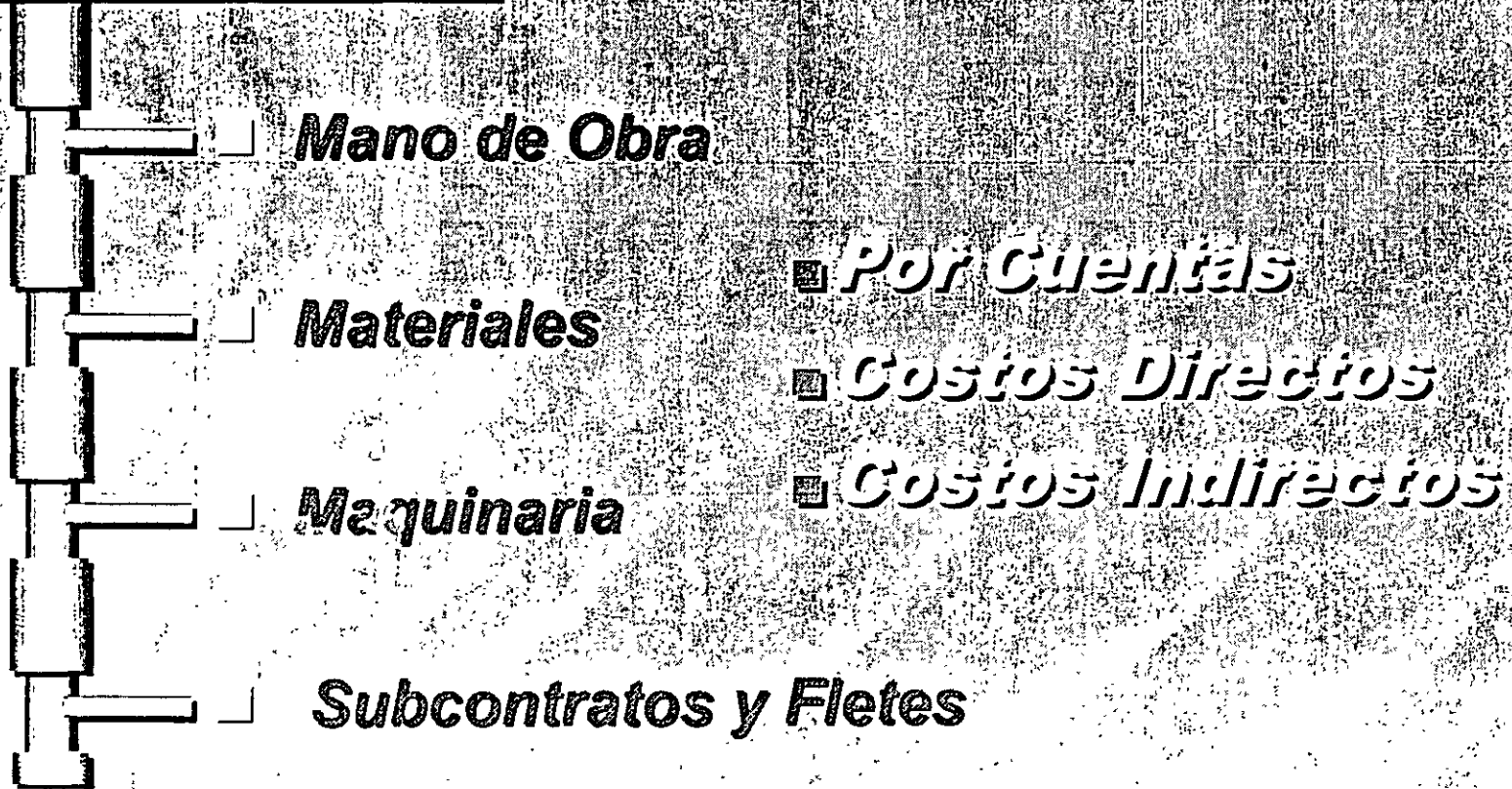
Flujo de Efectivo

Requerimientos:



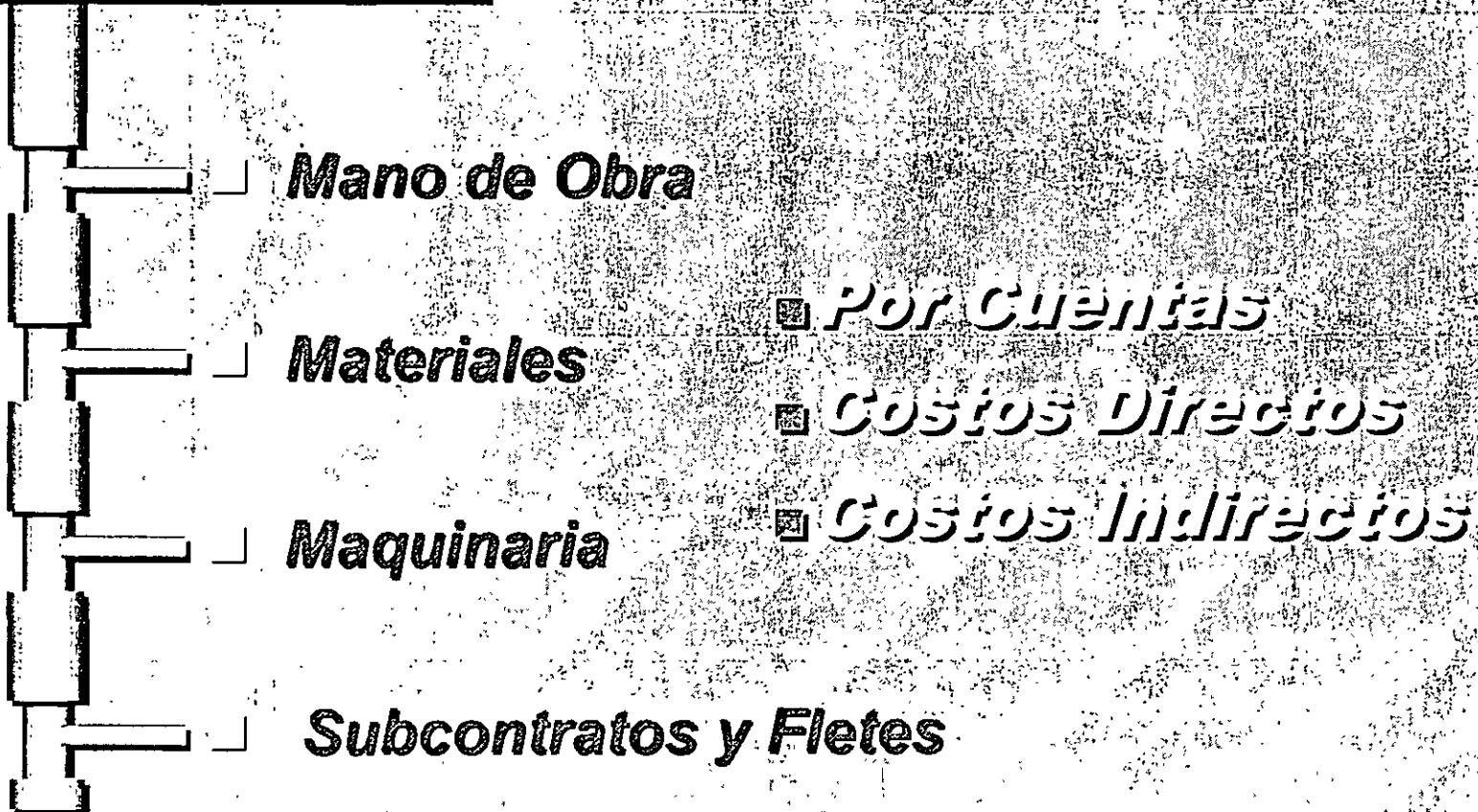
Proforma

Presupuesto Basico



Control de Costos

Proforma vs Real



Actualización de Costos

Escalaciones

■ *De la Obra Faltante por Ejecutar.*

■ **Explosión de Insumos**

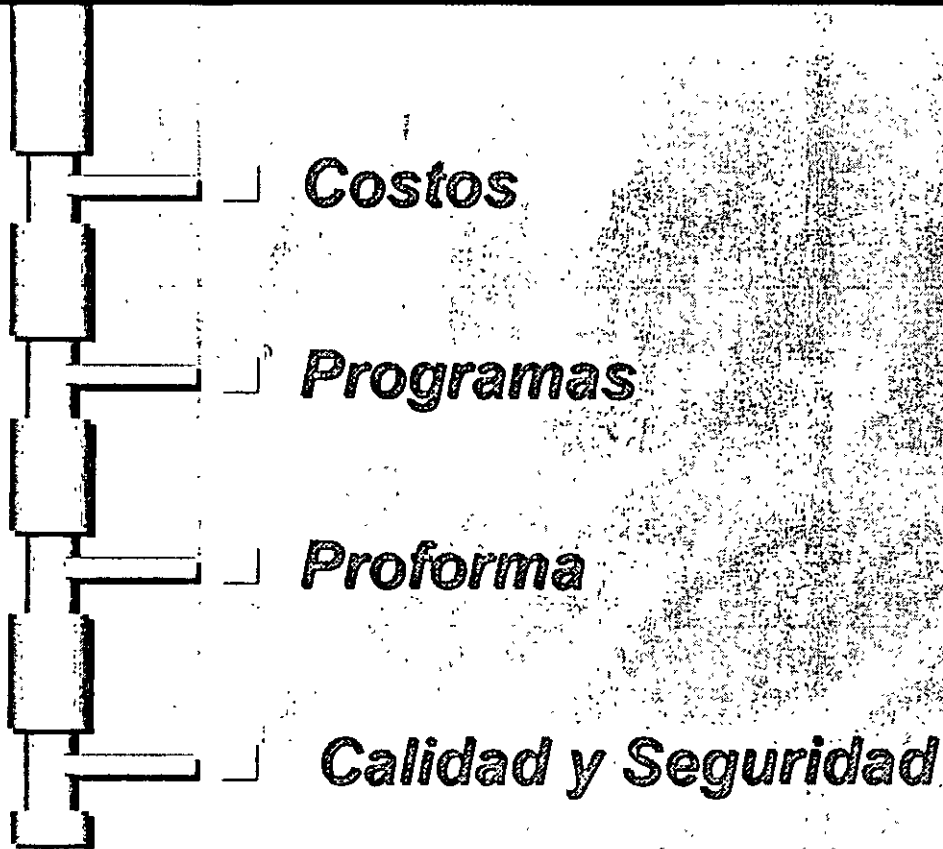
■ **Indices SECODAM**

■ **Indices Banco de México**

■ **Investigación de Mercado**

Seguimiento

Revision Semanal y Mensual



Cambios de Proyecto

Consecuencias:



- Orden de cambio***

- Modificación al programa***

- Modificación al presupuesto***

- Autorización del precio unitario***

Hoja de modificación de diseño

HMD No° _____ Fecha _____ Hoja ____ de ____

Proyecto u obra:

Area, frente o estructura.

1.- Descripción y/o razón de la modificación _____

2 - Solución propuesta. _____

3 - Croquis que se anexan a la modificación: _____

4 - Se requiere soporte técnico: Si aplica No aplica

5.- Planos afectados _____

Solicitó la modificación

Aceptó el titular del grupo de diseño

(Nombre, firma y fecha)

(Nombre, firma y fecha)

Reportes

En forma Periódica



Proforma

Avance

De Control de los Procesos

Seguridad y Control de Calidad

Control de documentos y datos

Objetivo

- ***Asegurar que la documentación vigente, se encuentra disponible a las áreas de aplicación.***

Alcances

- ***Aplica a todos los documentos y datos de origen interno y externo.***

***Asignación
del número
de copia
controlada***

Proyecto o área: _____

Número	Nombre del puesto o funciones
01	
02	
03	
04	
05	
06	
07	
08	
09	
10	
11	
12	
13	
14	
15	
16	
17	
18	
19	
20	
21	
22	
23	
24	
25	
26	
27	
28	
29	
30	

Autorizó
Responsable de obra

Nombre y firma

NO DE CONTROL	NOMBRE DEL DOCUMENTO	CARPETA	REVISION	FECHA REVISION	ÁREA
---------------	----------------------	---------	----------	----------------	------

--

ÁREA	SIGLAS

Bitácora del estado de documentos

Guía para el uso de sellos para el control documental

No	Aplica en	Leyenda	Departamento	Aplicacion
1	Copia controlada	Copia controlada No	Control de documentos	Para distribución controlada de procedimientos y documentos internos. Donde haya copia No se coloca el número de la lista de distribución autorizada (DIA). Este sello es para documentos internos con clasificación A y B diferenciándose en el formato del sello.
2	Copia controlada de documentos con sistema	Bueno para Ejecución Copia Controlada No Fecha	Aseguramiento de Calidad y Control de Documentos	En documentos externos con clasificación C como Normas Técnicas (ASTM, ASME, etc.) especificaciones de control, planos del cliente, normas, regulaciones (manejo de explosivos, reglamentos de construcción, reglamentos ambientales, etc.)
3	Control de documentos	CANCELADO FECHA	Control de documentos	Aplica para la cancelación de cualquier documento obsoleto, debe llenarse la bitácora en donde se registran las cancelaciones de los documentos tipo A, B o C.
4	Documentación sistema	control de documentos recibido Fecha	Título de área quien controla la documentación que se recibe en el proyecto obra o área.	Se utiliza para aquellos documentos que envía el cliente y que están involucrados con el proyecto indicando una orden de cambio y/o modificación al proyecto o controlo además de las extensiones al mismo.
5	Planos del proyecto y/o especificaciones regulatorias del mismo	VER FECHA	Gerencia o título del proyecto y/o del área afectada por el cambio o su designado en control de documentos.	Para las copias controladas de planos del proyecto y/o especificaciones particulares que por alguna causa justificada se autoriza una modificación a través de un número consecutivo para cada proyecto.
6	Cualquier documento	CONTROL DE DOCUMENTOS COPIA SOLO PARA DISTRIBUCION FECHA	Control de documentos	Para copias de documentos del sistema que requieran ser distribuidos sin control.

DIPLOMADO EN GERENCIA DE PROYECTOS

INDICE

TIEMPO

1 ORGANIZACIÓN

1.1 PLAN DE CALIDAD

1.1.1 ANTECEDENTES

- ORIGEN DEL PROYECTO
- MAGNITUD DE LA OBRA
- BENEFICIOS

1.1.2 DESCRIPCION DE LA OBRA

- ETAPAS DE EJECUCION
- FRENTES DE TRABAJO
- CONCEPTOS PRINCIPALES
- VOLUMENES MAS IMPORTANTES

1.1.3 ORGANIZACIONES INVOLUCRADAS

- PROYECTO
- DIRECCION
- DISEÑO
- SUPERVISION
- CONSTRUCCION

1.1.4 PLAN DE CONSTRUCCION

- MOVILIZACION
- PREOPERATIVOS
 - EVALUACION PROVEEDORES
 - EVALUACION SUBCONTRATISTAS
 - PERMISOS
 - PEDIDOS DE MATERIALES
 - PARTES O COMPONENTES
 - PLANTAS DE PRODUCCION
 - CAMPAMENTOS, OFICINAS
 - BANCOS DE MATERIALES
 - OTROS
- PROGRAMA DE ACTIVIDADES
 - MAQUINARIA
 - PERSONAL
 - MATERIALES
- PLAN DE CONTROL DE PROCESOS
- INSPECCION Y PRUEBAS
- SEGURIDAD E HIGIENE
- ASPECTOS AMBIENTALES

1.1.5 ADMINISTRACION DE LA OBRA

VISION-MISION-COMPROMISO-OBJETIVOS-POLITICAS

ORGANIZACIÓN PARA LA CONSTRUCCION

ORGANIGRAMA

APLICACIONES DE MANUALES

MAC SAC

LISTADO DE PROCEDIMIENTOS APLICABLES

PTC PGT PCA PSH

MEMORIA TÉCNICA

FORMAS DE NEGOCIACION

PRECIOS UNITARIOS Y VOLUMENES

PRECIO ALZADO

PRECIO MAXIMO GARANTIZADO

OBRA FINANCIADA

ASIGNACION DE RESPONSABILIDADES (DIRECCION GENERAL)

POR ESPECIALIDAD

POR UBICACIÓN

POR TAMAÑO

POR CLIENTE

PLANEACION DE LA OBRA

OBJETIVOS Y COMPROMISOS

PROGRAMAS

LOGISTICA

NECESIDADES DE DISEÑO

ASOCIACIONES ESTRATEGICAS

REUNIONES TECNICAS

2 BASES PARA LA EJECUCION

2.1 ASIGNACION DE RECURSOS

SISTEMAS
PERSONAL
MAQUINARIA
ECONOMICOS
MATERIALES
EQUIPOS
TOPOGRAFIA

2.2 INSTALACIONES PROVISIONALES

PLANTA DE CONCRETO Y ALMACEN
OFICINAS Y CAMPAMENTO
PATIO DE HABILITADO Y COMEDORES
TALLERES Y ALUMBRADO
SISTEMAS DE SEGURIDAD Y COMUNICACIONES
ESPECIALES (BENTONITA, PREFABRICADOS, EST. MET.)

2.3 INICIO DE OBRA

CONTRATO
PERMISOS
LICENCIAS
CONVENIOS SINDICALES, ALTAS, BANCOS IMSS
ANTICIPOS

2.4 LABORATORIOS

2.5 SUMINISTROS Y ALMACENES

OBJETIVOS
ALCANCE
RESPONSABLES

2.6 CONTROL DE PROCESOS

OBJETIVOS
RESPONSABLES
ESPECIFICACIONES

2.7 TALLER MECANICO

HERRAMIENTAS
MANEJO

2.8 SEGURIDAD E HIGIENE

PLAN SEGURIDAD OBRA
PREVENCION DE RIESGOS
ANALISIS DE RIESGOS

2.9 COMUNICACIÓN INTERDISCIPLINARIA

3 ADMINISTRACION DEL PROYECTO

3.1 CONTRATO

- OBJETIVOS
- ALCANCE
- DEFINICIONES
- REFERENCIAS
- APLICACIONES
- SUPLEATORIAS EN MEXICO
- REVISION
- REPONSABILIDADES
- FASE DE LICITACION
- MODIFICACION

3.2 ESTIMACIONES

3.3 CLIENTES

3.4 FLUJO DE EFECTIVO

3.5 CONTROL DE COSTOS

3.6 ACTUALIZACION DE COSTOS

3.7 SEGUIMIENTO

3.8 ORDENES DE CAMBIO

3.9 CONTROL DE DOCUMENTOS

DIPLOMADO EN GERENCIA DE PROYECTOS

PROYECTO: _____

1 ORGANIZACIÓN

1.1 PLAN DE CALIDAD

1.1.1 ANTECEDENTES

1.1.1.1 ORIGEN DEL PROYECTO

1.1.1.2 MAGNITUD DE LA OBRA

1.1.1.3 BENEFICIOS

DIPLOMADO EN GERENCIA DE PROYECTOS

PROYECTO: _____

1 ORGANIZACIÓN

1.1 PLAN DE CALIDAD

1.1.2 DESCRIPCION DE LA OBRA

1.1.2.1. ETAPAS DE EJECUCION

1.1.2.2. FRENTES DE TRABAJO

1.1.2.3. CONCEPTOS PRINCIPALES

1.1.2.4. VOLUMENES MAS IMPORTANTES

DIPLOMADO EN GERENCIA DE PROYECTOS

PROYECTO: _____

1 ORGANIZACIÓN

1.1 PLAN DE CALIDAD

1.1.3. ORGANIZACIONES INVOLUCRADAS

1.1.3.1. PROYECTISTAS

1.1.3.2. DIRECCIONES DE APOYO

1.1.3.3. SUPERVISION

1.1.3.4. CONSTRUCCION (PERSONAL DE OBRA)

TORRE MAYOR

ANTECEDENTES.

- El propósito para la construcción del Edificio Torre Mayor, se ha diseñado para satisfacer las necesidades de oficinas para empresas y negocios, relacionado con lo último en eficiencia y flexibilidad. Todos los pisos de oficinas, tienen una espectacular vista del parque, la avenida Reforma y las montañas que rodean a la Ciudad de México.

Su construcción representa un ejemplo de la arquitectura internacional del siglo 21. El diseño simple, de la geometría de la torre, posee una parte de metal curva y una fachada de vidrio en la cara sur, que contrasta con la forma rectilínea del costado norte. La parte superior del edificio está cortada, dando la apariencia de una tajada. A nivel de la avenida, la fachada se mete, creando la plaza pública sobre la Avenida Reforma. Los dos pisos inferiores, con 3300 metros cuadrados de restaurantes y tiendas, proporcionan el aspecto de un centro comercial de lujo.

- BENEFICIOS.

Con la construcción de la Torre mayor, aumentará la plusvalía de la zona, se generarán nuevos empleos, el nivel socioeconómico se incrementará considerablemente y se creará una imagen de prestigio internacional, estableciendo el liderazgo en edificios de gran altura en México.

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA.

- CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO.
- 42 pisos de calidad AAA, que se utilizarán para espacios de oficinas.
- Las placas de entrepisos, tienen un rango que van desde los 1,640 metros cuadrados rentables, en los pisos bajos, hasta los 1,752 metros cuadrados rentables, en los pisos altos (1,950 metros cuadrados por piso).
- Espaciamientos libres entre columnas desde el cuerpo central del edificio, hasta la fachada exterior.
- Un gran lobby y una plaza de entrada, a lo largo de Reforma, de 3,300 metros cuadrados en restaurantes de calidad y almacenes de conveniencia.
- Arriba de 2,224 espacios de estacionamiento estarán disponibles, con fácil acceso desde dos avenidas importantes de la ciudad, como lo son Reforma y Circuito Interior.
- Las oficinas tendrán una bella vista sobre el Parque Chapultepec.

- El edificio tendrá una marca en la arquitectura del siglo 21, y será uno de los más altos de Latinoamérica.
- Altos estándares de sistemas de telecomunicaciones, seguridad, mantenimiento, sismo resistentes, y de un gran sistema contra incendios.
- LOCALIZACIÓN.
- El proyecto se localiza sobre la Avenida Reforma en la Ciudad de México, lugar primordial para negocios internacionales y servicios de compañías profesionales. El sitio se encuentra en la unión entre Reforma y una de las entradas a el Parque Chapultepec. Esta localización, hace que el edificio se encuentre a una distancia equidistante entre Polanco y la Bolsa de Trabajo del D.F, así como de un trayecto corto hacia restaurantes prestigiosos, museos y hoteles de la ciudad.
- El transporte para el personal que habite el edificio, es de gran accesibilidad, debido a el servicio de buses que transitan en la zona, así como dos estaciones de metro cercanas, y otra tercera, la cual se construirá en un futuro.
- TERRENO.
- El proyecto está localizado sobre tres direcciones, con nomenclatura 497, 503, y 505 Paseo de la Reforma.
- El área total del terreno es de, aproximadamente, 6,300 metros cuadrados.
- CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.
- Areas.
 - 140,000 metros cuadrados de área total de construcción.
 - 83,000 metros cuadrados de oficinas.
 - 45,700 metros cuadrados de estacionamientos.
 - 11,300 metros cuadrados de áreas mecánicas y otros.
 - 75,710 metros rentables del total del área rentable.
 - 72,404 metros rentables para oficinas.
 - 3,306 metros rentables al por menor.
- Un total de 2,224 espacios para estacionamiento (1,950 estacionamientos privados).

- Existen 55 niveles sobre el nivel de la calle, y 4 por debajo, los cuales:
- 4 niveles por debajo son de estacionamiento.
- 9 niveles siguientes (por encima del nivel de la calle) son de estacionamiento.
- Los siguientes 42, son para oficinas de gran calidad.
- 2 niveles siguientes, son de soporte mecánico, y
- En el nivel de techo, encontramos el helipuerto.

- **PRINCIPALES VOLÚMENES DE OBRA.**

- Estará constituida por 16,500 ton de estructura metálica; 56,165 m³ de concreto; 114,400 m² de losacero estructural; 6,849 ton de acero de refuerzo; 36,300 m² de fachadas y contará con 27 elevadores.

- **TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN.**

- 34 Meses.

- **LOBBY.**

- La entrada a el edificio, es a través de un lobby rodeado por un gran vidrio, esto al nivel de calle. El área adyacente a la plaza, contiene 1,600 metros cuadrados de espacio.
- El nivel del mezzanine, 1,703 metros cudrados de espacio, posee dos accesos fáciles por medio de escaleras eléctricas y elevadores, desde el lobby principal y desde todos los niveles de estacionamiento.

DESCRIPCIÓN DEL PLAN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN.

- **ETAPAS DE EJECUCIÓN.**

- El proyecto se ejecutará en las siguientes etapas: Cimentación y Subestructura, hasta el nivel de planta baja, Estructura, del nivel 1 al 9, y Torre, del nivel 10 al 54.
- La Cimentación y Subestructura, está formada por 4 niveles de estacionamiento subterráneos, y se construirá de la siguiente manera:

- Existen 55 niveles sobre el nivel de la calle, y 4 por debajo, los cuales:
- 4 niveles por debajo son de estacionamiento.
- 9 niveles siguientes (por encima del nivel de la calle) son de estacionamiento.
- Los siguientes 42, son para oficinas de gran calidad.
- 2 niveles siguientes, son de soporte mecánico, y
- En el nivel de techo, encontramos el helipuerto.

- **PRINCIPALES VOLÚMENES DE OBRA.**

- Estará constituida por 16,500 ton de estructura metálica; 56,165 m³ de concreto; 114,400 m² de los acero estructural; 6,849 ton de acero de refuerzo; 36,300 m² de fachadas y contará con 27 elevadores.

- **TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN.**

- 34 Meses.

- **LOBBY.**

- La entrada a el edificio, es a través de un lobby rodeado por un gran vidrio, esto al nivel de calle. El área adyacente a la plaza, contiene 1,600 metros cuadrados de espacio.
- El nivel del mezzanine, 1,703 metros cuadrados de espacio, posee dos accesos fáciles por medio de escaleras eléctricas y elevadores, desde el lobby principal y desde todos los niveles de estacionamiento.

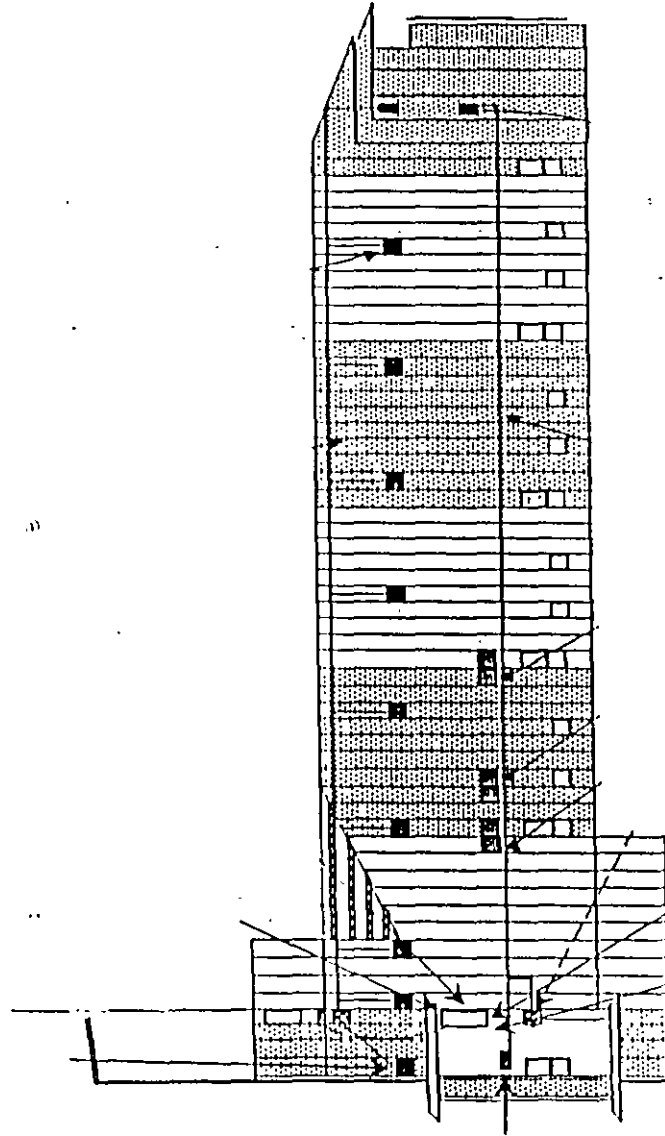
➤ **DESCRIPCIÓN DEL PLAN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN.**

- **ETAPAS DE EJECUCIÓN.**

- El proyecto se ejecutará en las siguientes etapas: Cimentación y Subestructura, hasta el nivel de planta baja, Estructura, del nivel 1 al 9, y Torre, del nivel 10 al 54.
- La Cimentación y Subestructura, está formada por 4 niveles de estacionamiento subterráneos, y se construirá de la siguiente manera:

- Pilas. La cimentación profunda consta de 250 pilas de 1.0, 1.20 y 1.50 mts de diámetro, desplantadas de 34 a mas de 50 mts de profundidad.
- Muro milan perimetral. El muro milan se construira perimetralmente conformando una pantalla que confinara el area de trabajo, evitara el flujo de agua y servira de contencion a los predios colindantes durante el proceso de excavacion. tendra un espesor de 60cms y una profundidad de 20mts a partir del nivel de calle. su construccion se hara en 58 tableros de 4.00 a 6.50mts de longitud.
- Excavación. Para ejecutar la excavación, se divide el área en 3 zonas: una central (1), una sur (2), y una norte (3).
- Muros interiores a base de Tablestacas Precoladas. En la division entre la etapa central y las etapas 2 y 3 se formara por muros de contencion a base de muros prefabricados de 99cms de longitud y 20 mts de profundidad.
- Abatimiento del nivel freatico. Antes de iniciar la excavacion, se implementara un sistema de bombeo que extraera el agua confinada dentro del area de construccion del muro milan perimetral. El abatimiento del nivel freatico se hara con 64 pozos de bombeo perforados a 1.50mts, abajo del nivel maximo de excavacion.
- Excavacion, apuntalamiento, losa de cimentacion y estructuracion de losas de entrepiso. La excavacion y apuntalamiento se iniciara en el centro de la etapa 1, extendiendose hacia las direcciones oriente y poniente con taludes 2:1. Así mismo se ejecutarán las zonas 2 y 3
- La estructura del nivel 1 al 9, abarca toda la superficie del terreno por planta para estacionamientos, conformado un área total de 21,200 metros cuadrados, y están constituidos por estructura metálica, con columnas metálicas recubiertas de concreto, y entrepisos de losacero con una capa de compresión de concreto reforzado.
- La estructura del nivel 10 al 54, contiene una superficie, por planta de la torre, de 1,900 metros cuadrados destinados para oficinas, formados por estructura metálica, con columnas metálicas recubiertas de concreto hasta el nivel 37 y entrepisos de losacero con una capa de compresión de concreto reforzado.

TORRE MAYOR

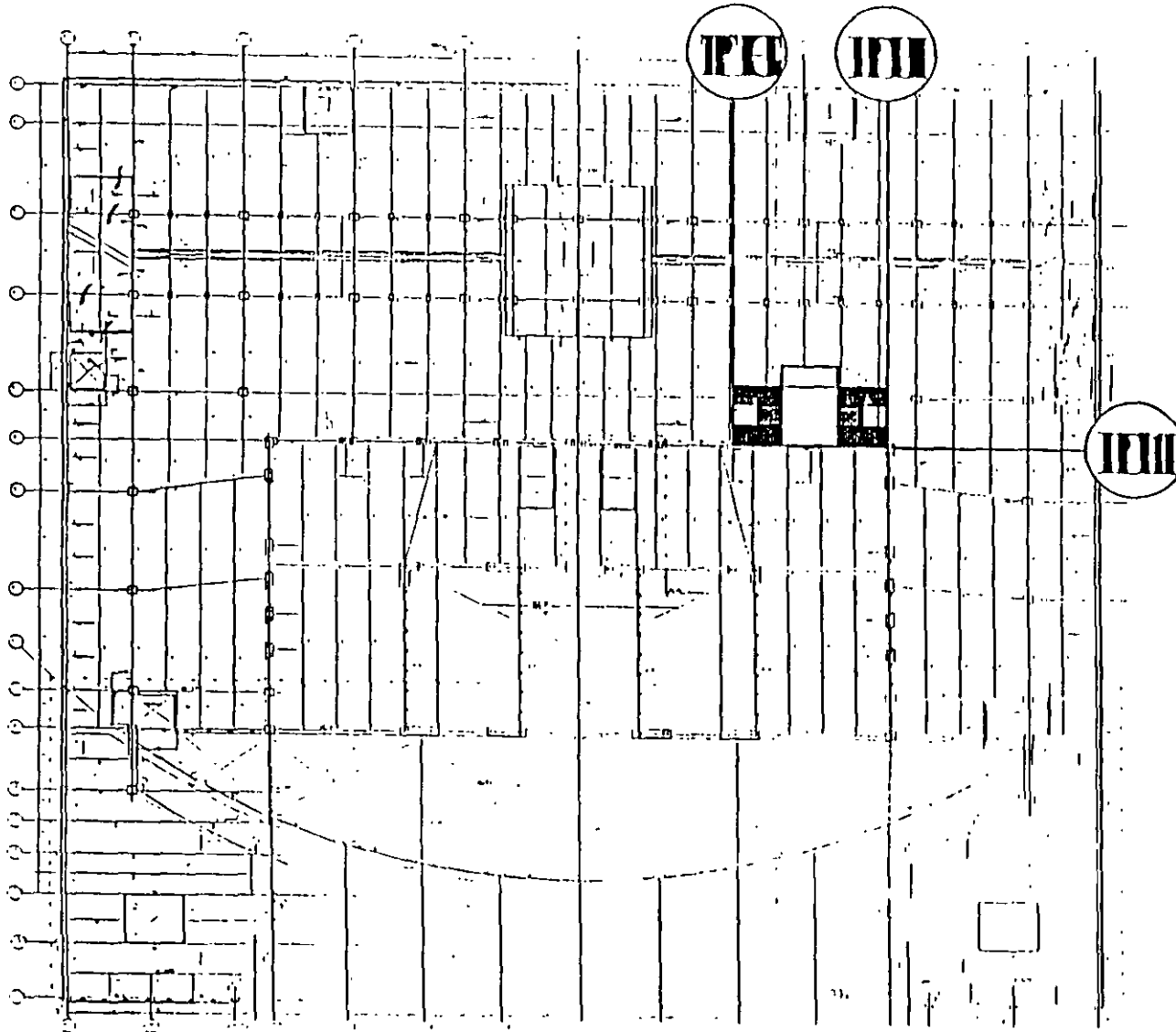


TABLERO PARA EQUIPO DE BOMBEO

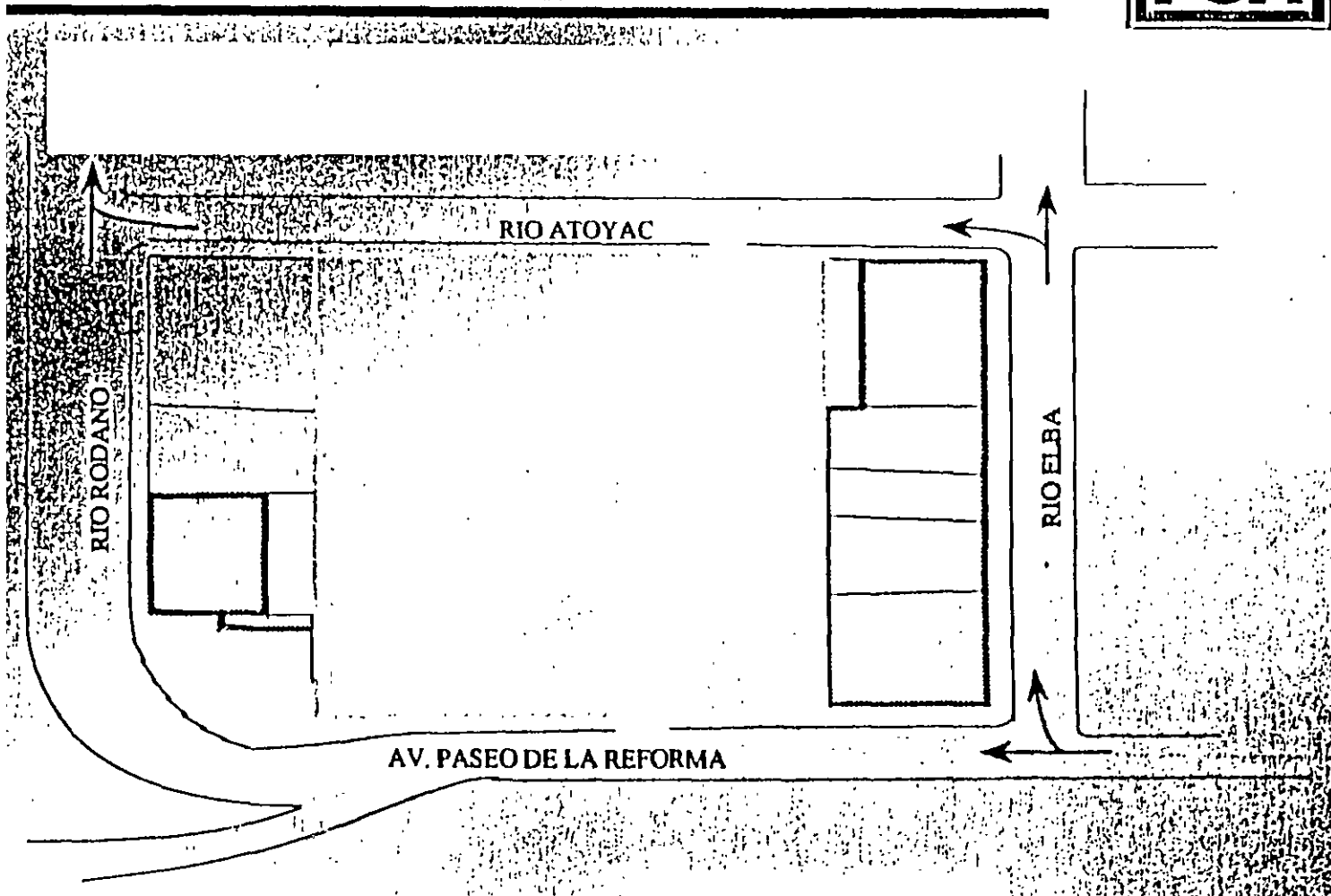
TORRE MAYOR



UBICACION DE LOS ELEVADORES



TORRE MAYOR





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**DIPLOMADO “GERENCIA DE PROYECTOS”
2 AL 4 DE SEPTIEMBRE DE 1999
DECFI – ICA**

**Módulo IV
CONSTRUCCION**

“CONSTRUCCION DE TUNELES”

Ing. Adrian Lombardo

Palacio de Minería 1999

DESARROLLO HISTORICO DE LOS TUNELES

POR: ROBERTO SANCHEZ TREJO

1. HISTORIA

1.1. La caverna y el hombre primitivo.

Desde épocas prehistóricas el hombre ha utilizado las cavernas (excavándolas en muchos casos) y las ha ocupado como refugio, hábitat, almacén de alimentos, etc. Estas cavernas generalmente no se comunicaban entre sí y eran construidas aisladas; las cuevas o cavernas fueron evolucionando gradualmente hasta llegar a ser verdaderos recintos como las obras de la famosa arquitectura troglodítica en Petra hechas por los Nabateos (pueblos nomadas de Arabia Petrea) y los templos de Ajanta en India o las construcciones funerarias subterráneas de los etruscos y los egipcios; como ejemplo los templos de Abu Simbel excavados en las montañas de Egipto.

1.2. La minería en épocas remotas.

Las primeras minas en túnel que registra la historia son las minas de sylex (pedernal) de las cuales hay muchos vestigios en Europa y Asia Central aunque la primera conocida se encuentra en Swazilandia en Africa. Posteriormente surgen las minas de sal en Polonia, Centro Europa, allá por los años 3,000 a.C. Las minas de cobre son sin duda ya un avance y los primeros vestigios de ellas se encuentran en Armenia y el Cáucaso. Posteriormente los fenicios, los griegos y los romanos desarrollan la minería de diversos metales y excavan gran cantidad de túneles para este fin.

1.3. Primeros túneles de servicio.

Los primeros túneles que construyó el hombre para servicio de la colectividad fueron los de agua potable y los de servicios sanitarios; por tal razón el origen de los túneles de servicios se asocia principalmente con acueductos y desagües subterráneos (cloacas). Los túneles de servicio más antiguos hechos por el hombre pueden localizarse en Babilonia.

Sin duda alguna los griegos y después los romanos sentaron las bases de la ingeniería hidráulica y construyeron los primeros túneles para tal fin: existe un gran número de túneles construidos por estas civilizaciones siendo de los más antiguos el túnel de la Isla de Samos (530 a.C.) con longitud de 1050 m 1.75 de ancho y 1.75 de altura excavado en roca caliza y revestido con placas de piedra. También perteneciendo a la civilización griega se construyó un túnel para desecar el lago Copáis.

La civilización romana es quizá la más rica en obras hidráulicas subterráneas, sin querer decir con esto que otras civilizaciones más antiguas como las Fenicias, India, China, Etruria (Italia → Etruscos) y otras, no hayan contribuido en este sentido.

Sin embargo, en Roma se aplican técnicas de ingeniería subterránea por primera vez en la historia; se construyen gran cantidad de acueductos en túnel y túneles para saneamiento como la llamada Cloaca Máxima que descarga en el Tiber; el acueducto de Nemausus; la galería de Lutetia, etc. La civilización romana que se extendió en Europa deja sus huellas en España con el túnel de Montefurado.

También en la época romana se inicia la construcción de túneles para calzadas como el famoso túnel de Pausilippo (36 a.C.) de 1500 m de longitud, el del paso Furlo y varios otros.

La historia habla de un túnel bajo el Río Eufrates en la ciudad de Babilonia (2100 a. C.) de longitud 915 m., el que de haber sido real sería el primer gran túnel de la historia; sin embargo tal parece que el citado túnel nunca existió más que en la mente de los pobladores de Babilonia y que en efecto solo existen algunas estructuras menores hechas con el sistema de "Cut and Cover".

1.4. Túneles en la Edad Media.

En la Edad Media, dada la idiosincrasia y la mentalidad de aquella época, se construyen un gran número de túneles que sirven como pasadizos secretos, túneles estratégicos, túneles para operaciones de guerra y asedio y otros para diversos fines. Sobresalen en esta época iglesias rupestres, ciudades subterráneas templos y monasterios rupestres, cisternas, túneles mineros y también canales subterráneos para conducción de agua. Pocos túneles de comunicación están registrados en esta época.

1.5. Era Moderna

Sin duda alguna, el primer túnel de importancia de la Era Moderna es el túnel bajo el Tamesi en Inglaterra inaugurado en 1842 y construido por el Ing. Marc Brunel; este túnel tiene una longitud de 400 m aproximadamente y se utilizó para el paso de caballos, carruajes, peatones, etc.

En este mismo siglo XIX se construyó un importante número de túneles ferroviarios particularmente en los Alpes austriacos, suizos, franceses e italianos. Obviamente los túneles carreteros no aparecen sino hasta el s. XX. El primer túnel que cruza los Alpes es el túnel de Simplón seguido por los túneles ferroviarios de San Gotardo que se construyeron en los años de 1860-1870.

Ya en este siglo, particularmente de los años 50 en adelante, se construyen gran cantidad de túneles carreteros especialmente en los países alpinos; entre estos destaca el túnel de San Gotardo construido en 1972 y que resulta ser el túnel carretero más largo e importante del mundo con casi 16 km de longitud, seguido por el túnel de Mont Blanc.

No sería exagerado decir que en Europa existen varios cientos de kilómetros de túneles carreteros. Solamente en Italia se puede transitar en autopistas que en 50 km de longitud disponen de más de 50 túneles. Sin embargo, Noruega es el país con mayor longitud de túneles por habitante.

Recientemente fué inaugurado el túnel bajo el Canal de la Mancha con unos 45 km de longitud y en el año de 1986 se inauguró el túnel bajo el Seikan también de 45 km de longitud que une dos islas en el archipiélago Japones; también de esta época es el túnel de Mesina (entre Italia peninsular y Sicilia) (Mar Tirreno y Mar Jónico). Actualmente esta en proyecto el túnel en el estrecho de Gibraltar que unirá los continentes de Africa y Europa. Debe quedar claro que los grandes túneles bajo el mar deben ser por necesidad para el paso de ferrocarriles electrificados ya que los túneles carreteros requieren de una ventilación que es imposible de lograr en longitudes grandes bajo el mar.

2. DESARROLLO DE LOS TUNELES EN MEXICO

Enseguida se describen y enumeran los principales túneles que se han construido en México desde la Época Colonial hasta años recientes, clasificados según el uso particular de cada uno de ellos. Un gran número de túneles mineros no se describen por carecer de información y por que sería un tema muy especializado. No hay evidencias de túneles de épocas prehispánicas.

2.1. Túneles de desagüe

En 1555 el Español Don Francisco Gudiel opinó: Se necesita "desviar el Río Cuatitlán y hacerlo desaguar a ciertas quebradas de Huehuetoca e ir al río Tepeji, que va al mar". Fue entonces cuando intervino en los estudios Don Enrico Martínez y al verificar la bondad del sistema propuesto por Gudiel, logró el

consentimiento del Gobierno Virreinal y el 29 de noviembre de 1607 inició el primer túnel de nuestra historia.

Este túnel conocido como Socavón de Nochistongo, también llamado por Humbolt el Túnel de Huehuetoca, de 6.600m de longitud, fue construido empleando 10,000 Tamemes, con ayuda de 42 Lumberas, la más profunda con 50 m; el 17 de septiembre de 1608 (con 9,5 meses de trabajo) daba paso a las aguas del Río Cuautitlán hacia afuera del Valle de México. Sin embargo, a Enrico Martínez le fue negado presupuesto para la protección y reforzamiento de las zonas débiles y la obra se colapsó pocos meses después. En 1637 se decidió la excavación de un Tajo para sustituir al túnel. El "Tajo de Nochistongo" se terminó después de 152 años de trabajo, muchas veces interrumpido por dificultades políticas y económicas.

La segunda obra subterránea de importancia fue el Túnel Viejo de Tequixquiac, iniciada en julio de 1866; tiene una longitud de 10.021m y se excavó con ayuda de 24 Lumberas; los cambios políticos de la Nación y sus épocas críticas limitaron el presupuesto para el Desagüe del Valle de México, consistente en la construcción del túnel y la excavación del Gran Canal de Desagüe. La inauguración de las obras fue hasta marzo de 1900.

En 1938, se inició la obra del Nuevo Túnel de Tequixquiac, con longitud de 11,300 m; se emplearon 10 Lumberas y cerca de 18 pozos de ventilación para facilitar los trabajos; la obra se terminó en 1954. Con esta obra se aseguraba el desagüe de la Ciudad de México con el apoyo del Tajo de Nochistongo para dar servicio a más de 10 millones de habitantes. Sin embargo, debido al bombeo de aguas en el Valle y de la Ciudad, para la dotación de sus habitantes, hubo serios problemas de hundimientos del terreno, los que motivaron que el sistema de alcantarillado se dislocara, dejando de trabajar por gravedad hacia su desagüe en el Gran Canal. Con esto, las lluvias de más o menos intensidad eran suficientes para que el agua brotara por pozos de visita, causando inundaciones principalmente en el centro de la Ciudad, donde los hundimientos eran mayores.

Las mayores aportaciones directas de cuencas a la Ciudad de México son los arroyos y ríos que llegan del poniente y atraviesan la población, para descargar en el Gran Canal de Desagüe. Entre ellas están el río Eslava, el Magdalena Contreras, el río Mixcoac, el río Tacubaya, río Hondo, río Sordo, río Totolica, etc. Para controlar esas aguas y desviarlas al vaso de Cristo, se construyó el Interceptor del Poniente de 17 km de longitud, el cual fue puesto en operación en 1960. Tanto la excavación como el revestimiento de este túnel fueron ejecutados en un tiempo total de 20 meses.

Desde varios años antes de 1960, la Dirección General de Obras hidráulicas del Departamento del Distrito Federal, bajo la dirección de los Ingenieros Eduardo Molina, Fernando Hiriart y Raúl Ochoa Elizondo, inició el estudio del Drenaje Profundo; en 1966 se iniciaron los trabajos de campo con excavación de varias lumberas. Esta obra es la de mayor importancia en México respecto a construcción de túneles para desagüe por sus características de diseño, las dificultades de su construcción al atravesar formaciones geológicas muy complejas; durante su construcción hubo filtraciones de agua al túnel superiores a los 8 m³/s; sus 68km de primera etapa fueron excavados desde sus 34 Lumberas y un solo Portal. Los interceptores, que sumaron 18 km en la primera etapa, con sección circular de 5m de diámetro, se unen al Emisor Central antes de la Lumbera 0; este Emisor con una sección circular de 6.5m de diámetro revestido, con 50 km de longitud hasta su descarga, con 22 Lumberas de profundidades desde 30 m hasta 200m (Lumberas 15 y 16) es capaz de conducir por gravedad fuera del Valle de México, hasta 200 m³/s descargando al río Tula, a la altura de Tepeji del Río, Hgo.

2.2. Túneles para agua potable.

La primera obra subterránea importante para conducción de agua potable a un centro de población en México fue el Túnel de Lerma que se inicia en Atarasquillo, Edo. de México, atraviesa la Sierra de la Cruces, y conduce a la Ciudad de México el agua de los manantiales que dan inicio al río Lerma junto con las extracciones por bombeo de un acuífero profundo. El túnel se construyó para un gasto de 14m³/s con una longitud de 14.336m; se excavó en su totalidad utilizando sólo los portales a pesar de que se excavaron 4

Lumbreras: una de 104m. que se incendió y sirvió prácticamente de ventilación, otra de 136m que alcanzo su piso cuando ya había pasado la excavación del túnel; una mas que se abandonó por las fuertes filtraciones de agua que presentó; y finalmente, otra que sirvió para ventilación y con fines topográficos . El túnel de Lerma se terminó de revestir en el mes de febrero de 1951.

El túnel Analco-San José, perteneciente al sistema Cutzamala , se terminó de excavar en 1982 y se revistió entre 1984 y 1985. Tiene una longitud de casi 16 km y se aprovecharon las Lumbreras 1 y 2 del túnel del Lerma, para excavar más de la mitad de su longitud total. Se proyecto paralelo al Túnel de Lerma entre las Lumbreras 1 y 2 . Su rasante quedó 8m arriba para reducir las fuertes filtraciones de agua que tuvo el primero. La alineación paralela ayudó al conocimiento de la geología y para prever la presencia de las fallas que paralizaron algunos meses la excavación del túnel de Lerma.

2.3. Túneles en Plantas Hidroeléctricas.

Las Obras hidroeléctricas se iniciaron en nuestro país a principios de este siglo por parte de la Compañía Mexicana de Luz y Fuerza. Posteriormente dichas obras fueron construidas por la Comisión Federal de Electricidad.

En la actualidad se tienen terminadas y en operación gran número de plantas hidroeléctricas que requirieron obras subterráneas; destacan por su gran trascendencia las del río Grijalva, al Sureste de México. La primera planta de este sistema que entró en operación el año de 1969, se construyó aprovechando la presa de Netzahualcoyotl (Malpaso); la obra hidroeléctrica consistió en seis túneles de presión, una casa de máquinas subterránea y seis túneles de desfogue que se unieron a los de desvío. La segunda obra importante de este Sistema fue la presa La Angostura que entró en operación en el año de 1974. La obra hidroeléctrica consiste en cinco túneles de desfogue. En tercer lugar se construyó la presa Chicoasén, la obra hidroeléctrica consiste en 8 túneles de presión, una planta hidroeléctrica de tipo caverna y ocho túneles de desfogue que se unieron a los túneles de desvío.

Además en fechas mas recientes se han construido, las Plantas Hidroeléctricas El Caracol, Aguamilpa, Zimapán y varias otras que cuentan con grandes túneles de conducción, desvío, acceso, vertedores, etc.

2.4. Túneles para riego

A principio de este siglo se construyó el primer túnel para conducir agua con propósito de riego. este túnel, de nombre San Diego, localizado en el Estado de Coahuila, fue construido por particulares entre 1902 y 1904, con objeto de regar una vasta superficie de tierras agrícolas que en la actualidad pertenecen al Distrito de Riego de Palestina. El túnel tiene una longitud de 2,200m y fue excavado en calizas y conglomerados con sección herradura de 2.5 x 2.5m. No se colocó ninguna clase de soporte ni revestimiento y sólo en aquellos tramos en los que, durante su ya larga operación, han ocurrido desprendimientos de roca, se ha colocado un refuerzo con mampostería.

En la etapa moderna de desarrollo hidroagrícola, el primer túnel importante para riego construido durante los años de 1941 y 1946 fue El Mirador, perteneciente al Distrito de Riego de Valsequillo, en el estado de Puebla; tiene una longitud de 11 km, sección circular de 4.9m de diámetro revestido y fue excavado en conglomerados y pizarras arcillosas; en estas últimas se presentaron grandes deformaciones de convergencia que rompían el soporte temporal consistente en marcos de madera con secciones de 30x30 y de 40x40cm. Debido a esto, se llegó a pensar que no sería factible la terminación de la obra; sin embargo, los problemas fueron superados y el túnel llegó a feliz termino estando actualmente en operación. Muchos otros túneles para riego se han construido en México entre 1940 y 1995, entre ellos se puede mencionar El Mexicano en Tamaulipas, Tomatlán en Jalisco, El Gallinero en Hidalgo y otros varios.

2.5. Túneles Ferroviarios

Entre los años de 1837 y 1842, se inician en México los trabajos de construcción de los ferrocarriles. El ferrocarril mas antiguo es el Ferrocarril Mexicano que une las ciudades de México y Veracruz. En 1865 durante la intervención francesa, se inician los trabajos en las Cumbres de Maltrata en Veracruz y con ello se inician también los trabajos de túneles.

En el año de 1867, a la caída del imperio de Maximiliano, se establece la República y ya para entonces se tenían terminadas 50 millas de Veracruz a Paso del Macho y 88 millas de México a Apizaco. En 1868 se hacen los túneles entre Boca del Monte y Maltrata y entre Atovac y Fortín, en los que participan los ingenieros ingleses Murray, Hill y Pringle, y los mexicanos González Cosío, Bulnes y Bezares, bajo la dirección de Buchanan y Foot y los contratistas y agentes constructores Braniff y Jackson.

Para 1869 se inaugura el ramal México-Puebla que cuenta con siete túneles y en 1870 se abre al público la vía Veracruz-Atoyac. Los túneles de la zona de Fortín entre Córdoba y Orizaba se construyen a partir de 1871. Después de 35 años de trabajos, se inaugura la vía México-Veracruz el 1ero. de enero de 1873.

Durante el gobierno del Gral. Porfirio Díaz entre los años 1880 y 1910 se trabaja ya en los ferrocarriles: México-Guadalajara, México-Monterrey, Guadalajara-Tepic que incluye 16 túneles construidos entre 1900, 1908, Ojinaga -Chihuahua y Chihuahua-Creel. Ya durante la época revolucionaria y post-revolucionaria se trabajó en el ferrocarril de Cárdenas a Támpico que entroncando con el México-Monterrey, uniría a México con el Puerto de Támpico. También por esta época fue construido el ferrocarril chihuahua-La Junta Cd. Juárez que cuenta con 10 túneles.

De 1920 a 1955 prácticamente no se ejecutaron trabajos para continuar los trazos definitivos de ferrocarriles. Es hasta 1956 cuando se decide continuar con el Ferrocarril Chihuahua a Creel hasta el Puerto de Topolobampo, inaugurándose este en el año de 1961. Por estas fechas se rehabilita la vía México-Querétaro-San Luis Potosí, que cuenta con varias obras subterráneas. Entre 1975 y 1979 se trabajó en el ferrocarril Coróndiro-Las Truchas, que también cuenta con un número significativo de túneles.

En fechas recientes se inició la ampliación de varios túneles para hacerlos capaces de dar paso a convoyes modernos con plataformas de doble estriba y contenedores

El túnel "La Jarochita" que tiene una longitud 2,960m: es el más largo de los construidos hasta ahora: este túnel se localiza en el nuevo trazo de la línea férrea México-Veracruz en el tramo Los Reyes-Ciudad Mendoza

2.6. Túneles Carreteros

Los túneles carreteros en México se inician prácticamente en la década de los 80 ligados a la construcción de autopistas de cuota que requieren especificaciones modernas de trazo y pendiente. Sin embargo posiblemente el primer túnel carretero que se construyó en México se ubicaba en la antigua carretera federal de México-Acapulco. Este túnel fué abandonado hace muchos años al cambiarse el trazo de la citada carretera y se encuentra en el Cañón del Zopilote en total abandono. Otro túnel carretero construido con anterioridad es el túnel de acceso a la Hidroeléctrica de Chicoasen y fué construido por C.F.E. en los años 70. Este túnel tiene unos 600m de longitud, fué excavado en roca caliza y no está revestido.

En los años 80 se construyó un túnel carretero que se utiliza para el libramiento de la Ciudad de Puerto Vallarta. Un poco después se construyó el primer túnel carretero realmente importante de México: el túnel de La Venta, con casi 500 m de longitud en la autopista México-Toluca. En este túnel ya se aplicaron técnicas modernas de excavación, soporte, mediciones y análisis numéricos.

Entre los años de 1989 y 1993 se construyeron 3 importantes túneles en la autopista Cuernavaca-Acapulco; estos son el Túnel de Tierra Colorada (400m de longitud), el de Agua de Obispo (450 m de longitud) y el

de los Querendes Este último siendo muy corto de longitud (100 m) es sin embargo el túnel de mayores dimensiones construido en México con un área transversal de cerca de 200 m² claro de 22 m y altura cercana a 14; este túnel cuenta con cuatro carriles de circulación mas banquetas y acotamientos. Con la construcción de esta obra además se rompió con el tabú de que el "mínimo techo para construir un túnel debería ser de tres veces el claro". en este caso el techo era de solo 15 m con un claro como ya se dijo mayor de 20.

Recientemente se concluyó la construcción de un túnel carretero de acceso a Acapulco, Gro., de casi 3 kilómetros de longitud, con sección para alojar 3 carriles. Actualmente se estudian mas de 20 túneles carreteros para diversas autopistas: 8 para la México-Tuxpan; 3 entre Uruapan y Lázaro Cardenas, Mich; 4 entre Jala, Nay. y Puerto Vallarta, Jal. y varios otros.

Es muy probable que de continuarse el programa de autopistas concesionadas o federales en México surjan un buen número de túneles; las autoridades se convencen cada día más de sus ventajas, particularmente al apreciar la enorme cantidad de problemas que se están generando en los grandes tajos, los que, si bien es cierto que inicialmente cuestan menos que los túneles, requieren gastos de conservación y estabilización y causan daños a la ecología, al paisaje y traen problemas con el uso de suelo.

2.7. Túneles viales urbanos

Sería muy difícil extenderse en este tema y solo mencionaremos que los túneles urbanos están normalmente asociados a la construcción del transporte masivo subterráneo (Metro) y que muchos de ellos, al menos en la Ciudad de México, son túneles excavados en suelos con el sistema de "cut and cover"; solamente en las Líneas 3 y 7 del Metro existen verdaderos túneles excavados También en las ciudades de Monterrey y Guadalajara se han construidos tramos de metro excavados como túneles.

Otros túneles urbanos que llegan a tener la importancia de los túneles carreteros son los que se han construido y se construyen para comunicar áreas urbanas importantes como por ejemplo el túnel de Vista Hermosa en Bosques de las Lomas D.F., que fue construido en 1992 y el túnel de Loma Larga en Monterrey que tendrá 600 m de longitud y que comunica el centro de la Ciudad con la Colonia del Valle.

México, D F., Diciembre 1996.

CONCEPTOS BASICOS EN INGENIERIA DE TUNELES

POR: ROBERTO SANCHEZ TREJO

1. ASPECTOS FUNDAMENTALES

Un túnel es una excavación subterránea que consiste de una horadación más o menos profunda en la corteza terrestre que se realiza con un fin de servicio específico. La Corteza Terrestre es un complejo de materiales naturales constituido por formaciones geológicas (suelos y rocas) con sus estructuras: estratificaciones, plegamientos, discontinuidades, fallas, fracturas, diaclasas, etc.

1.2. ESTADOS DE ESFUERZOS

En la corteza terrestre existe un estado tensional 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 tensional original que, al ocurrir, se manifiesta por medio de deformaciones (corrimientos y desplazamientos). El cambio en el estado tensional 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.

El cambio inmediato del estado de esfuerzos en el entorno de una excavación subterránea, que ocurre por efecto de la remoción del material y es consecuencia de la pérdida de la continuidad previamente existente y del consiguiente cambio de las condiciones de frontera, se extiende en una amplia zona de influencia alrededor de la excavación y parece depender, estrictamente hablando, únicamente de la forma y dimensiones de la horadación y de la geometría del terreno que la circunda.

1.2 DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS

Por su parte, la magnitud de las deformaciones que se manifiestan en forma de corrimientos dependerá del estado inicial de esfuerzos y, por supuesto, del estado modificado por la excavación y está influida además, en forma directa, por las propiedades de deformabilidad y de resistencia de los materiales que forman la corteza terrestre.

Las propiedades de resistencia o, dicho de otra forma, la capacidad límite de resistencia mecánica de los materiales del macizo, pueden originar que, al alcanzarse tal límite en algunos elementos, éstos cedan plásticamente o se fracturen y originen que el estado tensional en el macizo se altere en un proceso de redistribuciones consecutivas que ocurre gradualmente hasta el logro de un equilibrio final (o de un colapso).

Una de las funciones más importantes del ingeniero de túneles es la del control del comportamiento deformacional de una excavación; para lograr esto requiere, antes que nada, definirlo teóricamente o al menos intuirlo para después dar el seguimiento adecuado con los medios disponibles para su observación física.

Previamente a la construcción, el ingeniero habrá de definir en forma preliminar, el posible comportamiento de una excavación subterránea y habrá de recomendar el procedimiento constructivo adecuado y los sistemas de estabilización más convenientes para cada situación. Para lograr esta definición previa a la construcción, el ingeniero posee diversas armas como son: la prospección geológica; las pruebas mecánicas de campo y de laboratorio; la modelación geomecánica; los análisis teóricos y numéricos, etc.

Con estas bases teóricas y numéricas, el ingeniero tendrá los elementos para poder juzgar, durante la construcción de un túnel, si el comportamiento observado o medido de la excavación es normal o anormal, riesgoso o francamente inaceptable. En este sentido, nada substituye a la sensibilidad, buen juicio y experiencia del ingeniero.

1.3 ESTABILIZACION Y SOPORTE DE EXCAVACIONES

Es conveniente establecer con claridad de qué medios se dispone para el logro de obras subterráneas estables, seguras y económicas. Para ello se requiere de definiciones claras y objetivas que todas las partes involucradas en una obra subterránea acepten con la misma significación. Por lo tanto, en ingeniería de túneles, debe distinguirse la diferencia de funciones entre soporte y estabilización, y entre estos medios y el revestimiento, con objeto de no utilizarlos inadecuadamente.

El soporte o sostenimiento como su nombre lo indica es un "apoyo que sostiene desde abajo" y que lleva implícito el efecto de carga o peso y el de descarga en una cimentación, piso o suelo. Con esta definición, en túneles sólo podrían aceptarse como soportes a los puntales y a los marcos o cerchas (metálicos o de madera) que sostengan las cargas del terreno que sobreyace a la excavación subterránea. Para que esta acción de soporte se efectúe es requisito que existan 3 condiciones: a) que los puntales o marcos estén en contacto con el terreno; b) que cuenten con elementos que transmitan las cargas al piso; c) que existan tales cargas (aflojamiento de la clave, peso del terreno gravitando o presiones laterales activas).

Estabilización significa "propiciar o favorecer el equilibrio, la permanencia, la duración"; en el caso de los túneles se favorece la estabilización, es decir el equilibrio, mejorando las propiedades del terreno mediante el uso de anclas y concreto lanzado. Las inyecciones también mejoran la cohesión y aumentan el rozamiento en los contactos entre bloques. Las anclas ligan entre si a los bloques y actúan como un refuerzo estructural de los materiales pétreos. El concreto lanzado protege la superficie interior de la excavación subterránea, evita la alteración y la intemperización, llena intersticios y huecos, evita el aflojamiento de partículas y pequeños bloques y forma una costra, generalmente más resistente que el terreno, la cual coadyuva a la estabilización.

El término ademe (del árabe ad-da'm = sostén, apoyo) heredado de la minería y tan utilizado en construcción de túneles, se aplica indiscriminadamente a todo sistema de sostenimiento o estabilización, sin distinguió alguno, creando algunas serias confusiones.

Finalmente un revestimiento tiene de hecho tres funciones básicas: a) proteger permanentemente a la excavación; b) dar al túnel la forma y la superficie interior adecuadas al uso previsto y c) interactuar con el terreno circundante. en todos los cambios o efectos mecánicos, químicos o de cualquier otra naturaleza que puedan presentarse a mediano y largo plazo, durante la vida útil de la obra.

1.4. PRESION DE ROCA

Es erróneo considerar que la magnitud de la presión de roca contra un soporte o un revestimiento tiene una relación directa con el estado de esfuerzos a la profundidad del túnel. Es muy importante hacer la diferenciación, ya que el estado de esfuerzos en cualquier elemento del macizo, que se define por las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales en 3 direcciones ortogonales, depende de las condiciones geostáticas, geoestructurales y tectónicas en el medio, así como de las condiciones geométricas, de continuidad y de frontera, en las que además influye, en su caso, la geometría de una horadación. Por su parte, las presiones de roca contra el revestimiento son fuerzas (o esfuerzos) de interacción entre el revestimiento y la roca que actúan en la intercara y que dependen de las características de deformabilidad y resistencia de la roca, de la rigidez y resistencia del soporte o revestimiento y, principalmente, de la cronología de su colocación y puesta en obra. Esto último significa que si un soporte o un revestimiento se emplazan cuando en el macizo rocoso ya se desarrollaron la totalidad de las deformaciones que se inducen por efecto de la horadación, no existirá interacción (presión) entre roca y revestimiento. Por el contrario, si el revestimiento se coloca inmediatamente después de abierta la excavación y antes de que ocurran las deformaciones (aceptando que éstas no son instantáneas), la presión generada por la interacción alcanzará sus valores máximos.

Además, es un error muy común creer que un soporte o revestimiento requiere el ser capaz de resistir todo el peso de la roca o terreno que lo sobreyace. Esta forma de ver el problema ignora totalmente los efectos de arqueo y de redistribución de esfuerzos, efectos que se conocen desde más de 100 años atrás y se intuyen desde la época de las cavemas y que han hecho posible realizar excavaciones a profundidades aun mayores de los 1500 m, en las que de acuerdo con ese criterio absurdo, no hubiera habido soportes capaces de sostener la excavación.

De acuerdo con los conceptos anteriores, podría parecer lógico dejar la excavación sin protección o soporte hasta que ésta se estabilizara, con lo cual el revestimiento solo cumpliría la función de una capa de recubrimiento, pero no soportaría cargas. El problema de sostenimiento de una excavación es mas bien un problema constructivo. En la realidad no es conveniente permitir que la excavación quede expuesta y se deforme libremente sin control, ya que esto traería como consecuencia: la meteorización de la roca; el aflojamiento en el arco de clave; la pérdida de resistencia de la roca; y un deterioro que penetraría gradualmente en el macizo.

Por las razones anteriores, en la mayoría de los casos se requiere de la protección de la superficie excavada (concreto lanzado, anclas y otros medios) o bien, de un soporte temporal que reduzca las deformaciones, aceptando que éstas no son instantáneas sino graduales en el tiempo. El revestimiento final, que normalmente se coloca después de varios meses de realizada la excavación, suele analizarse interactuando en forma total con el terreno circundante y, como un factor adicional de seguridad, se llega a aceptar que su emplazamiento ocurrirá al inicio de las deformaciones o corrimientos de la periferia excavada, con lo cual se generan las presiones de la roca (presión genuina de montaña) que se utilizan en un diseño que, por esta última consideración, resulta normalmente conservador.

Existen otros tipos de presión de roca que tiene particular importancia y una interpretación física distinta y los que, por su naturaleza, requieren normalmente de una visualización diferente y de un análisis separado. Nos referimos a las llamadas "cargas de aflojamiento" y a la "presión de hinchamiento".

Las primeras ocurren en la inmensa mayoría de los túneles y se presentan cuando la roca se afloja en la bóveda superior de la excavación y tiende a gravitar contra el soporte o el revestimiento. Este aflojamiento normalmente no ocurre de forma instantánea sino que suele requerir algún tiempo para desarrollarse, por lo que muchos revestimientos se analizan con esta carga para tomar en cuenta los efectos a largo plazo. Aun cuando en la zona de aflojamiento en la clave de un revestimiento, éste no interactúa con la roca sino que sólo está sujeto a su acción gravitacional, fuera de esta zona la interacción con la roca sí existe y es menester tomarla en cuenta en los análisis, por ser real y porque de otra forma los elementos mecánicos en el revestimiento conducirían a diseños demasiado conservadores.

Por su parte, la presión de hinchamiento es característica de suelos y rocas expansivos en presencia de agua; esta presión es difícil de evaluar y generalmente en la construcción de un revestimiento se procura reducir sus efectos mediante algunos artificios constructivos, particularmente aplicables al piso del túnel, ya que la acción de esta presión de hinchamiento ocurre normalmente en el fondo de la excavación y actúa como una fuerza vertical ascendente

2. ASPECTOS FUNCIONALES

La función básica de los túneles es la de dar paso a través de una montaña o por debajo de un cauce, un valle o una llanura a los vehículos, personas o fluidos que requieren ser movidos de un extremo a otro para cumplir con un objetivo de servicio social.

Siendo entonces varios los usos de un túnel, sus condiciones de servicio y funcionalidad serán diferentes para cada caso particular. Así mientras que en los túneles hidráulicos lo más importante puede ser la estanqueidad de los revestimientos, en los túneles carreteros el aspecto más importante es sin duda la iluminación y la ventilación; esto no significa que la impermeabilidad no sea también importante en túneles vehiculares y ferroviarios.

2.1 IMPERMEABILIDAD DE LOS REVESTIMIENTOS

En el caso de los túneles hidráulicos (aguas blancas o aguas residuales) la impermeabilidad del revestimiento es determinante; las aguas potables no deben de ser contaminadas con aguas freáticas y a su vez el agua potable o para generación de energía no debe perderse a través de los revestimientos. Además las aguas residuales no deberían en ningún caso contaminar a las aguas freáticas. Por todas estas razones, es muy importante que los revestimientos de los túneles hidráulicos sean estancos. El tema de la estanqueidad de los revestimientos es muy amplio; sin embargo las siguientes consideraciones son fundamentales al analizar este problema: a) los revestimientos de túneles hidráulicos son, en la inmensa mayoría de los casos, de concreto hidráulico colado en el sitio; b) el concreto hidráulico, cuando está bien dosificado y compactado, es en general un material impermeable; c) la permeabilidad de un revestimiento ocurre a través de las grietas, las fisuras, las juntas y las porosidades del concreto; d) reforzar con acero el concreto de un revestimiento no significa necesariamente hacerlo estanco; es más muchos revestimientos sobrerreforzados resultan más permeables que aquellos con el refuerzo justo; e) en muchos casos es imposible, e incluso inconveniente, lograr una impermeabilidad total de los revestimientos y resulta más práctico proveer sistemas adecuados de drenes que canalicen debidamente el agua que se filtra del exterior del túnel; f) los revestimientos de concreto lanzado requieren siempre de drenaje tanto profundo como de piel, y no son recomendables en casos de macizos rocosos que contienen agua, además de ser muy costosos; g) los revestimientos con dovelas de concreto prefabricadas, aun cuando lleven sellos de buena calidad no son recomendables para conducciones hidráulicas; se utilizan bastante en túneles para Transporte Urbano (METRO).

2.2. DRENAJES Y DESAGÜES PLUVIALES

Los drenes deben su nombre a su función de drenar, que en rigor significa favorecer la extracción del agua de un medio (suelo o roca) para evitar sus efectos detrimentales. Cuando el medio que rodea a un revestimiento contiene agua que pueda ser dañina al terreno (pérdida de resistencia) o bien cuando su presencia pueda llegar a generar presiones excesivas contra el propio revestimiento, es muy conveniente drenarla hacia el interior del túnel.

En túneles carreteros o ferroviarios el agua que circula en el medio llegará a ser un verdadero problema (no solo durante la construcción) ya que si se le permite su entrada libre al túnel a través de un revestimiento permeable, esta agua formará verdaderas cortinas que impiden una buena visibilidad o bien simplemente humedecerá la superficie de rodamiento propiciando accidentes en ambos casos (particularmente en climas fríos).

En túneles hidráulicos en ocasiones se favorece el uso de sistemas de drenaje y la incorporación del agua freática al agua conducida, partiendo de la base que la primera no contaminará a la segunda, y que los niveles freáticos regionales no se abatirán al grado de causar daños sociales.

En los túneles carreteros o ferroviarios la mejor solución puede consistir en impermeabilizar totalmente los revestimientos haciendo uso de técnicas conocidas y experimentadas como son los recubrimientos plásticos o similares que se colocan entre la roca y el revestimiento; estas técnicas suelen ser costosas y de difícil aplicación por lo que hasta ahora en México han tenido pocos usos.

Siempre será conveniente la construcción de revestimientos que sean estancos por su propia naturaleza para lo cual se requiere de los siguientes factores fundamentales: a) cimbras metálicas de buen diseño y calidad; b) juntas de construcción bien logradas y bien tratadas que eviten filtraciones; c) colocación y compactación óptima del concreto entre moldes y roca; d) diseño óptimo de la mezcla de concreto para su colocación adecuada; e) recubrimientos adecuados en el acero de refuerzo (si se requiere); f) desmoldados y curados adecuados a la naturaleza del concreto y a las condiciones atmosféricas.

Estas precauciones pueden conducir al logro de revestimientos casi estancos en los que el drenaje solo tendrá como función aliviar las presiones hidrostáticas externas y el daño eventual que el agua pueda ocasionar en el terreno circundante. En estas condiciones el drenaje seguirá las direcciones convenientes en cada caso y penetrará en los macizos rocosos en las zonas o tramos de mayores problemas de agua detectados durante la excavación con el apoyo de estudios geohidrológicos.

En cualquier caso los drenes deberán estar debidamente ubicados (caso de túneles carreteros) para que agua no caiga directamente sobre las superficies de rodamiento lo cual se consigue con el uso de mangueras o canaletas aparentes u ocultas que conducen el agua hacia cunetas o canales de desagüe y estos al sistema de alcantarillado por debajo del piso de los túneles.

Además el alcantarillado (desagüe pluvial de los túneles) cuando se requiere, suele alojarse en el piso de los mismos a un lado u otro del revestimiento o en el centro del piso y tiene como función principal conducir el agua de lluvia que se concentra en un extremo del túnel hacia una salida libre en el otro extremo. De esta forma se evita que el agua de lluvia escurra libremente sobre la superficie causando efectos negativos al tránsito vehicular.

2.3. ACABADOS INTERIORES EN TUNELES

En túneles hidráulicos el acabado del concreto en los revestimientos es esencial para evitar el desgaste de los mismos que se produce por efectos de la erosión y en algunos casos especiales por efectos de la cavitación. Las cimbras metálicas y los buenos procedimientos de construcción y el buen diseño del concreto producen en general los efectos deseados (superficies lisas, resistentes y durables); sin embargo, en túneles hidráulicos, en particular los que transportan aguas residuales, la buena geometría y los buenos acabados no resultan suficientes ya que el concreto en contacto continuo con aguas agresivas suele dañarse seriamente en el transcurso de los años. Es por esta razón que el diseño del concreto requiere la utilización de áridos densos resistentes y no reactivos y de cementos especiales que sean resistentes a los sulfatos.

Por otra parte, en los revestimientos de túneles carreteros los acabados adquieren especial importancia por razones de visibilidad e iluminación y por tanto de seguridad. En países avanzados existen gran número de túneles carreteros revestidos con concreto hidráulico y en los que por encima del revestimiento interior del túnel se coloca un recubrimiento de materiales cerámicos. Con estos recubrimientos se logran efectos muy agradables y relajantes que dan gran seguridad a los conductores de vehículos y se evitan las sombras, además de incrementarse la intensidad luminaria. Como generalmente no resulta económico recubrir los revestimientos de túneles carreteros, es requisito lograr buenos acabados y una geometría impecable sin los salientes o entrantes ("panzas o baches") en el revestimiento que se ocasionan por efecto de cimbras defectuosas.

Los túneles carreteros requieren diseños y tecnologías adecuadas para dar el servicio que de ellos se espera sin producir temor en los conductores, dando confianza al pasajero y motivando a las autoridades a recurrir a esta solución. El túnel carretero por lo tanto debe ser limpio geoméricamente hablando, de muy buenos acabados, con magnífica iluminación y señalamientos y debe evitarse a toda costa las filtraciones de agua del macizo rocoso hacia el interior del túnel así como las del exterior por efecto de lluvias; en pocas palabras, el túnel carretero debe estar siempre totalmente seco.

Existen túneles vehiculares en los que se ha propuesto y construido revestimientos enteramente de concreto lanzado. Esta práctica puede resultar inconveniente (en carreteras de altas especificaciones) por la irregular superficie del concreto lanzado y por sus efectos en la visibilidad y luminosidad de los túneles. No obstante, existen túneles carreteros de menor importancia no revestidos en donde la roca está expuesta directamente y la iluminación se distribuye de forma un tanto caótica.

Por supuesto que en los túneles ferroviarios (incluyendo los urbanos) el acabado de los revestimientos tiene importancia relativamente secundaria ya que el usuario de estos medios de transporte nunca tienen la oportunidad de observarlo ni el conductor depende de la luminosidad del revestimiento ya que va guiado sobre rieles y por sistemas automáticos de control.

2.4. ILUMINACION Y VENTILACION DE TUNELES.

La iluminación y la ventilación en los túneles, en estricto rigor, sólo se requiere para aquellos túneles que servirán para el tránsito de vehículos ya sean automotores de gasolina o convoyes sobre rieles, electrificados o de combustible.

Los túneles hidráulicos, obviamente, no requieren de instalaciones ni de iluminación, ni de ventilación prácticamente en ningún caso. Por lo tanto los conceptos siguientes se refieren únicamente a los túneles carreteros y a los túneles ferroviarios.

La iluminación en túneles sobre todo durante el día trae consigo algunos problemas; esto debido a que es prácticamente imposible iluminar el interior del túnel tan bien como el exterior. La velocidad a la cual un automóvil puede ser conducido de manera segura dentro de un túnel, depende de la información que el conductor pueda recibir. La obtención de esta información es principalmente por medio de la vista; este es el único medio por el cual el conductor puede detectar y asimilar objetos y obstáculos sobre el camino. El proyecto de iluminación de un túnel debe adaptarse al funcionamiento del ojo humano; debe asegurarse que las líneas de guía y cualquier obstáculo sobre el camino puedan ser vistos a suficiente distancia. La velocidad y distancia de frenado del automóvil deben respetarse. Es por todo esto que de una buena iluminación dependerá la seguridad de los usuarios.

Existen distintos criterios para decidir la cantidad de luz que debe tener un túnel en su interior; estos se basan en la capacidad para reflejar la luz de las paredes y techo así como de la calzada. En un túnel se requieren dos tipos de iluminación, uno para la zona de entrada que comprende el umbral y la zona de transición (donde los niveles se van reduciendo hasta alcanzar el nivel de la zona interior); y otro para la zona del interior. La zona de entrada es la más crítica, porque si el portal no es lo suficientemente brillante el túnel aparecerá como un hoyo negro a la vista del conductor.

La iluminación en la entrada debe emplazarse en las paredes, techo y calzada, de tal forma que estas superficies sirvan eficientemente como fondo para distinguir las siluetas de los objetos y los obstáculos. La primera reducción de iluminación debe ocurrir en el umbral y debe mantenerse en un nivel constante. La longitud de la zona del umbral dependerá de la velocidad, dimensiones del acceso y de la geometría del portal de entrada.

Cuando un túnel es suficientemente largo como para permitir la adaptación del ojo humano a la nueva condición de iluminación, el criterio que se utiliza para la iluminación en la zona interior del túnel en el día es el mismo que para la iluminación nocturna; en este caso no serán necesarios reguladores o interruptores. Durante el día, la salida del túnel aparece de manera brillante para el conductor y normalmente los obstáculos son visibles por su silueta y por el contraste que ocasiona la salida.

Por lo que respecta a la ventilación de un túnel, esta es necesaria ya sea que el túnel sirva para el uso vehicular o para el paso de convoyes de ferrocarriles. Los productos de la combustión generados en un túnel carretero pueden causar incomodidades y enfermedades a los pasajeros de un vehículo y por lo tanto la ventilación se requiere para diluir los contaminantes. El principal propósito de un sistema de ventilación de un túnel vehicular es el de proporcionar una atmósfera respirable dentro del túnel que no produzca efectos en la salud de los pasajeros, también la visibilidad dentro del túnel se mejora con el efecto de dilución que produce la ventilación de aire.

Un túnel para ferrocarril presenta problemas algo diferentes de ventilación. En estos túneles además de los productos de combustión, se genera calor dentro del túnel y este deberá ser removido para producir el enfriamiento adecuado de las máquinas.

En túneles carreteros en tangente puede decirse que si su longitud no es mayor de 500 m y la sección transversal del túnel está generosamente diseñada, normalmente no se requiere ventilación forzada a menos que las condiciones atmosféricas en los portales sean francamente adversas. Los factores que más influyen para un buen diseño de ventilación en un túnel son: el volumen de tránsito, el tipo de vehículos que circulan, la elevación sobre el nivel del mar, la pendiente y las condiciones meteorológicas en los portales.

En México a la fecha no se han construido túneles muy largos (carreteros) por lo que se cuenta con poca experiencia al respecto. Sólo existe un túnel carretero con ventilación forzada; el túnel de acceso al Puerto de Acapulco que fué inaugurado recientemente. Tampoco existen túneles ferroviarios con este tipo de ventilación. En túneles largos de ferrocarriles se ha adaptado la solución de proveer ventanas o pozos de ventilación natural.

México, D.F., Diciembre 1996.

Planeación.

Metodología a seguir en una obra subterránea

V. Hardy Mondragón, Director Técnico, Apoyo Técnico Operación Internacional,
Control Interno. Grupo Mexicano de Desarrollo (GMD)

RESUMEN Se define la planeación en su aceptación general, se describen las características para una planeación efectiva como un proceso continuo. Se aplican estos conceptos a la obra subterránea, describiendo en cada caso su importancia y por último atabes de un ejemplo real se planea someramente un túnel

1 ¿QUÉ ES LA PLANEACIÓN?

La naturaleza genérica de la planeación está referida a características comunes o universales que tienen que ver con el futuro. La esencia de la planeación es el ver oportunidades y amenazas en el futuro y respectivamente, explotarias o combatirías según sea el caso.

La planeación es un proceso que inicia con el establecimiento de objetivos: define estrategias, políticas y planeas detallados para alcanzarlos, establece una organización para implementar decisiones e incluye una revisión de las acciones y una retroalimentación que induce un nuevo ciclo de planeación. De esta noción, se deriva que la planeación es un proceso que debe ser continuo para tener éxito. Peter Drucker, uno de los grandes autores de la filosofía de los procesos administrativos de nuestro tiempo, ha definido la planeación como: "... es el proceso continuo de tomar decisiones sistemáticas que implican riesgo en el tiempo presente y con el mejor conocimiento de sus implicaciones futuras, organizando sistemáticamente los esfuerzos necesarios para llevar a cabo esas decisiones, y midiendo los resultados de esas decisiones contra las expectativas a través de un proceso sistemático de retroalimentación". La planeación no es proyectar el futuro, ni hacer decisiones futuras es tomar decisiones presentes, persiguiendo objetivos claros obtenibles en el futuro de acuerdo a estas decisiones

La planeación es una filosofía: necesita de la decisión de actuar ante la visión estructurada del futuro, una determinación de planear constante y sistemáticamente como una parte integral de las actividades de un proyecto

La planeación es una estructura de planes que se escriben en un marco general de tiempo y que se interrelacionan entre sí para lograr los objetivos de un proyecto.

Las descripciones anteriores son la esencia y el valor principal de una buena planeación; si hemos determinado de antemano a donde queremos ir, que queremos hacer y como lo vamos a realizar, entonces podremos reconocer más claramente la necesidad de mejorar las tácticas y técnicas si el plan original tiene desviaciones. Esto es tanto como decir que una buena planeación siempre tendrá cursos alternativos de acción que pueden tomarse si ocurren desviaciones.

2 LA PLANEACIÓN EN UNA OBRA SUBTERRÁNEA

2.1 *Requerimientos para una buena planeación*

Hay ciertas características que son comunes a cualquier tipo de planeación: sentido común, experiencia, paciencia, coordinación, trabajo en equipo, conocimientos, adaptabilidad, energía, concentración, fuerza y una muy buena dosis de liderazgo si es que se ejerce el papel de responsable del proyecto

2.2 *Elementos que intervienen en la planeación de una obra subterránea*

Vanos son los elementos que intervienen en hacer una planeación eficiente que cumpla con los requisitos de calidad, tiempo, costo, financiamiento y seguridad y se logre un proceso sistemático de retroalimentación que compare los parámetros planeados con los resultados. Si la planeación ha sido buena, siempre se tendrán cursos alternativos de acción perfectamente previsibles.

Es necesario conocer la lista que a continuación se presenta, sin embargo serán detallados solamente algunos de los conceptos, lo cual no quiere decir que el resto sean menos importantes:

- Bases de la oferta para elaboración de un presupuesto
- Especificaciones técnicas
- Planos topográficos de la región
- Logística de suministros
- Planos topográficos de detalle del proyecto
- Planos totales del proyecto
- Catálogo de conceptos y cantidad de obra
- Sondeos
- Geología
- Fotointerpretación
- Trazo
- Tipo de contratación que pretende el Cliente (modelo del Contrato o Bases Contractuales)
- Procedimientos de construcción subterránea
- Disponibilidad de equipo, tanto de la empresa como localización en caso de equipos especiales
- Fuentes de financiamiento para equipo y capital de trabajo
- Ingeniería económica
- Tipos de asociaciones estratégicas convenientes
- Accesos: carreteras y su tipo y limitaciones (puentes, ancho, velocidades, etc.), ferrocarril, vías pluviales y marítimas, aeropuertos.
- Poblaciones cercanas: número de habitantes, hospitales, clínicas, servicios, diversiones, alojamiento, abastos, tipo de población (rural, urbana, suburbana, etc), transporte, comunicaciones
- Mano de Obra: especializada y no especializada, operadores y lugares típicos donde se encuentra personal acostumbrado a trabajar en obras subterráneas
- Disponibilidad de materiales y refacciones
- Fuerza de autoridades locales: municipales, federales, sociales, educacionales, eclesiasísticas y políticas.

Es imposible que una sola persona domine todos estos temas, por ello es que dentro de las características que debe poseer un individuo calificado para la planeación hemos mencionado la capacidad de conjuntar un equipo de trabajo multidisciplinario y liderarlo o formar parte dentro de uno que persigue un único fin de lograr una oferta balanceada, ganadora y con la mejor calidad de ingeniería posible.

2.3 Desarrollo de algunos de los temas más relevantes para la planeación de una obra subterránea

2.3.1 Bases de la oferta: El Cliente propone un documento en el que primeramente se invita a empresas interesadas en participar en la precalificación para una determinada obra subterránea o donde las obras subterráneas forman parte importante de un proyecto de mayor envergadura (por ejemplo una central hidroeléctrica en que la obra de desvío, las obras de conducción, la propia central y las obras de descarga, además de ciertas obras complementarias como túneles en caminos de acceso deben ser obras subterráneas).

De esta propuesta del Cliente, el responsable de planeación de la oferta deberá proponer la capacidad de su empresa para cumplir con las especificaciones del Pliego de Requisitos o modelos de asociación con otras empresas que complementen su acción para la presentación de los documentos de precalificación

Las más de las veces, el Cliente solicitará datos generales de la empresa o empresas (en caso de Consorcios), su experiencia y capacidad en obras similares, capacidad de financiamiento de la propia empresa y en algunos casos la forma en que se podría alinear una oferta financiera o sumar dentro de los integrantes del Consorcio una o varias entidades financieras. En algunos casos se solicitará también experiencia en el cumplimiento de las normas de calidad ISO 9000 y de control y cumplimiento de normas ambientales.

Es muy importante en esta etapa de la planeación el lograr asociaciones estratégicas que sumen esfuerzos para lograr calificaciones de la empresa o del grupo de empresas que permitan ponerla en ventaja respecto a los demás competidores y desde esta fase lograr una ventaja significativa.

Una forma de llevar el control de la elaboración de la documentación para cumplir con los requisitos de las Bases de la Oferta es elaborar una Matriz de Responsabilidades y que se debe revisar cuantas veces sea necesario para tener la documentación completa y debidamente requisitada. En el caso de licitaciones internacionales, se requiere de protocolos especiales para algunos documentos que requieren tiempo y costo y que debe ser controlado en el cuerpo de la Matriz de Responsabilidades

A continuación se presenta un ejemplo de Bases de Licitación mismas que fueron publicadas por la Entidad Aguas Argentinas para la licitación del túnel Saavedra Morón en la ciudad de Buenos Aires Argentina en 1995

1 - Descripción general del proyecto:

- **Financiamiento:** BID (Banco Interamericano de Desarrollo)
- **Cliente:** Aguas Argentinas
- **Nombre del proyecto:** Río Subterráneo Saavedra - Morón
- **Longitud del Túnel:** 15.3 Km
- **Diametro del Túnel:** Externo 4.10 m. interior 3.50 m
- **Trayecto del Túnel:** Partirá de Saavedra hasta la base aérea El palomar, pasando por Morón y tres de Febrero.
- **No. de Pozos:** 5
- **Cámaras de inspección:** 4
- **No. de Anillos:** 12,760
- **Vol. de Excavación:** 390,000 M3
- **Dos tuneleras:** Excavaciones en suelos limo arcillosos
- **Jet Grouting**

2 - Bases de la oferta

- 1 - Descripción General del Proyecto
- 2 - Financiamiento de las tuneleras

- 3 - Evaluación de la oferta
- 4.- Organigrama general del proyecto
- 5 - Equipo mayor
- 6.- Depreciación de los equipos
- 7.- Aspectos importantes a cuidar
- 8.- Resumen de garantías
- 9 - Riegos
- 10.- Periodos de compromisos
- 11.- Resumen de multas

Tomo I

Parte a) Procedimientos de licitaciones

- I **Ámbito de aplicación**
- II. **Reglas Generales**
- III **Licitación publica Internacional**
- IV. **Debido Proceso**
- V **Inobservancia de este procedimiento**

Parte b) Bases de la Licitación

- 00020 **La licitación**
- 00100 **Descripción de los trabajos**
- 00110 **Disposiciones preliminares**
- 00120 **Sistema y plazo del contrato**
- 00125 **Proceso abreviado negociado**
- 00130 **La oferta**
- 00135 **Modelo de garantía de la oferta**
- 00137 **Modelo de la fianza Bancaria de la ofertas**
- 00140 **Evaluación de las ofertas**
- 00160 **Formalización del contrato**
- 00225 **Informe Geotécnico**
- 00350 **Formulario de la oferta para la obra**
- 00370 **Apéndice de la oferta**
- 00380 **Cuadro de precios globales y unitarios**
- 00390 **Cronograma general**

Tomo II

Formularios del contrato

- 00510 **Modelo del contrato**
- 00610 **Modelo de garantía de cumplimiento**
- 00615 **Modelo de la fianza bancaria de cumplimiento**

Condiciones del contrato

- 00700 **Introducción a las condiciones de contratación**
- 00710 **Condiciones Generales (Parte I)-Fidic**
- 00810 **Condiciones Particulares (Parte II)**
- 00820 **Seguro todo riesgo construcción y montaje**

Tomo III

Especificaciones

División I Requerimientos

- 00850 **Lista de planos**
- 01010 **Síntesis de los trabajos**
- 01011 **Introducciones generales**
- 01051 **Alineamiento del túnel**
- 01053 **Tolerancia de la construcción**
- 01055 **Relevamiento del túnel terminado**
- 01150 **Mensura para el pago**
- 01200 **Reuniones oficiales del proyecto**
- 01300 **Presentaciones**

01310	Programa de construcción
01400	Control de Calidad
01510	Servicios canalizados provisionales
01535	Servicios de apoyo provisionales
01560	Controles provisionales
01565	Protección ambiental
01601	Materiales y equipos
01721	Registros de documentos históricos del proyecto
01770	Procedimientos para la toma de posesión
01801	Seguridad para la excavación del túnel

División 2 Instalaciones y trabajos

02073	Excavación y depósito del material excavado
02223	Excavaciones y relleno
02381	Paredes de diafragma
02390	Instrumentación para auscultación
02701	Acceso No. 1
02702	Acceso No. 2
02703	Acceso No. 3
02704	Acceso No. 4
02705	Acceso No. 5
02706	Cámaras de inspección
02740	Protección y reubicación de servicios
02851	Ventilación del Túnel
02951	Trabajos con aire comprimido
02952	Montaje de las tuneleras
02953	Operación de las tuneleras
02954	Desmontaje de las tuneleras
02955	Fabricación de las dovelas
02956	Almacenamiento de las dovelas
02957	Montaje de las dovelas
02959	Inyección del túnel
02961	Pruebas
02962	Obstrucciones encontradas al perforar el túnel
02963	Estanqueidad

División 3 Hormigón

03100	Moldeado del hormigón
03200	Armado del hormigón
03300	Hormigón Colado In-Situ

División 4 (No se utiliza)

División 5 Metales

05120	Acero para estructuras
-------	------------------------

División 6-15 (no se utiliza)

División 16 Instalaciones y elementos eléctricos

16312	Suministro de energía eléctrica
-------	---------------------------------

Tomo IV

Anexo A	Contrato de las tuneleras
Anexo B	Informe Básico para el diseño geotécnico
	Volumen 1
	Volumen 2
	Volumen 3

Anexo C	Planos
Anexo D	Contrato de adhesión a la tecnología de las tuneleras
Anexo E	Pliego de prefabricación

2.3.2 Especificaciones Técnicas. El Cliente especificará para cada concepto y obra la forma en que requiere sea ejecutado el trabajo, la calidad de los materiales y las restricciones que implica la realización de las actividades ligadas a una especificación en particular. Normalmente se hará referencia a especificaciones generales que

son de conocimiento y aplicación universal o regional en algunos casos y a especificaciones particulares y/o complementarias para ítems de trabajo determinados.

Deberán leerse ambos juegos de especificaciones con paciencia y acuciosidad para lograr traducirlas en una planeación exitosa y balanceada que conduzca a una oferta técnicamente sólida y económicamente competitiva. El leerlas someramente puede implicar errores graves de concepción en la manera de realizar el trabajo que redundarán en errores en la preparación de la oferta que podrían causar la descalificación de la empresa o una importante pérdida económica.

En ocasiones, pudiera haber discrepancia entre las especificaciones a aplicar a un concepto de obra determinado, entre éstas y el catálogo de conceptos o entre éstas y los planos. Aquí, la experiencia es definitiva para decidir si pedir una aclaración al Cliente, usar la interpretación que permitan las bases o usar la discrepancia de tal forma que dé una ventaja adicional en la elaboración del presupuesto

2.3.3 Planos topográficos de la región: Es posible conseguir para casi cualquier región o país (con algunas raras excepciones), planos topográficos con vuelos a diferentes alturas que dan diferentes escalas. En estos planos se puede llegar al detalle de conocer los ríos, accidentes topográficos, poblaciones cercanas y en fin todos aquellos datos necesarios para planear la ejecución del proyecto. Se podrá tener una idea preliminar de las rutas de acceso, mejores localizaciones para campamentos y servicios, botaderos de material, almacenamiento y acopio de insumos, localización de talleres número de frentes de ataque, logística de suministros y en primer lugar, aunque mencionado al final, la planeación y programación del recorrido de campo y/o vuelos de aerofotogrametría adicionales.

Antes de tomar acciones sobre la necesidad de embarcarse en estudios adicionales que complementen la información obtenida de los planos topográficos de la región, deberá evaluarse el costo de obtener esta información contra las ventajas que esta información traerá a la hora de elaborar el presupuesto de la obra.

2.3.4 Logística de suministros: Del estudio de los planos e información adicional obtenida, debe ser posible diseñar la estrategia óptima para el suministro de insumos: alimentos, materiales, tipo de transporte para abastecer los materiales de acuerdo a las vías de comunicación existentes, servicios locales, conveniencia de instalar los servicios de los que carece la región, plan para la creación de riqueza en la zona utilizando los recursos regionales, fuentes alternativas de suministro de materiales (bancos).

El sentido común, la lógica y el buen criterio lograrán una logística de suministros en tiempo, calidad y costo que tendrán una incidencia definitiva en el cálculo de los costos indirectos de la oferta. No es recomendable hacer este cálculo aplicando un porcentaje que puede resultar insuficiente para las necesidades del proyecto: el método de listar y presupuestar todos y cada uno de los ítems que componen este renglón de costo resultarán en una provisión económica suficiente para cubrir las necesidades de la obra.

2.3.5 Planos topográficos de detalle del proyecto: Complementados con las especificaciones y con el catálogo de conceptos y cantidades de obra, son de los datos más importantes que proporciona el cliente para la definición de los requerimientos del proyecto.

Para una buena planeación, es necesario revisar la coincidencia de los tres elementos mencionados y descubrir discrepancias o interpretaciones que puedan dar una ventaja competitiva a la oferta en elaboración.

Del estudio de los planos de detalle, se deducirá la localización más conveniente de las áreas de trabajo, almacenamiento de materiales, campamentos, oficinas, talleres, planta de construcción, caminos de acceso, número de frentes de trabajo, trazado de las líneas de

fuerza, agua y servicios en general. De los planos de las estructuras, se derivarán las alternativas de procedimientos de construcción y se podrá evaluar la coincidencia entre la expresada en el catálogo de conceptos y los propios planos. Sobre todo en las zonas donde se esperan problemas

Una buena planeación valorará los riesgos que implica el adoptar un determinado procedimiento de construcción en cuanto a tiempo, costo y calidad comparado contra los beneficios que representa respecto al valor total del proyecto a la posición de competencia que se desea. Al estudiar todas las posibles alternativas, la planeación se hará un proceso continuo en el que siempre se evaluarán los resultados reales contra los planeados y se dispondrá de cursos alternos de acción que optimicen las decisiones.

2.3.6 Catálogo de conceptos y cantidades de obra: Su contenido refleja lo más fielmente posible el contenido de las especificaciones y los planos traducidos, descripciones de actividades a realizar y su volumen. Normalmente lo suministra el cliente, pero también hay caso en que el proponente debe realizar este trabajo debiéndose buscar entonces una asociación con empresas que puedan desarrollar ingeniería y de ella derivar un catálogo de conceptos completos, confiable y fácil de interpretar.

Del conjunto de documentos necesarios para la buena planeación de un proyecto, probablemente el catálogo de conceptos y cantidades de obra sea el más importante. De su lectura y comprensión, se derivan las estrategias de la oferta, los procedimientos y construcción, los programas de obra, la configuración de los costos directos e indirectos de obra y el análisis a detalle de los precios unitarios que constituirán la base de la oferta económica y financiera (en su caso)

Un estudio cuidadoso de este documento revelará la congruencia y conocimiento del Cliente respecto de su proyecto y servirá al proponente de base para planear la ejecución de la obra, programar y optimizar sus recursos y elegir de entre las alternativas que resulten de la evaluación económica del catálogo de conceptos la que mejore su estrategia de participación en una licitación.

El catálogo de conceptos sirve también para definir el alcance y asignación de trabajos específicos a los miembros participantes de un consorcio que se presenta a licitar. En efecto, al desarrollar una Matriz de Responsabilidades para cada uno de los conceptos de trabajo a desarrollar y combinarlos en forma adecuada con las especificaciones, los planos y los términos contractuales del Pliego de Requisitos, se van planeando en forma lógica y ordenada todas las alternativas para realizar el trabajo, tomando en cuenta las variables que afectan a cada uno de los participantes, eligiéndose aquella que cumpla con la estrategia general planeada y con las expectativas de los consorciados o asociados.

Otro aspecto importante del catálogo de conceptos es que ayuda a asignar riesgos y responsabilidades dentro del consorcio mismo al efecto que tiene el traslape de actividades dentro de la misma área de trabajo y al cumplimiento o desfase de fechas clave en el programa. De acuerdo al tipo de asociación que se haya elegido, se distribuirán las fianzas y garantías internas y externas que garanticen que se cumplan en forma solidaria y mancomunada los compromisos que derivan de la relación contractual.

Es tal la importancia de este documento que normalmente al abrir las ofertas económicas es de los únicos que se lee y se firma por todos los participantes como constancia de que existe legalidad en las propuestas de los oferentes. Por tanto, es indispensable revisar que no se omita ninguno de los datos que se solicitan y que las firmas del documento, la identificación del mismo, el orden de las hojas y los datos de precios aplicados a los volúmenes de obra estén bien operados y sean consistentes con las matrices de precios, especificaciones y referencias generales. Especial cuidado en tomar en cuenta la forma de pago del concepto en estudio y la unidad de medición

De la integración completa del catálogo de conceptos se derivan documentos importantes en la planeación de la obra como son programa de fuerza de trabajo, programa de utilización de equipo, programa de suministros, programa de inversiones, programa financiero y flujos y fechas clave de cumplimiento de objetivos y acciones alternativas en caso de cumplimiento adelantado o retrasado.

A continuación se presenta el Catálogo de Conceptos presentado por Aguas Argentinas para la construcción del Río Subterráneo Saavedra Morón en la Ciudad de Buenos Aires, Argentina.

Ejemplo de Catálogo de conceptos

00380 - Cuadro de Precios globales y unitarios

1.0 Cuadro de Precios globales y unitarios

Los precios globales y unitarios indicados mas abajo son los precios totales y definidos (en pesos de curso legal en la República Argentina) del conjunto de los trabajos terminados. Los precios cotizados deberán cubrir con el programa de contrato, incluyendo todos los rubros no

cuantificados para su pago, trabajos e instalaciones provisionales, equipos y herramientas, gastos generales, ganancias esperadas, derechos aduaneros, e impuestos estatal y provincial en vigencia a la fecha de la obra.

Sección	Item	Descripción de los trabajos	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
01150	1	Movilización	GL	1		
01150	2	Desmovilización	GL	1		
02073	3	Disposición de materiales de la excavación	GL	1		
02223	4	Excavación y relleno	GL	1		
02390	5	Instrumentación para auscultación	GL	1		
02701	6	Pozo de acceso No. 1 (P-1)	GL	1		
02702	7	Pozo de acceso No. 2 (P-2)	GL	1		
02703	8	Pozo de acceso No. 3 (P-3)	GL	1		
02704	9	Pozo de acceso No. 4 (P-4)	GL	1		
02705	10	Pozo de acceso No. 5 (P-5)	GL	1		
02706	11	Cámaras de inspección	No.	1		
02740	12	Protección y reubicación de servicios	GL	1		
02952	13	Montaje de tuneleras	GL	1		
02953	14	Construcción del túnel	m	15315		
02954	15	Desmontaje de las tuneleras	GL	1		
02955	16	fabricación de las dovelas	anillos	12750		

Monto Total Contractual

3.0 Trabajos Opcionales

Trabajos opcionales

Sección	Item	Descripción de los trabajos	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total
02959	1	± Valor al precio No. por uso de mezcla inerte conforme la sección 02959-3.7	m	15315		
02962	2	Remoción de obstrucción en aire libre	hr	30		
02962	3	Remoción de obstrucción en aire libre	turno	4		
02962	4	Remoción de obstrucción en aire libre	día	5		
02962	5	Remoción de obstrucción en aire comprimido	hr	30		
02962	6	Remoción de obstrucción en aire comprimido	turno	4		
02962	7	Remoción de obstrucción en aire comprimido	día	5		
02962	8	Presión hasta 1 atm	hr	30		
02962	9	Presión hasta 1 atm	turno	4		
02962	10	Presión hasta 1 atm	día	5		
02962	11	Presión hasta 2 atm	hr	30		
02962	12	Presión hasta 2 atm	turno	4		
02962	13	Presión hasta 2 atm	día	5		
02962	14	Presión hasta 3 atm	hr	30		
02962	15	Presión hasta 3 atm	turno	4		
02962	16	Presión hasta 3 atm	día	5		

Monto Total Trabajos Opcionales

2.0 Desglose de precios globales y unitarios

Cada uno de los precios globales y unitarios de la oferta económica deberá incluir información detallada que apoye cada uno de los dichos precios globales cotizados. Dicha información deberá incluir para cada ítem el:

- a) Costo detallado de los materiales
- b) Costo detallado de la maquinaria
- c) Costo detallado de la mano de obra
- d) El detalle de todo otro costo directo que sea necesario para la terminación del ítem que no clasifique en a) a c)
- e) El detalle de los costos de obrador y administración de obra
 - (i) relacionados al tiempo (personal, oficinas, etc)
 - (ii) fijos (Movilización, etc)
- f) El detalle de los gastos indirectos atribuibles a la obra
 - (i) Relacionados al tiempo (personal, oficinas, etc)
 - (ii) Fijos (Movilización, etc)
- g) El detalle de los gastos indirectos atribuibles a la casa matriz y las ganancias esperadas. Gastos relacionados a la casa matriz no se admitirán en cálculos para gastos por prorrogas de plazo atribuidas a la propiedad.

Esta información también deberá incluir suficiente información, cálculos y planos de ingeniería que confirmen y justifiquen el dimensionamiento de los trabajos a ejecutar conforme al capítulo 4.18 de la oferta.

2.3.7 *Sondeos*: Forman parte importante de los documentos que se integran a la propuesta. Con su interpretación se podrá validar desde las cantidades y descripciones de los conceptos, hasta el procedimiento de construcción elegido. Es conveniente tener un plano de la localización en planta y perfil de los sondeos y verificar en caso de ser posible los registros y muestras obtenidas de los sondeos. Especial cuidado deberá ponerse en identificar zonas de riesgo posible (caídos, agua, etc) y valorar en la forma más precisa posible el impacto que tendrían sobre el monto de la oferta.

Cálculo de la permeabilidad vertical

Cálculo de los descensos en cualquier punto de la superficie piezométrica

Descensos en los pozos de explotación sometidos a bombeos intensivos, incluyendo pérdidas de carga por la eficiencia de los mismos.

Definición de las características hidrodinámicas del sistema acuífero.

Cálculo de descensos (o ascensos) del nivel de agua en cualquier punto de observación de un acuífero semiconfinado afectado por uno o más puntos de extracción o recarga

Definición de los valores de transmitibilidad del acuífero (KD), coeficiente de almacenamiento (S) y factor de infiltración en cada pozo de bombeo o de inyección

Determinación de la depresión para sucesivos pasos de tiempo

Simulación de caudales variables para cada pozo para cada paso de tiempo

Determinación de la variación (ascenso o depresión) discriminada cada uno de los de los puntos que afectan el sistema.

Sondeos para determinar la piezometría.

2.3.8 *Geología*: Derivada de los sondeos, es importante conocer la descripción que hacen las personas expertas en el tema, ya que de esta interpretación se derivan parámetros tan importantes para el procedimiento constructivo como cantidades de explosivo, diseño de los cortadores de una máquina tunelera de acuerdo a la dureza de la roca (deducida de las características geológicas y pruebas que se realicen), cantidad y tipo de soporte que requerirá el terreno, diseño del revestimiento, etc. Todos estos factores compilados, interpretados y valuados en forma correcta, tendrán una influencia definitiva en la asignación de recursos económicos de equipo, de tiempo y financieros (en cuanto a la calidad del riesgo que se corre en el caso de una obra financiada) a las actividades influenciadas por el factor geológico

Además de la geología, se deberán contemplar los aspectos geotécnicos

Los aspectos geotécnicos en los proyectos subterráneos son de suma importancia dado el tipo de estructuras y de esfuerzos a los que estarán sometidas, para el manejo y control de la información referente a este rubro se debe contar como mínimo con los siguientes requisitos:

- 01.- Un informe básico sobre el diseño geotécnico
- 02.- un informe sintético sobre el mismo diseño

Informe básico sobre el diseño geotécnico

Este informe se elabora de conformidad con las especificaciones que presenta el cliente en relación al tipo de reportes que deben reportar dentro de un calendario que el cliente mismo determina.

Informe sintético sobre el diseño geotécnico

Este informe deberá estar constituido por:

- 01 - descripción sintética del proyecto
- 02 - las fuentes de información
- 03.- las características geológicas
- 04 - Las consideraciones sobre diseño geotécnico
- 05.- Las unidades de suelos correspondientes a los límites de la excavación
- 06 - La selección y diseño de elementos terrestres de apoyo
- 07 - El comportamiento previsto del suelo con relación a la construcción
- 08 - El instrumental y seguimiento durante la construcción

Este informe debe, así mismo, contener la descripción concisa de las condiciones subterráneas previstas, y del comportamiento previsto del suelo, teniendo en cuenta los métodos de construcción con mayor probabilidad de adaptarse.

Debe considerarse que este informe establece las únicas condiciones geotécnicas mínimas del subsuelo y las condiciones físicas que se prevé encontrar durante la construcción de la obra subterránea y las estructuras de acceso correspondientes.

Se deberá prever el material de referencia adicional que será usado durante todo el proceso de diseño geotécnico para con ello apoyar con estudios científicos realizados previamente el proceso de desarrollo del diseño.

2.3.9 *Fotointerpretación.* Complementa el informe geológico y es una buena ayuda para identificar fallas geológicas, su intensidad e importancia dentro del contexto de la obra subterránea que se planea construir. Normalmente es decisión del ofertante el realizar este tipo de estudios para mejorar el aspecto técnico de su propuesta.

2.3.10 *Trazo.* Como su nombre lo indica, corresponde al plano de la obra subterránea en el que se indican las distancias de las diversas partes que componen el trayecto previsto para la obra subterránea. Hay ocasiones en que con una buena interpretación fotogeológica, se pueden mejorar los trazos propuestos por el Cliente y obtener ventajas competitivas respecto a la oferta básica

2.3.11 *Tipo de contratación y asociaciones estratégicas convenientes:*

Contratos de obra pública

Se considera innecesario explicar este tipo de contratos ya que por todos este sistema es ampliamente conocido.

Tipos de asociaciones estratégicas convenientes

I Tipo de licitación

- Pública Construcción
 Servicio
 Concesión
 Llave en mano
 Inversión del sector privado con recuperación
- Privada Construcción
 Servicios
 Llave en mano
- Internacional Pública
 Privada
 Concesión
 Financiada con recuperación
- Nacional Federal
 Estatal
 Municipal
 Delegacional

II Marco Legal

- Constitución Política
- Ley Federal del Trabajo
- Ley del IMSS
- Ley de Obra Pública (federal, estatal, reglamento municipal)
- Leyes de tributación (federales, estatales y municipales)
- Leyes mercantiles
- Representatividad legal (personalidad moral y/o persona física)
- Ley de concesiones (federal, D.F., estatales, municipales)
- Leyes Orgánicas municipales

Tomando en cuenta este marco legal ampliado o modificado, se puede desarrollar un marco regulatorio apropiado

III Tipo de Asociación

Subcontrato: Para desarrollar conceptos específicos de trabajo con precios unitarios, trasladando obligaciones de cumplimiento sobre todo con la mano de obra y los programas estableciendo fondos de garantía o fianzas de cumplimiento. No comparte riesgos ni

beneficios con el contratista principal.

Joint Venture: En México no existe esta figura. La más cercana en la Asociación en Participación. Se comparten riesgos y beneficios con la proporción que cada uno tenga en la asociación. Todos son responsables solidarios.

Consortio: Se reúnen varias empresas de la misma especialidad o de especialidades complementarias para la realización de un proyecto. Cada una es responsable de su parte preparación de su parte de la oferta, costos, beneficios, fianzas, etc. Normalmente los clientes piden una carta de garantía mancomunada y solidaria sobre la totalidad del proyecto, aunque internamente se trate de la forma descrita

Empresa de Propósito Especial: Se crea una empresa con los miembros asociados primeramente en un acuerdo de participación para realizar un proyecto específico desde su inicio hasta su terminación. A veces el cliente forma parte de la empresa con una participación en el capital de la misma.

Fideicomiso: Como en el caso anterior se forma para un fin específico y para administrar los bienes de la sociedad, los ingresos, los pagos y las relaciones financieras entre los socios.

Asociación en Participación: Similar al Joint Venture. Es la estructura aceptada en México para acometer este tipo de proyectos

Especialización: Normalmente se realiza un contrato de servicios con responsabilidad sobre alguna parte muy especializada del proyecto. Cuando la capacidad y el tamaño del asociado no son suficientes.

Tecnología: Se puede convertir en un pago de regalías por el uso de una patente o se convierte en un socio para un Joint Venture normalmente.

Empresa Integradora: Aunque su ámbito de aplicación es limitado y no es operativo (no puede participar en licitaciones), en algunos casos puede complementarse con cualquier otra de las modalidades descritas.

IV. Características de los acuerdos de colaboración:

Los contratos, asociaciones, alianzas o acuerdos de colaboración que se celebren, deben contener los temas siguientes:

Alcances. Debe describirse con toda claridad el alcance de los trabajos a realizar, el alcance y contenido de los precios cotizados diciendo las especificaciones aplicables, los traslapes con otros contratistas y los tiempos de ejecución.

Exclusividad: Debe existir un compromiso de cotizar únicamente con una empresa: la que más convenga y requiera la asociación. El compromiso de la tenedora del contrato también debe ser el de respetar el compromiso para el trabajo cotizado, ya sea único o una parte del mismo.

Confidencialidad: Al estar en contacto estrecho las empresas es muy importante que se respete el compromiso de que ninguna información de cualquier tipo puede ser divulgada por los firmantes del acuerdo. La violación de este acuerdo puede causar serios trastornos en la formulación de la oferta.

Temporalidad: Claramente debe especificarse el término en que es válido el acuerdo y los términos que se firman, y si es prorrogable automáticamente en caso de que así lo solicite el cliente.

Matriz de responsabilidades: Es un documento que se elabora de acuerdo a los documentos y formularios que piden las bases de licitación. Especifica los documentos, los responsables de su preparación, la fecha de entrega y revisión y el avance que se tenga a cada junta de revisión. Participan todos los involucrados en la oferta,

una vez propalado el acuerdo de colaboración

Acuerdo de precios y programas: Es posible, un tabulador de precios unitarios que complementan los alcances que debe formar parte del acuerdo. Las fechas clave también deben tomarse en cuenta, así como las que se traslapan con otras actividades, sobre todo aquellas que se llevan a cabo en áreas donde trabajen varios contratistas a la vez.

Distribución de riesgo adecuado a la participación y al tamaño, capacidad y experiencia de cada uno de los asociados: No debe aceptarse que una de las empresas involucradas tome mayores riesgos que los que razonablemente pueda asumir, tomando en cuenta sus compromisos actuales y aquellos que pudiera tener durante la ejecución de los trabajos. Tampoco deberá aceptarse que tome compromisos que rebasen su experiencia y necesite subcontratar para complementarse. El riesgo crece geométricamente a la capacidad de riesgo aceptada y no cubierta.

Distribución de costos de elaboración de oferta (propios y comunes): La forma en que se cubrirán los gastos de preparación de la oferta debe ser especificada, así como el alcance de los gastos que deben ser cubiertos en común y la forma de hacerlo.

Fianzas y seguros (globales o por cada una de las partes): Dependiendo de la forma en que se aborde la oferta, dependerá la forma en que se obtenga la fianza de cumplimiento de oferta y las que de ella se deriven si la oferta resulta ganadora. Así mismo, los seguros que requieran los suministros de los oferentes deberá especificarse qué cubre y qué excluye para que lo tome la parte complementaria.

Exclusiones: Debe decirse específicamente qué no incluye el alcance de suministros y servicios.

Garantías (mancomunada, solidaria, contragarantías y cesiones; intragarantías): De acuerdo a la forma en que se vaya a presentar la oferta, se especifica como se garantizan los socios entre sí, sobre todo para no perjudicarse mutuamente en caso de incumplimiento de alguno. Hay varios instrumentos legales y mercantiles que sirven para cada caso.

Multas y castigos (de preparación de oferta, durante el periodo de evaluación de ofertas y a la adjudicación y durante el desarrollo del proyecto): Este tipo de condición suele ser de difícil aceptación, pero debe tomarse en cuenta el perjuicio que se causa a los miembros de una asociación y que se corra el riesgo de cancelación de los compromisos de exclusividad y confidencialidad.

Solución de conflictos: Si es posible, se debe mencionar la prioridad de instancias en que se deben solucionar los conflictos que surjan, la forma y calidad de cada uno de los integrantes de la asociación que se forme, iniciando siempre con "la mejor voluntad para solucionar el conflicto" dentro de los parámetros que se acuerden en el reglamento de operación.

Reglamento interno de operación:

- Reglamento
- Definición del líder
- Organigrama: puestos clave
- Coordinación
- Presupuesto de indirectos
- Administración
- Gestión interna y con el cliente

2.3.12 Procedimientos de construcción subterránea: Una vez concebido el alcance del proyecto que se está planeando de acuerdo a todos los elementos mencionados en puntos anteriores se puede entrar a la fase de elección del procedimiento de construcción más adecuado para las características del terreno, la capacidad de la empresa o asociación estratégica que se haya concertado y la disponibilidad de equipos, se puede pasar a la elección del procedimiento de construcción en todas sus fases: excavación, soporte temporal, soporte definitivo, obra de control, drenaje y control de agua y obras auxiliares.

El procedimiento de construcción elegido, dependerá en gran medida del tipo de terreno a atacar, la velocidad de construcción que se desea para cumplir con el programa, la disponibilidad de equipos y el tipo de recursos financieros que permite sean utilizados en el proyecto para obtener el costo mínimo son el máximo de eficiencia en todos los recursos empleados. El lograr que esta ecuación sea balanceada en forma óptima depende en gran medida de una planeación adecuada.

Independientemente del procedimiento de construcción que sea elegido, debe tenerse en cuenta que las actividades en una obra subterránea son repetitivas en la gran mayoría de los casos, y que por lo tanto resulta factible planear ciclos de construcción bien definidos con parámetros razonablemente conocidos o capaces de ser simulados en su comportamiento para llegar finalmente a un planteamiento económico y eficiente siempre dentro de los parámetros de calidad exigidos por las especificaciones y dentro de los alcances de los precios unitarios del Catálogo de Conceptos. Se presenta la planeación del ciclo de una máquina tunelera para el ejemplo del Túnel Saavedra-Morón.

Excavación de Túnel

Para la excavación de túnel, se considera un ciclo de trabajo completo cada cinco anillos.

El ciclo de trabajo completo incluye.

A	Avance de la tunelera y colocación de cinco anillos de dovelas
B	Suministro al frente de trabajo de dovelas y materiales para las inyecciones y colocación de instalaciones
C	Inyección entre los estrados de las dovelas y el suelo excavado
D	Control topográfico para la conducción de la tunelera
E	Transporte al pozo de material excavado, su extracción a superficie y su transporte al lugar de depósito

Consideraciones para la determinación del rendimiento

A	Duración del avance de la tunelera	27 min.
B	Duración de la colocación de las dovelas	22 min.
C	Velocidad de tránsito de la locomotora	10 Km /H.

Durante el avance de la tunelera (empuje) se harán las siguientes actividades en el frente:

Cada anillo

A	Colocación de anillos de dovelas en la mesa de alimentación
B	Descarga de mezcla de inyección al depósito previsto en el tren de apoyo, localizado en el primer remolque Back-up (arriba de la mesa de alimentación de dovelas)
C	Inyección de contacto entre los extractos del anillo de dovelas y el suelo excavado
D	Inyección de grasa en la zona de cepillos del faidón
E	Inyección de mouse en la cámara de mezclado y en el tornillo sin fin de la tunelera
F	Llenado con el material excavado de los vagones para su transporte al pozo

Cada cinco anillos

A	Transporte de materiales para prolongar las instalaciones en el túnel
B	Prolongar las instalaciones en el túnel vía para suministros, grúa para rodamiento del tren de apoyo, iluminación, ventilación, tubería para agua, cable de alimentación de energía eléctrica de la tunelera

Durante la colocación del anillo de dovelas, se transitará en el túnel excavado, con dos locomotoras, realizando las siguientes actividades:

A	Una llevando al frente un convoy con el anillo de dovelas, mezcla para inyección, depósitos para rezaga y materiales para instalaciones
B	La segunda regresando al pozo con los vagones llenos de rezaga, el carro móvil de inyección vacío, así como las unidades para transporte de dovelas
C	Se instalarán dos tramos de vía doble para reducir las demoras en las tuneleras
D	La locomotora con dovelas, esperará en la doble vía No 2 que cruce la locomotora de rezaga

Del pozo hasta 3 674 40 ML de túnel

A	Avance de la tunelera	27 min
B	Colocación de anillos de dovelas	22 min.
C	Instalaciones	5.50 min.
S U M A		54 60 min por anillo

Del pozo hasta 3876 ML de túnel

A	Avance de la tuneiera	27 min.
B	Colocación de anillos de dovelas	22 min.
C	Demora por convoy de suministros	1 20 min.
D	Instalaciones	5 60 min.
S U M A		55 80 min. por anillo

Del pozo hasta 4 146 ML de túnel

A	Avance de la tuneiera	27 min
B	Colocación de anillos de dovelas	22 min.
C	Demora por convoy de suministros	2 40 min.
D	Instalaciones	5.60 min.
S U M A		57.00 min. por anillo

Procedimiento constructivo para la fabricación de dovelas

01.- Planta de fabricación

La planta de fabricación de dovelas estará ubicada junto al obrador para el pozo No. 1 y contará con las siguientes áreas

Almacenamiento de materiales para la elaboración de hormigón

	Los áridos serán almacenados y separados entre si mediante muros de tabique
	El cemento será almacenado en dos silos con una capacidad de 50 T cada uno

Fabricación del hormigón

La fabricación del hormigón se hará utilizando una dosificadora de 30 M3/H y se elaborarán bachas para el volumen de cada dovela.

Colocación del hormigón en moldes para dovelas

	El hormigón se colocará en los moldes para dovelas mediante una banda transportadora
	Los moldes para dovelas estarán colocados sobre dos mesas para vibrado.
	Los movimientos de los moldes para dovelas, de la zona de colocación de jaulas de armaduras a la zona de la colada y de ésta a la zona de pulido y reposo se hará mediante una grúa pórtico con un polipasto de 5 T.

Curado a vapor, desencofrado de dovelas, limpieza de moldes y colocación de jaulas de armaduras

	Esta zona tendrá una longitud de 99 ML y 7 71 ML de ancho en los que están incluidos dos túneles gemelos para curado a vapor
	Una vez terminada la colocación del concreto en cada dovela, los moldes se colocaran sobre un carro móvil, los que se desplazarán sobre dos vías paralelas que tendrán una longitud de 96 M. Los movimientos de los moldes de dovelas se harán mediante dos cadenas de tracción que estarán acopladas a dos maicates. La longitud de esta área se subdivide en las siguientes actividades:

A	Pulido y reposo inicial	12 min.
B	Curado a vapor	60 min.
C	Reposo final	6 min.
D	Desencofrado	18 min.
E	Transferencia	3 min.
	S U M A	99 min.

Habrá una tercer vía que tendrá una longitud de 96 M de la zona de transferencia a la de colados y en esta longitud se realizarán las actividades de limpieza de moldes y colocación de jaulas de armaduras y de herrajes para dovelas

Acero de refuerzo

Se dispondrá de 1 560 M2 para el suministro de acero de refuerzo, habilitado, fabricación y almacenamiento de jaulas de armaduras

Espaciadores para cubiertas de hormigón

Se dispondrá de 100 M2 para la fabricación y almacenamiento de espaciadores de concreto

Herrajes para dovelas

Se dispondrá de 600 M2 para el suministro de materiales, fabricación y almacenamiento de herrajes para dovelas

Zona de pruebas de estanqueidad y concordancia de las dovelas

Se dispondrá de 408 M2 para la ejecución de estas pruebas

Servicios Generales

Se dispondrá de un área de 756 M2 para los servicios de vigilancia, seguridad e higiene, servicios médicos, almacén general, oficinas técnicas y administrativas, supervisión, taller mecánico, comedor, generadora de vapor, compresor, taller eléctrico y depósitos de combustible

Almacenamiento de anillos de dovelas

Se dispondrá de 28,434 M2 para el almacenamiento de anillos de dovelas, para que inicialmente los anillos obtengan la resistencia a la compresión especificada y permanezcan en esa área hasta su requerimiento en los frentes de excavación

Estrategia de Ejecución

Para cumplir con cada uno de los puntos que en materia de ingeniería y proyecto solicita el cliente, se debe seguir una metodología, primero para revisar cada una de las necesidades que en tiempo, calidad y espacio se requiere para el logro certero de cualquier obra subterránea

Los métodos, técnicas, logística y ámbito geotécnico se deben interrelacionar y estudiar para lograr la mejor metodología constructiva, que ofrezca un desarrollo integral de cada una de las fases y elementos constructivos, y lograr en el tiempo estimado mejorar los tiempos para alcanzar los hitos marcados en el programa de ejecución del proyecto en cuestión

En la construcción de los pozos de acceso y cámaras de inspección se debe considerar la técnica específica que de los mejores resultados (Jet Grouting, Tablestacado, etc...), para la conformación de muros ademe y para el mejoramiento del suelo en zona de portales de entrada y salida de equipos (Tuneleras, etc...), así como, para mejorar las condiciones de supresión bajo las losas de fondo de las excavaciones.

La técnica debe permitir la construcción de las paredes de las estructuras con los más altos rendimientos entre las técnicas de construcción de muros subterráneos, ofreciendo, con alta seguridad, la terminación en tiempos programados.

Para la estructuración de los pozos se deben contemplar muros de hormigón y la técnica de colado continuo con el empleo de las cimbras más adecuadas

El tratamiento previo del terreno debe prever continuidad en el proceso constructivo y el arranque en la construcción de los tramos de la obra subterránea con la oportunidad de mejorar los tiempos de la fase de excavación llamada como puesta en cadencia

Con las consideraciones de rendimientos probables se debe tomar como marco de referencia los rendimientos de los ciclos constructivos alcanzados con la implantación del método de actividades paralelas y aplicación continua de la inyección de contacto que se ha llevado con gran éxito en las obras del drenaje profundo de la Ciudad de México, lo que debe permitir ofrecer una obra subterránea con la calidad solicitada y en el tiempo ofertado.

En la fabricación de dovelas se deben tomar en consideración los diferentes aspectos que en conjunto generan el diseño óptimo de estos elementos de hormigón prefabricado.

Mano de Obra especializada y no especializada, operadores y lugares t picos donde se encuentra personal acostumbrado a trabajar en obras subterráneas.

Para el desarrollo y el rendimiento de cada una de las actividades que intervienen en la ejecución de las obras subterráneas, se debe partir del conocimiento de la personalidad de la fuerza de trabajo con que se tenga que contar, Técnicos especialistas en operación de equipos excavadores mecanizados y automatizados, con experiencia en ensamble y mantenimiento de los mismos; un equipo de trabajo formado con técnicos e ingenieros con amplia experiencia en cimentaciones especializadas y en la aplicación de las técnicas más modernas.

Técnicos en el manejo de cimbras especiales, telescópicas, de hormigonado continuo, trepadoras, etc...

Ingenieros con alto nivel de experiencia en el campo de la ingeniería básica aplicada a las obras subterráneas, técnicos en control y seguimiento de la calidad, ingenieros con experiencia en el desarrollo e implementación del manejo de técnicas especiales para el análisis de

elemento finto de obras subterráneas y control y seguimiento de los sistemas de auscultación. Para realizar una obra subterránea, de dimensiones considerables, se debe contar como mínimo con:

- Un Director de Proyecto
- Una Gerencia de Administración y Control de Contrato
- Una Gerencia de Supervisión
- Una Gerencia de Ingeniería
- Una Gerencia de Administración y Finanzas
- Una Gerencia de Producción
- Una Gerencia de Maquinaria

Es de suma importancia que las responsabilidades y los compromisos a adquirir por cada uno de los puestos se definan con precisión antes de permitir que cada persona asuma el puesto

Dentro de los parámetros que deben ser tomados en cuenta una vez elegido el procedimiento de construcción, está la estrategia de cargos para el equipo que será utilizada en el armado de los costos por unidad de producción. Dependiendo del peso específico que tenga el concepto de maquinaria dentro del costo total de la oferta, se estudiarán las alternativas para la consideración del cargo que resulte más adecuado tanto para la presentación de una oferta competitiva como para los resultados económicos de la empresa. Siguiendo el ejemplo que hemos tomado del Túnel Saavedra-Morón, se presentan algunas de las alternativas estudiadas para los equipos mayores como para las máquinas tuneladoras, primero una descripción de las condiciones de las tuneladoras y las tablas y gráficas obtenidas para en análisis de los otros equipos

Financiamiento de las tuneladoras

- Aguas Argentinas cederá a GMD el contrato de compra de las túneles
- A la firma del contrato GMD realizará el pago del 35% del costo de las tuneladoras
- Las tasas de interés para las tres primeras cuotas del crédito serán cada una del 7.5% anual
- El 65% restante se pagará con flujo y se libera con esto la carta de Aguas Argentinas y GMD debe entregar al fabricante una carta por el 100% del valor de las tuneladoras.

Tuneladoras

Consideraciones:

Vida económica	12,000 h	F de Mantenimiento:
50%		
Horas por año	2,500 h.	Valor de rescate
10%		
Tasa de interés:	10%	Prima de seguros:
01%		
Precio de adquisición	5,772,026 USD	
Utilidad	7,200 hrs.	

Concepto

Importe

Adquisición	11,544,050.00
Depreciación	6,147,180.00
Valor de Rescate	1,154,405.00
Suma	7,301,585.00
Por depreciar	4,242,465.00
Mantenimiento	3,673,590.00
Inversión y Seguros	1,983,456.00

En el Anexo No.1 se muestran las gráficas de Alternativas de Depresión de las Tuneladoras y de Equipos Mayores.

2.3.13 Disponibilidad de equipo: Un aspecto importante que debe tomarse como alternativa (en algunos casos definitivos) en la planeación de la obra. Sucede que muchas veces a pesar de que la selección óptima de equipo se refiere a maquinaria que debe ser adquirida a los precios de una manera desproporcionada y por ser por valor de adquisición, por los fletes o los aranceles e impuestos de importación o por la dificultad para conseguir recursos financieros en términos competitivos. Al tener las alternativas conocidas valuadas y tener que decidir sobre la utilización de equipo propio de la empresa, deberá valuarse como una variable adicional el riesgo que implica su uso, es decir, deberá tomarse en cuenta su vida útil (nos dará una medida de su productividad), su vida económica (consumo de refacciones y costo de mantenimiento), las condiciones generales de su estado físico (estimación del rendimiento que se puede esperar) y la renta mensual máxima que se puede cargar para balancear la ecuación costo mínimo con máxima productividad para cumplir en estas condiciones con el programa y calidad requeridos.

Muy raras veces una empresa tiene exactamente el equipo necesario para un proyecto específico y tendrá entonces que recurrir a alianzas y asociaciones estratégicas como las descritas en el punto 2.3.11, que complementen su potencial competitivo. Otras veces necesariamente se tendrá que usar el equipo propio de la empresa como comentamos en párrafos anteriores, incrementando el número de equipos por frente o el número de estos para alcanzar los rendimientos esperados en la planeación los equipos ideales

La disponibilidad del equipo en términos de planeación, también se refiere al número de horas disponibles (horas capaces de producción a rendimiento promedio del equipo) que se asignan a la ejecución de una determinada actividad. En la determinación final del costo que se cargará por el concepto equipo en la oferta, será muy importante encontrar el balance adecuado de horas de disponibilidad de equipo y horas de utilización (las realmente utilizadas para realizar una unidad de producción a rendimiento promedio), este balance difiere mucho de acuerdo a las políticas de cada empresa y es un factor vital al calcular el valor final de la oferta.

2.3.15 Ingeniería Económica (Financiera): Es un tema de importancia singular cuando se habla de planeación y evaluación de proyectos. Una vez seleccionadas las alternativas viables, se probará su rendimiento en términos económicos utilizando técnicas de la ingeniería económica. De acuerdo los requerimientos financieros del proyecto, una vez determinados todos los costos que inciden en el monto total, seleccionada la mejor estructura de financiamiento y calculado el flujo de caja a lo largo de su vida útil, económica o de un determinado tiempo (por ejemplo una concesión), se harán los cálculos necesarios para obtener las tasas de rendimiento sobre determinados parámetros tales como: capital de los accionistas, inversión de los prestamistas de dinero sobre una determinada parte del proyecto, periodo de repago de la deuda sobre colocaciones accionarias y/o de bonos, beneficios a una determinada región, etc.

Es a través de este tipo de estudios que se puede obtener también la forma de acomodar los diferentes tramos de financiamiento (proveedores, bancos de exportación y/o fomento, banca comercial, agencias gubernamentales o de desarrollo, mercados de capital de riesgo, colocaciones accionarias o de bonos y capital de los desarrolladores y/o propietarios) de acuerdo a sus características específicas y a las necesidades del proyecto para obtener la propuesta óptima, es decir, aquella cuya función objetiva sea maximizar el rendimiento del proyecto, minimizando los costos, sujetos a las restricciones que impongan tanto las agencias reguladoras de la operación (por ejemplo tarifas máximas, compromisos máximos y mínimos de aforos vehiculares en el caso de túneles para transporte y cantidad, calidad y presión de agua en el caso de túneles para abastecimiento de agua potable), como las del propio proyecto (programa, fechas clave, forma de pago, especificaciones etc.).

Las más de las veces, la mejor oferta económica y financiera será la que aunada a una oferta técnica de excelencia producirán una oferta ganadora. Esto será logrado a través de un proceso de planeación

integral llevado a cabo por un equipo de personas dirigido por un líder con las características mencionadas en 2.1 requerimientos para una buena planeación.

Resumen

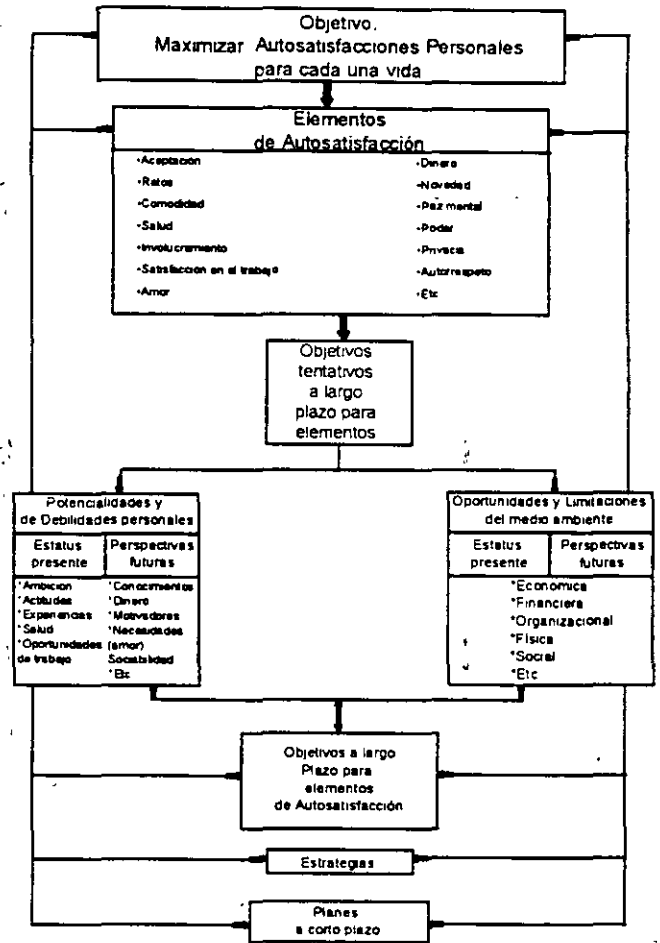
Hemos visto como la planeación es un proceso continuo de mejora sobre las decisiones que se toman actualmente y su efecto en resultados futuros. Se toman las decisiones conociendo la mayor cantidad de datos que sea posible obtener sobre el estado actual y el comportamiento esperado de parámetros que influyen en la selección de alternativas y cursos de acción. Siempre existirá un factor de riesgo en el establecimiento de las bases de la planeación de un proyecto, ya que estamos tratando de modelar el comportamiento futuro de variables que actualmente inciden en determinada forma en la consecución de objetivos específicos. Mientras más completo sea el esfuerzo de planeación, mejores y justo en tiempo serán las decisiones que se tomen si ocurren desviaciones respecto a las metas finales.

La retroalimentación y la normalización de todos los procesos que intervienen en un proyecto desde su inicio, harán que la planeación se enriquezca y sea sencillo hacer reingeniería sobre esos procesos, estableciendo así un ciclo que hará de la planeación sea una herramienta útil e indispensable en el logro de los objetivos del proyecto.

Para desarrollar la planeación, es necesario cumplir ciertos requerimientos, pero ninguno de ellos por sí solo dará resultado si no se cuenta con un liderazgo capaz, eficiente y comprometido con los objetivos del proyecto.

A través del ejemplo real de una licitación internacional para un túnel de conducción de agua potable, se han desarrollado los elementos que intervienen en la planeación de una obra subterránea. No se han incluido todas las alternativas estudiadas ni todos los procedimientos de construcción que llevaron a la selección de las máquinas tuneladoras para la ejecución de los trabajos, por obvio de espacio. Al tener que desarrollar "ingeniería de proceso", se trabajó con un equipo multidisciplinario de personal que resultó en la mejor oferta técnica, al no tener completamente valuado el riesgo de algunos factores no técnicos de la oferta, la parte económica resultó en un monto de obra que finalmente será el más probable pero que para el proceso de adjudicación no resultó ser el más conveniente para el Cliente. Resultado de una buena planeación desde el inicio, es el que la parte técnica, normas de seguridad, pna de administración de calidad y la ingeniería de los procedimientos de construcción, serán usados por el cliente para la supervisión de los trabajos.

Finalmente, para reforzar la noción de que la planeación requiere más que de cualquier técnica sofisticada de lógica y sentido común, presentamos un modelo conceptual de planeación para la vida personal. Si analizamos detenidamente esta propuesta, veremos que este proceso lo hacemos inconscientemente casi a diario, si logramos hacerlo consciente, estaremos planeando un mejor futuro y muy probablemente comprometiéndonos con una calidad de vida superior a la que actualmente tenemos.

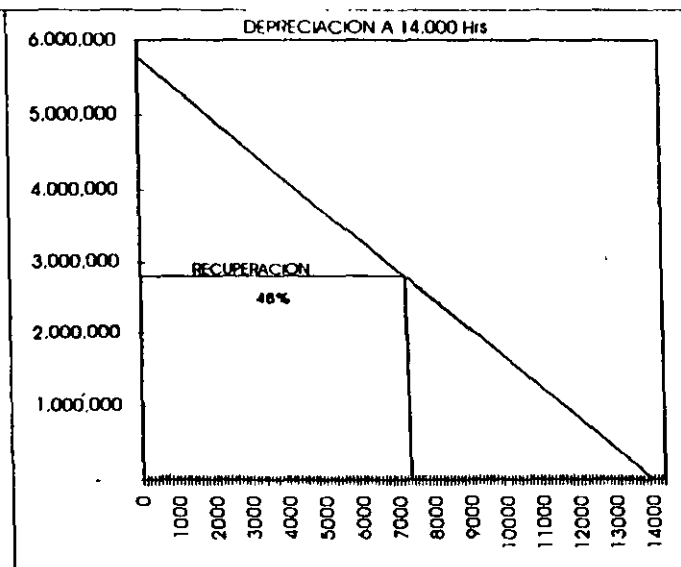
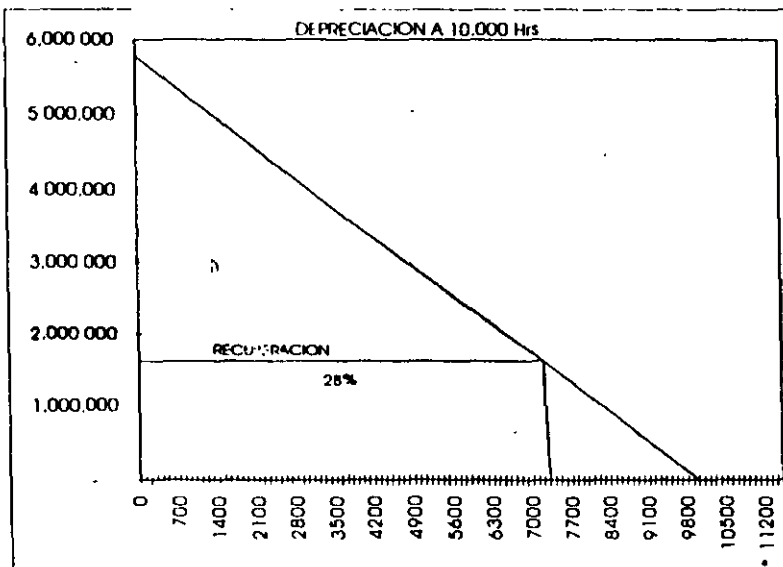


Programa de maquina

ALTERNATIVAS DE DEPRECIACION
ESCUDO EP8 HERRENKNECHT GmbH

VALOR DE ADQUISICION \$ 5.772.025 00 USD
 VALOR DE RESCATE \$ 577.202 50 USD
 FACTORES:
 GASTOS ADMON Y SEGUROS 0 25
 GASTOS FINANCIEROS 0 62

VIDA UTIL (Hr.)	DEPRECIACION	% DE MANITO.	COSTO DE MANITO P/Hr.	FACTOR RESERVA	GASTOS ADMON.	GASTOS FINAN.	GASTOS RESERVA DE	RENTA TECNICA (Hr.)	RENTA MENSUAL (200 Hrs.)
7 200 00	\$ 720 70 USD	20%	\$ 160 16 USD	0 22	\$ 180 18 USD	\$ 446 84 USD	\$ 150 16 USD	\$ 1.507 87 USD	\$ 301.573 89 USD
10 000 00	\$ 519 38 USD	30%	\$ 173 16 USD	0 33	\$ 129 87 USD	\$ 322 08 USD	\$ 173 16 USD	\$ 1.144 59 USD	\$ 228 918 51 USD
14 000 00	\$ 371 06 USD	60%	\$ 247 37 USD	0 67	\$ 92 76 USD	\$ 230 06 USD	\$ 247 37 USD	\$ 941 25 USD	\$ 188.250 47 USD



VENTAJAS:

- 1) LOS FABRICANTES DE ESCUDOS GARANTIZAN 10 000 Hrs DE VIDA UTIL
- 2) GASTOS DE MANTENIMIENTO SON MENORES
- 3) EL VALOR DE RECUPERACION ES DE POCO RIESGO

- 1) SER MAS COMPETITIVO EN LOS FUTUROS PROYECTOS DE ARGENTINA
- 2) NO HAY CAMBIOS TECNOLOGICOS IMPORTANTES EL EQUIPO QUEDA EN CONDICIONES AL 95% DE EFIC.
- 3) SE TIENE UNA DEMANDA DE 15 A 20 EQUIPOS AL AÑO EN EL MUNDO

DESVENTAJAS:

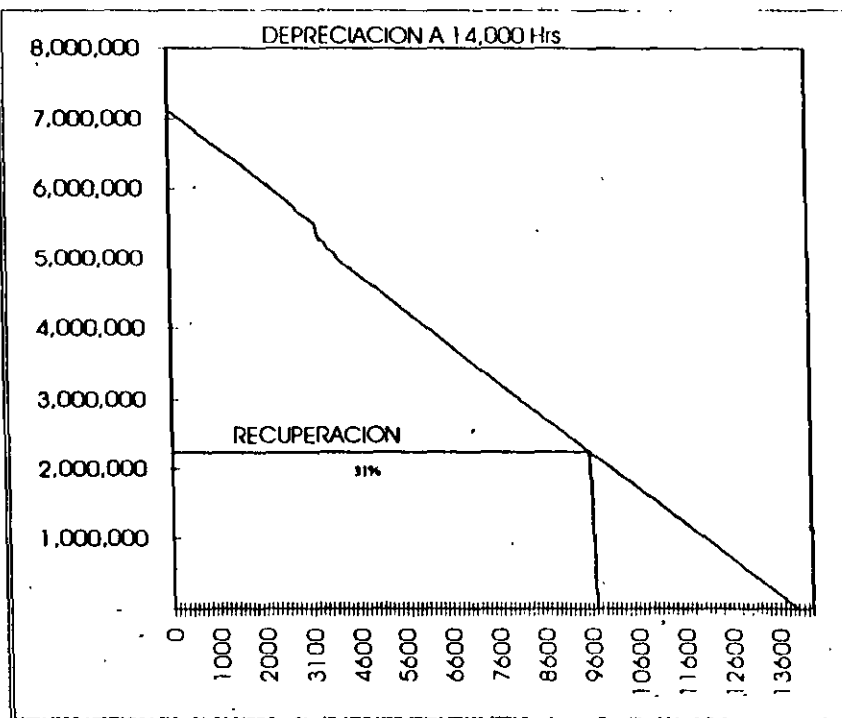
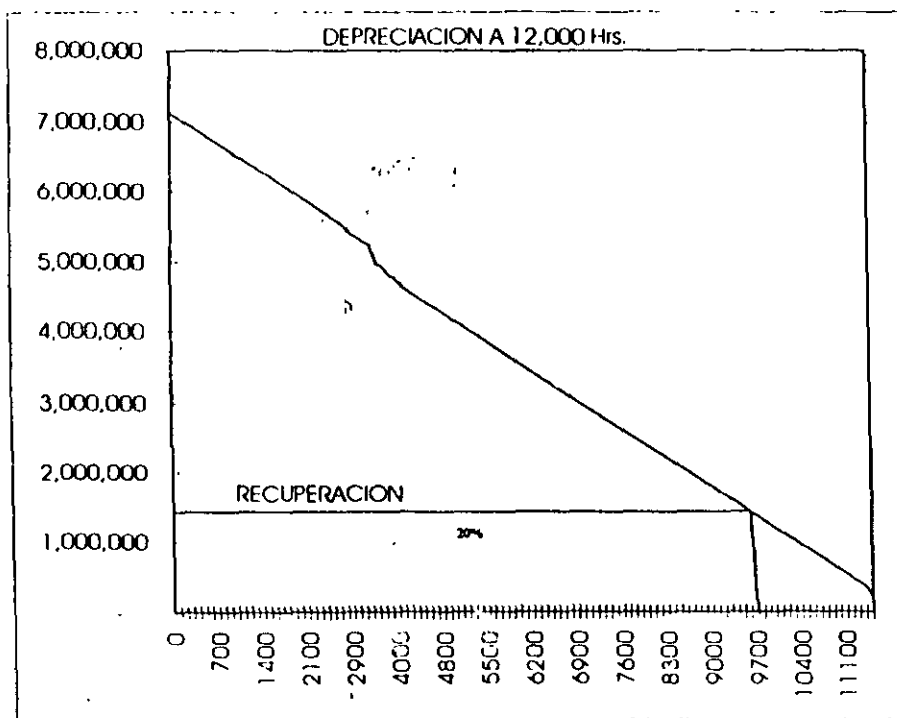
- 1) RENTA TECNICA MUY ALTA

- 1) COSTO DE RESERVA DE MANTENIMIENTO MAYOR MUY ALTO

EQUIPOS MAYORES USADOS MAS REPRESENTATIVOS DE MAS DE \$ 50,000.00 USD

VALOR DE ADQUISICION	\$ 7,128,177.20 USD	GASTOS ADMON Y SEGUROS	0.25
VALOR DE RESCATE	\$ 712,817.72 USD	GASTOS FINANCIEROS	0.62
FACTORES			

VIDA UTIL (Hr.)	DEPRECIACION	% DE MANITO.	COSIO DE MANITO P/Hr.	FACTO R RESER	GASTOS ADMON.	GASTOS FINAN.	GASTOS RESERVA DE	RENTA TECNICA (Hr)	RENTA MENSUAL (200 Hrs.)
9.613 00	\$ 667 36 USD	20%	\$ 148 30 USD	0.22	\$ 166.84 USD	\$ 413.76 USD	\$ 148.30 USD	\$ 1,396 27 USD	\$ 279,254.29 USD
12.000 00	\$ 534 61 USD	25%	\$ 148 50 USD	0.28	\$ 133.65 USD	\$ 331.46 USD	\$ 148.50 USD	\$ 1,148.23 USD	\$ 229,646.11 USD
14.000 00	\$ 458 24 USD	30%	\$ 152 75 USD	0.33	\$ 114.56 USD	\$ 284.11 USD	\$ 152.75 USD	\$ 1,009 66 USD	\$ 201,931.08 USD



029

VENTAJAS:	
1) EL EQUIPO SE DEPRECIA CASI TOTALMENTE EN EL TRANCURSO DE LA OBRA	1) SER MAS COMPETITIVOS EN LOS FUTUROS PROYECTOS DE ARGENTINA
2) EL RIESGO DE LA INVERSION ES MINIMO	2) ES EQUIPO COMERCIALMENTE DE VENTA RAPIDA
	3) LA RECUPERACION DE LA INVERSION ES FACTIBLE

DESVENTAJAS:	
	1) MUCHA VARIEDAD DE EQUIPOS PARA SU CONTROL DI COSTO DE MANTENIMIENTO.

Estudios preliminares I

R. Riva Palacio Ch. Comisión Federal de Electricidad

RESUMEN. En esta ponencia se tratan los aspectos físicos que es preciso investigar antes y en el curso de la construcción de un túnel. Se deberá contar con el grado más amplio de la topografía de la zona, junto con los antecedentes de cualquier alteración importante en el terreno, así como de la información geológica y geotécnica. El agua tiene una influencia muy grande en la construcción de túneles, por lo que es esencial obtener datos sobre sus diversas manifestaciones. La construcción de túneles es 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.

1 INTRODUCCIÓN.

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 a los estudios económicos, con los cuales sostiene una relación directa. La necesidad de una detallada y extensa investigación es probablemente mayor que para la mayoría de los otros tipos de construcción o partes de un proyecto. La construcción de túneles es 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.

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 alcance 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 cuan 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, más o menos techo 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 de tipo de trabajos de estabilización, inyecciones, drenaje, etc).

2. TOPOGRAFÍA.

En el aspecto topográfico, la primera actividad corresponderá al acopio y estudio de los mapas existentes 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. En la figura siguiente se muestra un levantamiento topográfico con curvas de nivel utilizado para seleccionar la ruta más conveniente para un túnel de ferrocarril, a partir de varias posibilidades.

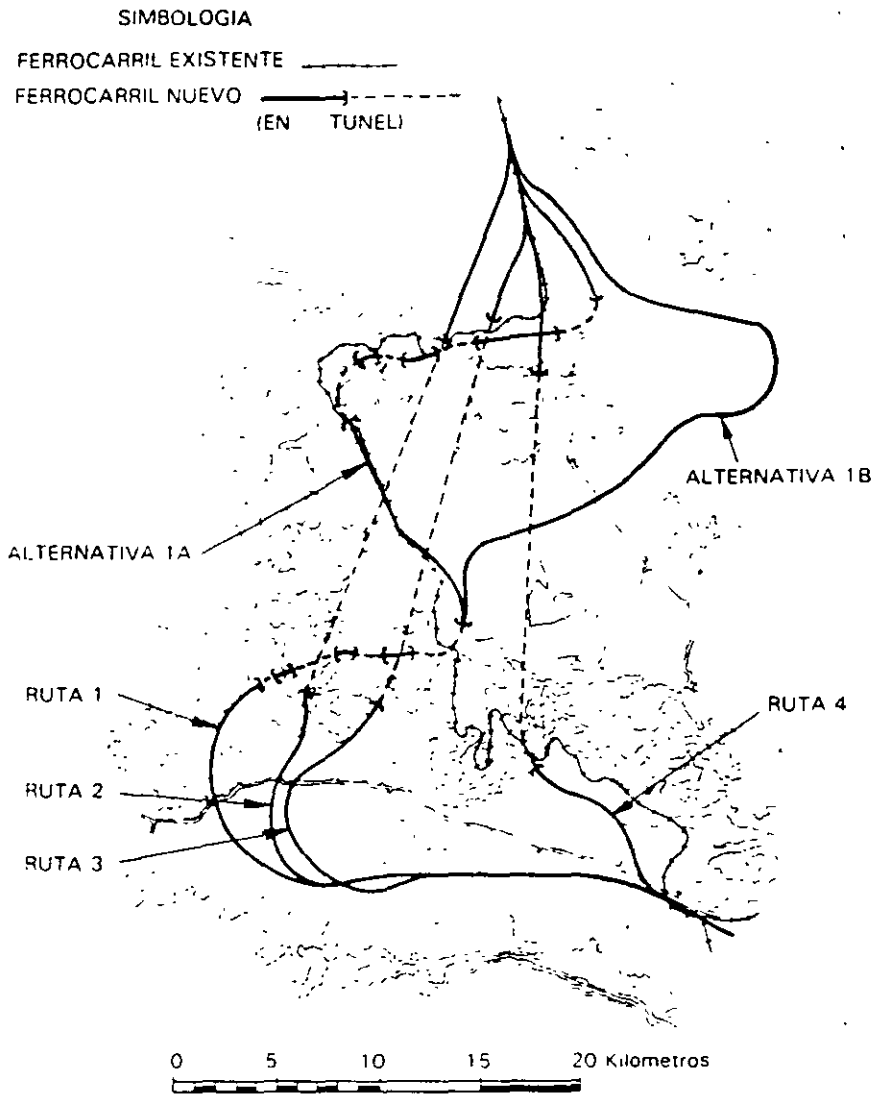


Fig. 1. Levantamiento topográfico para el trazo de un túnel ferroviario.

Lo anterior da a lugar a una red, en la cual se traza sobre el terreno el alineamiento del túnel y se utiliza en la construcción. 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 consiguiente, 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 el caso de túneles muy largos, como el del Canal de la Mancha (figura siguiente), las **consideraciones geodésicas** que se originan por la curvatura de la superficie de la Tierra tornan más complejos los problemas del trabajo topográfico.

Se muestra el patrón de triangulación doble necesario para concretar las retículas de los levantamientos británico y francés, estableciendo una retícula propia para el control del túnel. En el ejemplo en particular, se presentan dificultades adicionales para hacer corresponder las diferentes

retículas de los levantamientos nacionales e internacionales y, además, la longitud que se cruzó por debajo del agua.

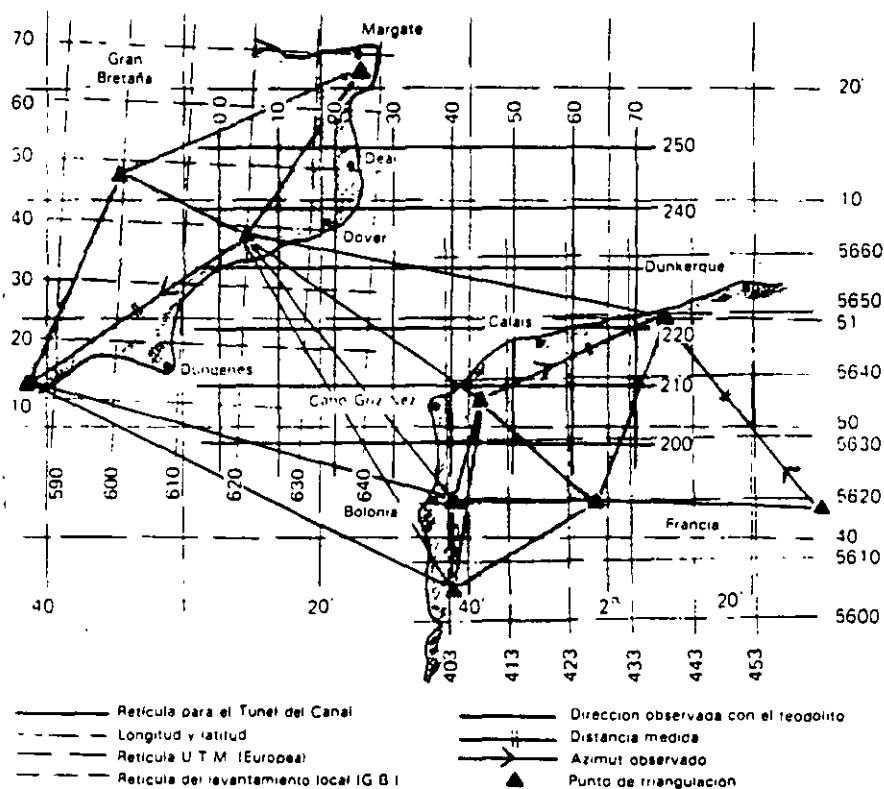


Fig. 2. Levantamiento para el túnel del Canal de la Mancha.

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.

La **tolerancia aceptable** para un túnel varía según el fin a que se destine, pero puede tener un valor del orden de ± 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 puedan ser mayores; pero en túneles de alcantarillado, los niveles se especifican con extrema precisión. En cualquier caso, cuando se excava un túnel en 2 ó 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.

La precisión angular requerida en las líneas del levantamiento de un túnel depende de la longitud de excavación desde el acceso más cercano, la que será relativamente corta en el caso de un tren urbano subterráneo, pero puede tener varios kilómetros en el caso de túneles de abastecimiento de agua. Para el ejemplo del túnel del Canal de la Mancha se consideraron distancias de 18 km desde cada orilla y la precisión especificada varió entre 1/20,000 a 1/200,000. Una precisión de 1 a 20,000, representa un ángulo de 10 segundos y es aceptable en excavaciones cortas.

El **levantamiento planimétrico** se puede basar en triangulación, poligonales, tres distancias o cualquier otra combinación. Es probable que la triangulación se adapte mejor a un terreno

despejado, pero en las calles de una ciudad las poligonales son mucho más adecuadas. El método de tres puntos ha sido poco aplicado, excepto en detalles locales, pero con los modernos equipos electrónicos puede tener sus ventajas.

A pesar de que la función primordial del levantamiento es la de enlazar los dos extremos del túnel con una red precisa, se debe realizar un **trazo auxiliar** en la localización y ubicación exacta en el mapa de detalles topográficos importantes. Un detalle relevante es el de que las estaciones se deberán situar de tal manera que se puedan conservar para poder utilizarse de nuevo, ya sea para comprobaciones, ampliar la red o situar detalles adicionales.

Los bancos de nivel son esenciales en cualquier tipo de proyecto; deberán estar situados lejos de la zona de influencia de los trabajos del túnel y cimentados sobre un estrato que no pueda ser afectado por las operaciones del túnel. Al principio se deberán nivelar precisamente en relación a otros y a intervalos regulares, luego cualquiera de ellos se podrá usar localmente para una medición exacta. Los cierres deben ser de 3 mm en un recorrido de un kilómetro, la precisión para itinerarios más largos será proporcional a la raíz cuadrada del número de visuales.

La mayoría de los fabricantes de instrumentos ofrecen niveles automáticos de precisión. Una precisión nominal de 2 mm por km resulta apropiada para los trabajos de túneles.

La **Fotogrametría** se utiliza para la preparación de mapas a partir de fotografías aéreas. Es muy útil en la preparación de planos topográficos de semidetalle 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 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. El problema fundamental es el de la transformación de la imagen producida sobre la

emulsión a una proyección ortogonal sobre un plano horizontal; para esto se utilizarán métodos *estereométricos* usando fotografías traslapadas, obteniendo coordenadas tridimensionales por medio de la proyección óptica o mecánica a partir de diapositivas en vidrio.

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 de estudio. Con las técnicas más refinadas, la precisión de localización de puntos puede llegar al 0.012% de la altura del vuelo para un rango de 1000 a 2600 m.

En el aspecto de **instrumentación topográfica**, en años recientes los teodolitos y niveles han experimentado considerables avances en su diseño. Son más compactos, de fácil manejo, mayor precisión y mejor protegidos para su manejo. No obstante, para trabajos de precisión en levantamientos de control, el teodolito de "segundo" suele resultar práctico; lee hasta un segundo de arco, con desviaciones estándar de ± 2 seg. Para levantamientos preliminares, no de precisión, son adecuados los teodolitos más sencillos de 10 a 20 segundos.

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; aunque también pueden proporcionar un mayor rango como portador de la medición electrónica de distancias.

Han tenido lugar **progresos recientes** sobre todo en la medición de distancias. El "Mekometer" desarrollado por el National Physical Laboratory de los E.U.A., tiene una precisión comparable solamente con la cinta Invar, pero este para rangos de 3 km (± 0.2 mm constante \pm la longitud $\times 10^{-6}$).

Los taquemómetros electrónicos, como el Zeiss-Oberkochen Reg Elta 14, con un rayo portador infrarrojo o el Aga Geodimeter 710, con un rayo láser portador, prescinden de las escalas del limbo y utilizan sistemas de medición de ángulos electrónicamente codificados; la precisión es de ± 2 segundos.

Los teodolitos convencionales pueden optimizarse con equipos electrónicos auxiliares, como el Wild D13 con computadora integrada para la transformación de la longitud con pendiente o el Kern DM500, que se ajusta alrededor del telescopio con circuito de iluminación del instrumento. Ambos sistemas de corto alcance (2 km) y precisión de ± 6 mm.

Los equipos de microondas de largo alcance (30 km) se han reducido considerablemente en tamaño (p.e., el CA1000 Tellmometer), con precisiones de ± 15 mm \pm la longitud $\times 5 \times 10^{-6}$, con comunicación por radio. Se han desarrollado también "giroteodolitos", que ayudan a llevar por debajo del terreno una orientación exacta, por medio de un giróscopo suspendido en el teodolito; logrando precisiones de menos de 20 seg, con observaciones repetidas.

3 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 4 etapas de estudios geológicos, una vez definida la necesidad de la construcción de un túnel, a saber:

1ª 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 fundamentadamente las investigaciones subsecuentes, determinar zonas o pasillos con las mejores condiciones geológicas y tal vez hasta efectuar una elección preliminar de alternativas del trazo del túnel (en el caso de que no sea obligado)

2ª 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. En la figura 3, se ilustran los métodos de exploración a los que se puede recurrir en esta etapa.

3ª Estudios de Diseño. En esta etapa se desarrollan estudios complementarios todavía 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. Se seguirán usando varios de los métodos mostrados en la 2ª etapa.

4ª Estudios de Apoyo a 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; humedad (gastos de filtraciones) y su relación con la piezometría, control de voladuras; avances de tunelera mecánica (topo) y; sobreexcavaciones y su imputabilidad. Todo esto incidirá en la economía (costos-estimaciones), estabilidad del macizo rocoso y optimización de los diseños de soporte estabilizador temporal y del revestimiento definitivo.

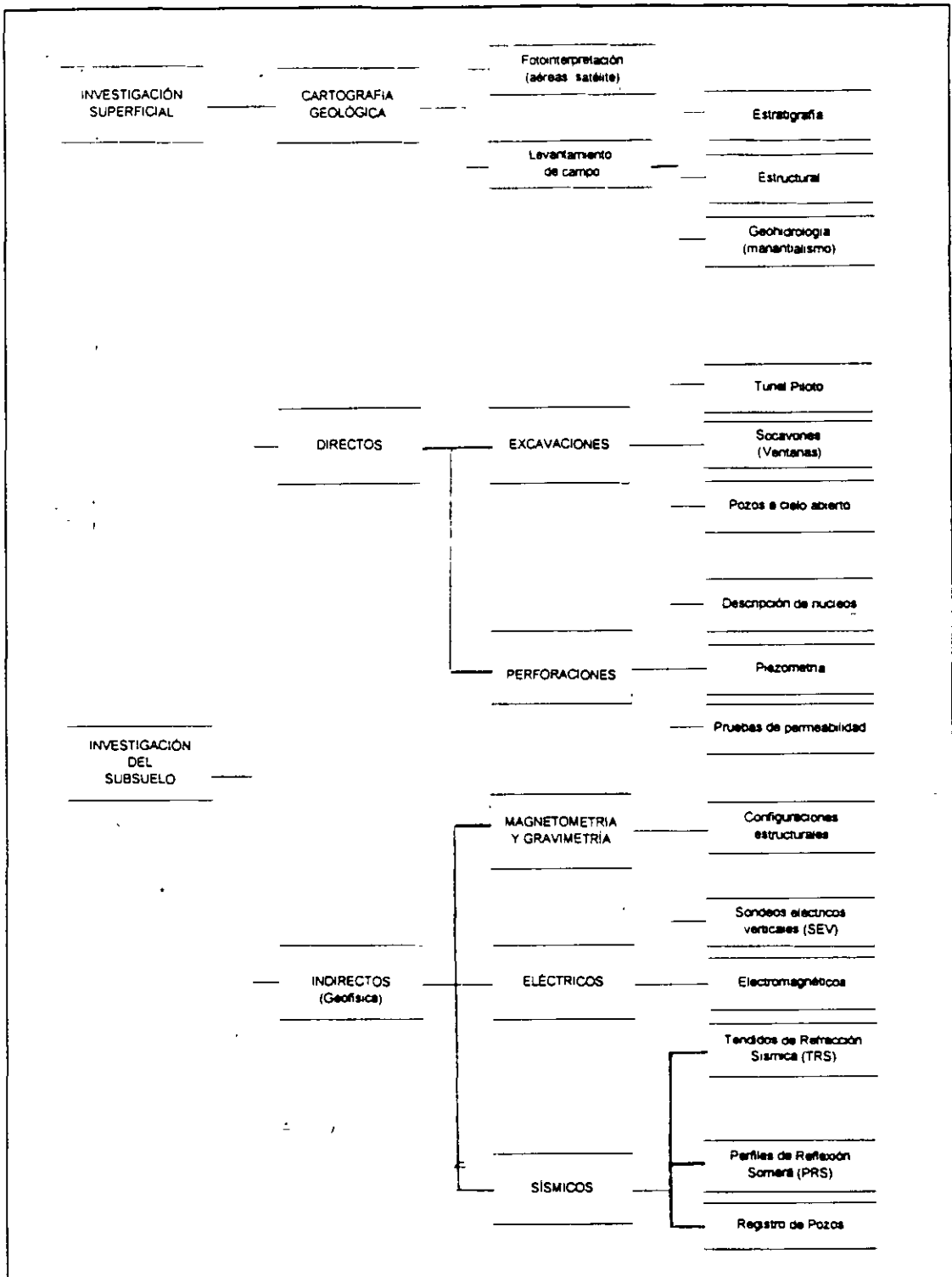


Fig 3. Métodos de exploración de detalle.

La información obtenida en las diversas etapas se presenta por escrito y en planos geológicos, geológico-geofísicos, geohidrológicos (con manantialismo); perfiles verticales, indicando formaciones y discontinuidades, niveles freáticos; etc., y perfil horizontal por el nivel del túnel.

3.1 Caracterización geológica necesaria en la ingeniería tunelera. En este subinciso se describen brevemente las características de tipo geológico más relevantes para ayudar a definir el trazo, diseño y métodos constructivos de un túnel.

Litología. En la Fig. 4 se muestra una clasificación petrológica básica, en la cual se muestra además, en el extremo izquierdo, el ciclo de las rocas en forma diagramática (Leet et al, 1978), donde se muestra su origen y como cualquier tipo de roca se puede transformar en otro; de ahí se desprenden sus distintas clasificaciones (al centro), en su forma

más simple (pero casi suficiente para los propósitos ingenieriles); las ígneas se clasifican por su contenido en sílice (SiO_2), de las más ácidas a las más básicas y por su ocurrencia, de las formadas a mayor profundidad (textura gruesa) a las formadas en superficie (textura más fina). Las sedimentarias, primero se dividen, en clásticas (gr. clastos, fragmento) y en químicas; las clásticas a su vez se subdividen por tamaños de grano y las químicas por su composición. Las metamórficas se clasifican por su textura y/o estructura, y composición. Por último, la figura se complementa a la derecha, con sedimentos (o suelos) correspondientes a las rocas sedimentarias clásticas, estructuras o particularidades de cada roca; el grupo de sedimentarias clásticas cuando se depositan en conjunto con rocas volcánicas dan como resultado rocas híbridas (p.e. toba arenosa, conglomerado tobáceo, etc.).

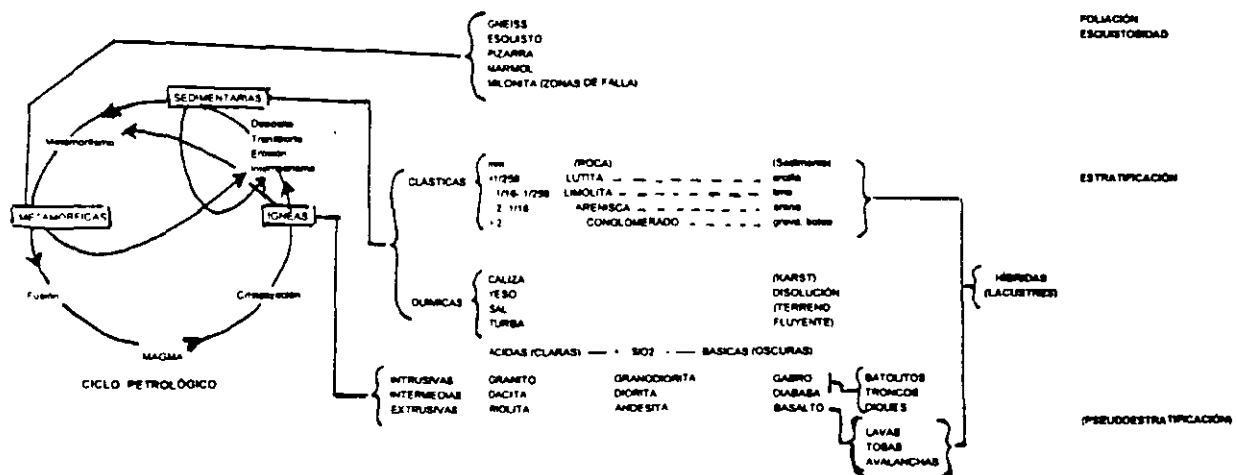


Fig. 4. Clasificación Petrológica Básica y características importantes.

Los términos petrológicos (o litológicos) son útiles en la geotecnia de túneles ya que su clasificación conlleva una serie de características de composición, textura, *fábrica* y *anisotropía* estructural determinadas por su origen y modo de formación, que son todas importantes en la determinación de su comportamiento geomecánico

en las excavaciones. Además, nos alertan de ciertas características positivas o negativas que probablemente presentarán en las obras; tales como: carsticidad (cavernas de disolución) en calizas o yesos; granitos de condiciones competentes y homogéneas; terreno fluyente en

milonitas, sal o yeso; estratificación muy fina o laminar en lutitas, 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, esquistosidad o contactos litológicos, principalmente.

La importancia de su estudio y cartografiado cuidadoso radica en que pueden formar planos potenciales de deslizamiento hacia las excavaciones, desde pequeñas cuñas a grandes bloques rocosos. Otra posibilidad de deslizamientos son las zonas de suelos o de roca muy alterada, ya sea por desintegración o por presión de agua o de roca (terreno fluuyente).

La estratificación es la discontinuidad clásica de las rocas sedimentarias (pseudo estratificación en volcánicas) y representan pequeños intervalos de tiempo de no depósito y litificación. Como se observa en la Fig. 5, se representan, para su análisis, por su rumbo y echado (actitud); las fallas y fracturas también se definen por su rumbo y echado, pero con otra simbología.

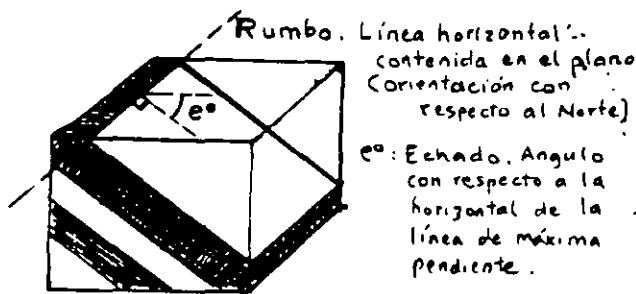


Fig. 5. Actitud de la estratificación (foliación, esquistosidad, falla o fractura)

La posición relativa de un túnel con respecto a los planos de estratificación es importante porque de ello dependerá la presión total sobre la excavación (o revestimiento) y la forma de su distribución; los cuadros de las figuras 6 a la 9 muestran esta influencia.

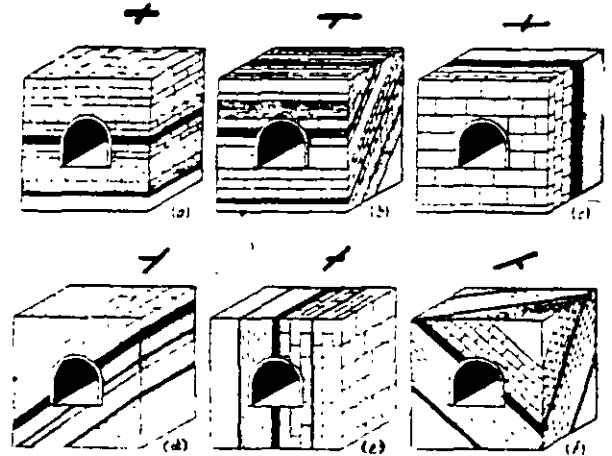


Fig. 6. Influencia de la estratificación en la excavación del túnel (Krynine, 1957)

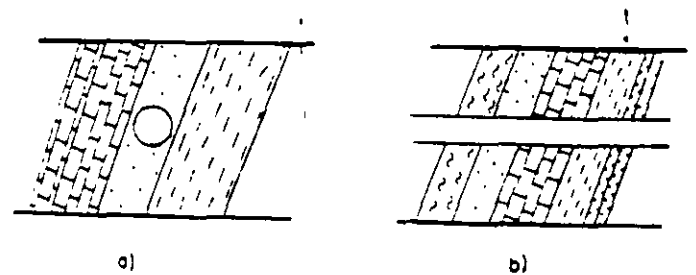


Fig. 7. Posiciones extremas de la dirección del túnel en relación al rumbo de la estratificación, a) paralelo, b) perpendicular.

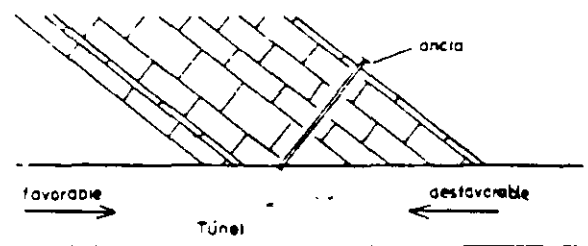


Fig. 8. Túnel atravesando cargas inclinadas. La dirección favorable, lo es porque se puede ir anclando cuñas inestables con anterioridad a la excavación.

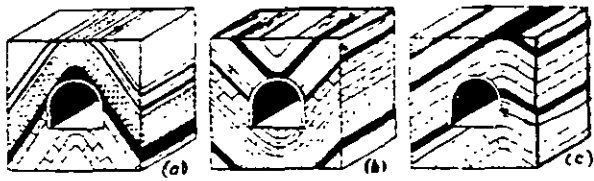


Fig 9 Túneles situados en ejes anticlinales y sinclinales (Krynine, 1957).

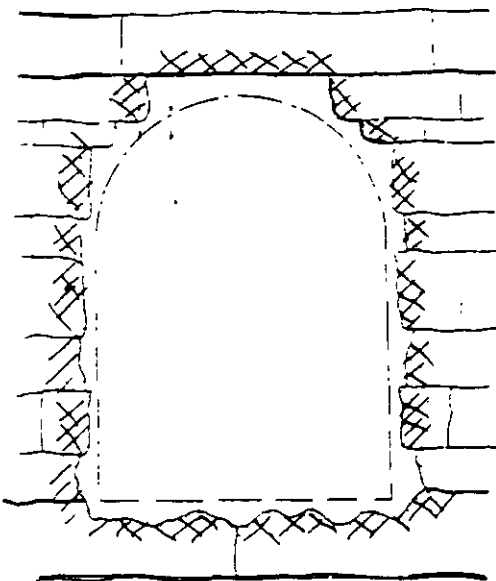


Fig. 10. Capas horizontales de espesor grueso (estables).

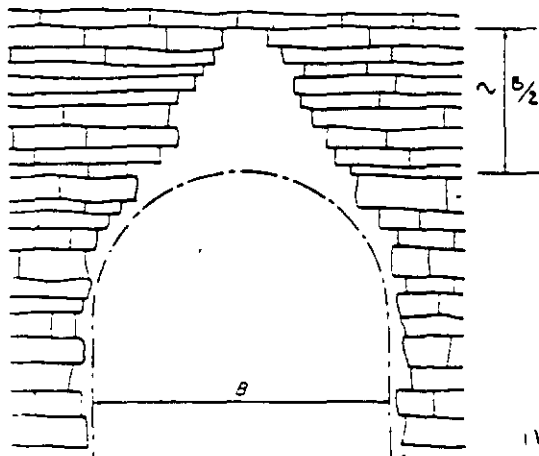


Fig. 11. Capas horizontales de espesor delgado (desprendimientos).

Existen posiciones extremas de un túnel con respecto al rumbo de la estratificación y entre ellas serian posiciones intermedias. Asi habrá túneles a dirección o paralelos al rumbo (Figs. 6d, e y 7a), la cual es aconsejable si se sigue por un estrato competente; el otro extremo será perpendicular al rumbo de las capas (Figs. 6c y 7b), lo que provocará ir encontrando diferentes capas, tal vez de distintos tipos de roca con diferentes implicaciones.

El echado (o inclinación) de los estratos también es de importancia, por lo siguiente:

- Si los estratos son verticales y el túnel se excava perpendicular al rumbo (Fig. 6c), cada estrato puede actuar como viga asegurando buena estabilidad; si se excava paralelo al rumbo (Fig. 6c), la masa de roca se estabilizará por la fricción a lo largo de los planos.
- Si los estratos son inclinados con respecto a la pendiente del túnel (Figs. 6b, d, f; 7a, b y 8), pueden presentarse problemas de estabilidad, sobre todo en macizos fallados, fracturados, con *interrelación* de rocas o materiales incompetentes (yeso, lutita, arcilla, etc.) o con estado de esfuerzos desfavorables.

En todos estos casos habrá que seleccionar el alineamiento óptimo del túnel con respecto a estas discontinuidades, aunque hay que adelantar que casi siempre se tendrán que tener en cuenta otro tipo de discontinuidades y accidentes geológicos; por otro lado, cuando el alineamiento es obligado, lo que se debe hacer es prevenir todas estas características para llegar a su diseño definitivo estable (tratamientos durante la excavación y revestimientos definitivos).

En el caso de rocas con **estratificación horizontal**, la estabilidad de la excavación será función de: el espesor de las capas, el fracturamiento, la resistencia a la tensión y saturación de agua (Figs. 10 y 11).

La **disposición estructural** de la estratificación también es significativa; si se construye un túnel sobre el eje de una anticlinal (Fig. 9) existirá mayor estabilidad, ya que la presión vertical sobre el techo será menor (con respecto a un sinclinal) y las capas se hundirán hacia el macizo rocoso y o hacia la excavación, caso contrario a un sinclinal.

En túneles cercanos a las laderas escarpadas una estratificación desfavorable (Figs. 12, b, c, d, y f) puede poner en peligro la estabilidad de todo el túnel; esto puede ser más crítico en túneles a presión (Fig. 13).

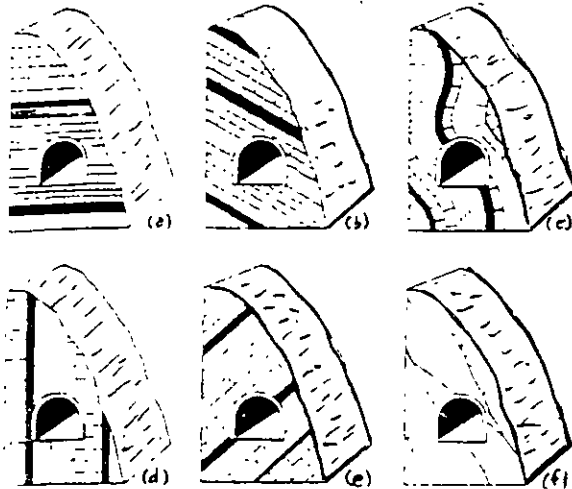


Fig. 12 Túneles próximos a laderas escarpadas (Krynine, 1957).

Las **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 (a diferencia de las fallas); 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 (Fig 14).

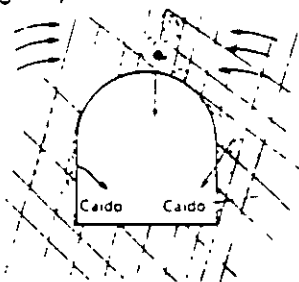


Fig 14. Túnel con diversos sistemas de discontinuidades (fallas o fracturas), creando cuñas inestables.

Las **fallas**, como ya se mencionó en el párrafo anterior, tendrían las mismas características que las fracturas, pero teniendo desplazamiento entre sus planos y nos darán el mismo tipo de problemas en las excavaciones subterráneas. Por el tipo de

$$CRV = \frac{h_s \gamma_w}{\gamma_R}$$

h_s : carga estática
 γ_w : p.u. del agua
 γ_R : p.u. de la roca

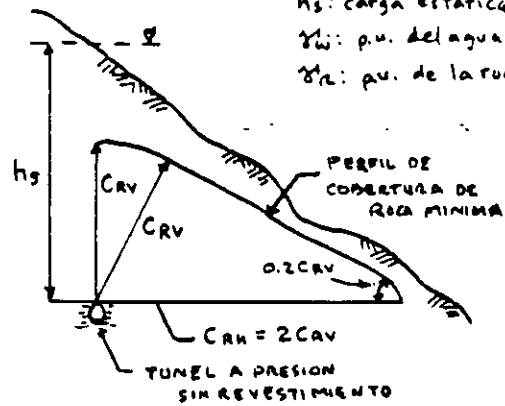


Fig. 13. Criterio de las Montañas Nevadas para techo y distancia a laderas en túneles a presión. (Brekke, 1987).

movimiento que puedan presentar, se clasifican de la manera siguiente (Fig. 15 y 16):

- Fallas normales. Resultan de esfuerzos tensionales (Fig. 15a), 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 (Fig. 15c), presenta un bloque se encima en el bajo, en contrapendiente; por lo general presentan poca inclinación (20 a 40°), relleno arcilloso y de roca *triturada*.
- Fallas de desplazamiento lateral. Se deben a esfuerzos de cizalla (Fig. 15b), un bloque desliza con respecto al 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 muy importante para los estudios geotécnicos, detallar en su espesor, continuidad, tipo y espesor de relleno, planaridad (ondulada, lisa), espaciamiento; además de su actitud (rumbo y echado) y su análisis estadístico. Como se verá en detalle en artículos siguientes.

Es este artículo se adelanta una caracterización geotécnica básica que se piensa será de utilidad para practicantes con poca experiencia de campo o como una referencia sencilla.

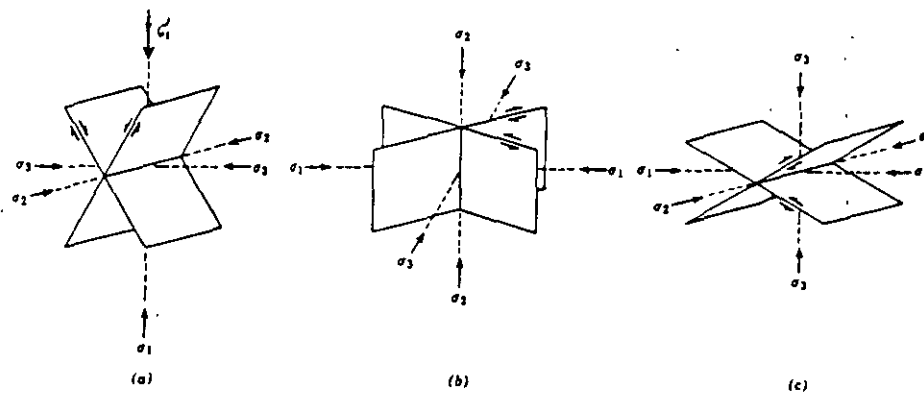


Fig. 15. Clasificación dinámica de fallas. (a) Falla normal (σ_1 vertical), (b) falla de cizalla (σ_2 vertical) y (c) falla inversa (σ_3 vertical).

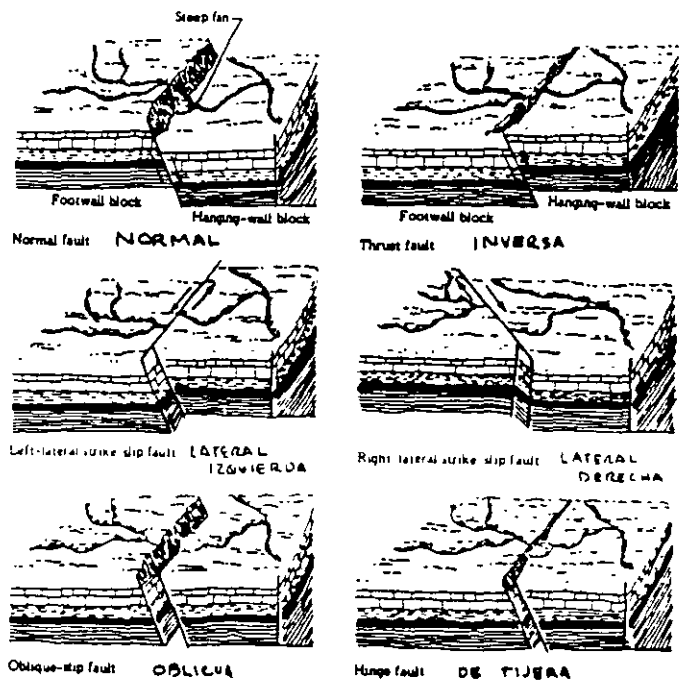


Fig. 16. Tipos de fallas.

Caracterización Geomecánica Básica (CGB) de Macizos Rocosos.

Esta caracterización geomecánica básica (CGB) de macizos rocosos, es una adaptación de la pretensión de Douglas A. Williamson (1984) de llegar a un Sistema de Clasificación Unificada de Macizos Rocosos, remedo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS; Casagrande, 1948), universalmente aceptado.

En este trabajo no se pretende, de ninguna manera, llegar al mismo fin (de por sí poco probable), sino de solamente tener disponible un método sencillo de poder obtener una idea preliminar o aproximada de la calidad geomecánica de un macizo y que pueda entenderlo fácilmente el geólogo y el ingeniero civil implicados en el desarrollo de una obra civil en macizos rocosos; así como de fijar la idea de los principales parámetros que definen las características mecánicas del macizo para el

ingeniero de poca experiencia o poco relacionado con el tema.

El objetivo es proveer de un método confiable, sencillo y rápido para comunicar información acerca de las condiciones del macizo rocoso pertinente para la evaluación, diseño y construcción de proyectos de ingeniería civil, tales como presas, túneles, cimentaciones, etc.

La CGB consiste de cuatro propiedades físico-químicas fundamentales: 1) intemperismo o alteración, 2) resistencia, 3) discontinuidades y 4) densidad. Estas propiedades individuales pueden ser fácilmente estimadas en el campo con ayuda de una lupa, un martillo o marro, una báscula de resorte ("romanita") y una cubeta con agua y puede ser enriquecida en el caso de contar con estudios geofísicos de sísmica de refracción y parámetros de perforación (R.Q.D.). Cada propiedad se dividió en 5 niveles que conducen a un entendimiento uniforme ya sea a ingenieros geólogos, diseñadores, supervisores o contratistas. Se puede usar tanto en afloramientos superficiales, dentro de socavones de exploración o túneles de construcción o en núcleos de roca recuperados en barrenación. Por último, también se puede complementar la caracterización con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, para definir la fracción más alterada o intemperizada del macizo rocoso o los rellenos de discontinuidades.

Elementos Principales.

La CGB consiste de 4 elementos básicos que constituyen las principales propiedades físicas del material rocoso relacionadas con el diseño y la construcción. Estos son: 1) Grado de alteración y/o intemperismo, 2) resistencia aproximada, 3) discontinuidades o debilidades direccionales y, 4) peso unitario o densidad.

La CGB permite obtener una útil estimación de las tres principales propiedades de las masas rocosas: compresibilidad, permeabilidad (secundaria) y resistencia al corte. Lo anterior, cuando se combina con otra clase de información geotécnica (estado de esfuerzos, nivel freático, etc.), permite tener una estimación general del comportamiento del macizo rocoso en cimentaciones, excavaciones, estabilidad de taludes, bancos de materiales, voladuras y transmisión de agua.

La caracterización consiste en situar la condición de la roca para cada grupo de elementos, en

condiciones que varían de la A a la E (Fig 17), las cuales se describen a continuación:

GRADO DE ALTERACIÓN (Y/O INTEMPERISMO).

El grado de alteración y/o intemperismo en esta caracterización está restringido a procesos químicos pero los procesos físicos, tales como la decompresión, influirán también en su valoración.

- Estado Micro-Fresco (EMF) Se determina en el campo examinando la roca con ayuda de una lupa de 10 aumentos. Esta condición se caracteriza por la ausencia de oxidación o cualquier otra alteración. Esta roca puede ser requerida para algunos agregados de concretos o roca fragmentada de alta calidad (p.e. *balasto*); pero por lo común no es indispensable en diseño
- Estado Visualmente Fresco (EVF). Se determina examinando la roca visualmente, sin la ayuda de la lupa. Esta condición se caracteriza por un color uniforme en la masa rocosa. Usualmente presenta mejores condiciones de peso específico, resistencia y permeabilidad que el siguiente estado (EOX); generalmente es representativa de una calidad estándar aceptable para cualquier diseño de excavación o cimentación.
- Estado Oxidado (EOX). Se examina visualmente y se caracteriza por una decoloración parcial o total debida a la oxidación u otro tipo de alteración química, pero el espécimen no puede ser remoldeado con la presión de los dedos. El EOX aplica a rocas con el estado más alto de alteración, sobre todo en rocas elásticas. Usualmente tiene menor densidad que el estado anterior (EVF), su resistencia puede ser menor o no y su absorción de agua es más alta.
- Estado Parcialmente Descompuesto (EPD). Se determina en el campo aplicando la presión de los dedos en especímenes descoloridos. El material rocoso se presenta sólido en el afloramiento pero puede ser removido y reducido a fragmentos tamaño grava o mayores en una matriz tipo suelo. El granito intemperizado ("tucuruguay") es un ejemplo del EPD. El material granular y/o fracción arcillosa debe ser estimado usando el SUCS.

La estimación in-situ de la resistencia del material, puede ser realizada por valores *nominales* de consistencia o por tamaño de partículas, forma y

gradación del material remoldeado (Terzaghi y Peck, 1948). En el material remoldeado se prueba la dilatancia, resistencia en seco y tenacidad y se clasifica de acuerdo a los procedimientos de campo del SUCS (Casagrande, 1948).

- Estado Completamente Descompuesto (ECD). Se determina aplicando la presión de los dedos en especímenes descoloridos, de manera similar a la anterior. Las muestras de material ECD se disgregan o remoldean a suelo con ausencia de

fragmentos tamaño grava o mayores de roca intacta. Al material se le determina si es plástico o no, su resistencia en seco, dilatancia y tenacidad; su resistencia in-situ se valora por medio de sus límites de consistencia. Nótese que la frontera que separa el material rocoso al tipo suelo es la malla # 4, que es la división entre grava y arena. Aquí se usarán las notaciones de la CGB y la del SUCS, al igual que la anterior categoría (EPD).

R.E.:					RESISTENCIA APROXIMADA				
REACCIÓN AL IMPACTO DEL MARRO DE 1 LIBRA									
"Rebote" (elástico) (RQ) A	"Picadura" (tensional) (PQ) B	"Abolladura" (compresional) (AQ) C	"Cráteres" (Cizalleo) (CQ) D	"Moldeable" (Fiable) (CQ) E					
VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDA SÍSMICA (vp, en m/s)									
>4500	4500-3000	3000-2000	2000-1000	<1000					
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (Rc) APROXIMADA (kg/cm ²)									
>1000	100-500	500-200	200-70	<70					
SUCS									
DISC.					DISCONTINUIDADES				
MUY BAJA PERMEABILIDAD (SECUNDARIA)					PUEDE TRANSMITIR AGUA				
Sólida (Fracturas esporádicas) SFE A	Sólida (Fracturas Preferenciales) (SFP) B	Sólida planos latentes de separación (PLS) C	Planos abiertos que no se intersectan (2-D) D	Planos abiertos que se intersectan (3-D) E					
			ACTIVO		ENTRELAZAMIENTO				
RQD (%)									
>95	95-80	80-70	70-50	<50					
P.U					PESO UNITARIO (g/cm ³)				
>2.55 A	2.55-2.40 B	2.40-2.25 C	2.25-2.10 D	<2.10 E					

Fig. 17. Caracterización geomecánica básica de macizos rocosos.

RESISTENCIA APROXIMADA.

Una estimación o aproximación razonable de la resistencia de un espécimen puede ser realizada golpeando la muestra, pedazo de roca o núcleo de barrenación con el extremo redondeado de un marro de 1 libra. La reacción característica al

impacto indica el rango de resistencia a la compresión simple (Williamson, 1961). El espécimen de roca o afloramiento rocoso se golpea repetidas veces para permitir una evaluación uniforme o estadística. Las cinco clases de reacción se ilustran en la Fig. 18.

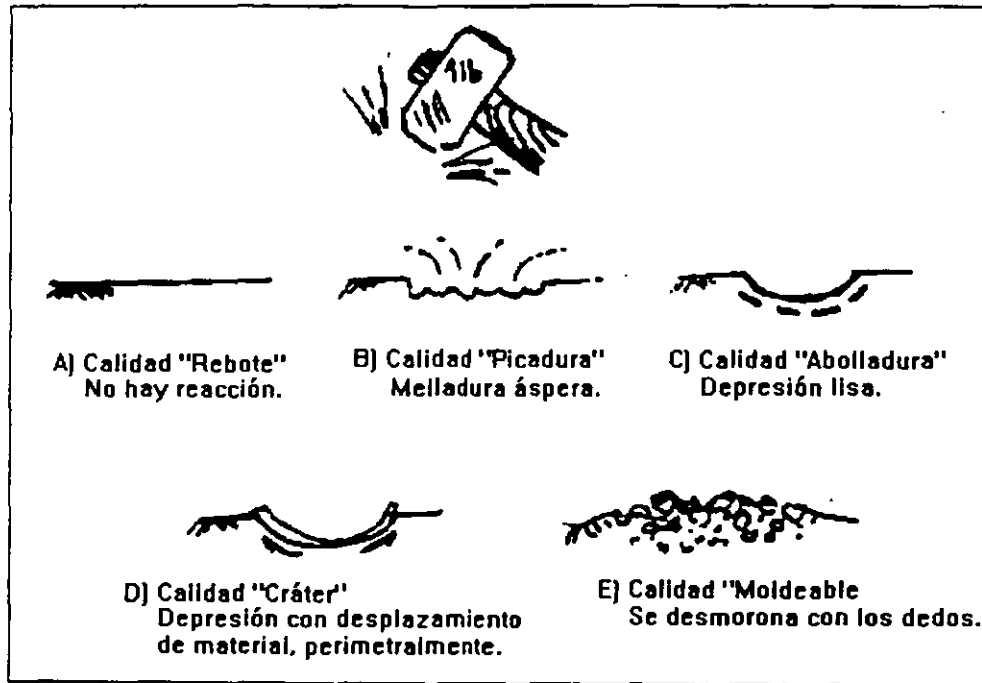
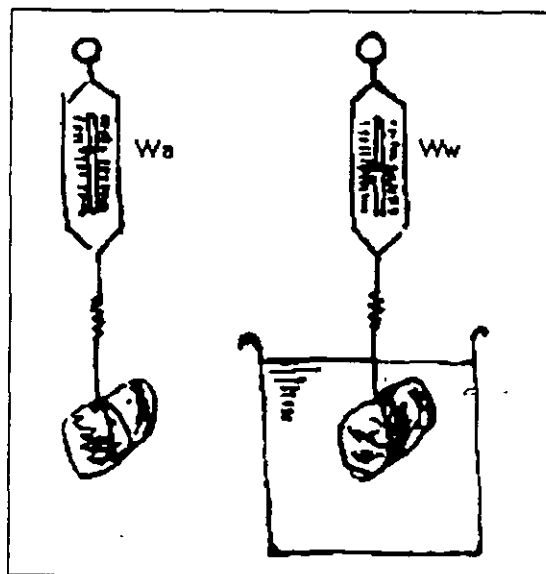


Fig. 18. Reacción al impacto del marro



$$P.U. = \left[\frac{W_a}{(W_a - W_w)} \right] D_w$$

Fig. 19. Determinación de peso unitario aproximado.

Calidad Rebote (RQ). El material RQ no muestra reacción al impacto del martillo y es un material elasto-quebradizo verdadero, mecánicamente hablando. La resistencia a la compresión simple estimada será mayor de 1000 kg/cm^2 y su velocidad sísmica compresional (VP) será probablemente mayor a 4500 m/s . Es una roca sana que se comportará bien en las excavaciones subterráneas; sería un buen material para agregados pero dará formas angulosas y dificultad para su perforación.

Calidad Picadura (PQ) El material PQ produce una melladura áspera y somera al martillazo debido a que desprende explosivamente granos minerales. Tendrá una resistencia aproximada entre 500 a 1000 kg/cm^2 y presentaría probablemente una v_p de 3000 a 4500 m/s . Presentará buenas condiciones de excavabilidad y es buen agregado.

Calidad Abolladura (AQ). Este material produce una abolladura, o depresión lisa indicando la presencia de espacios porosos entre los granos minerales. Tendrá una R_c entre 200 a 500 kg/cm^2 y v_p de 2000 a 3000 m/s . Su excavabilidad se dificulta, teniendo que usar probablemente voladuras especiales (barrenación más densa) para no tener sobre-tamaños; no dará buenos agregados.

Calidad Cráter (CQ). El CQ produce cizalleo y desplazamiento de material de granos minerales. Su R_c estará entre 70 a 200 kg/cm^2 , con v_p entre 1000 a 2000 m/s . Necesitaria tratamientos inmediatos de estabilidad en la excavación, produciendo muchos finos.

Calidad Moldeable (MQ). Este material puede ser desmoronado y moldeado por la sola presión de los dedos, pero retiene su estructura de roca intacta. Su R_c será menor de 70 kg/cm^2 y v_p menor de 1000 m/s . Se puede clasificar con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y de ahí analizar sus propiedades.

DISCONTINUIDADES.

Las debilidades direccionales de la masa rocosa pueden ser estructuras o separaciones planares, pre-existentes y pueden transmitir agua; o pueden ser estructuras lineales, que son debilidades con alineamientos visibles o invisibles de granos minerales que al excavar se producen separaciones.

Para los propósitos de esta caracterización, las estructuras lineales se definen por sus

características de rompimiento y las planares por su cartografiado (rumbo y echado) estadístico (frecuencia). Se tienen las siguientes categorías:

- **Rompimiento Sólido Esporádico (RSE).** Representa las condiciones de diseño ideales, en donde el espaciamiento de las discontinuidades no afecta a las dimensiones del macizo rocoso implicado en nuestro proyecto. La resistencia de un espécimen de roca es igual a la del macizo. Es ocioso decir que es un caso muy raro, excepto en tramos pequeños. Correspondería a un RQD mayor de 95% en núcleos de barrenación.
- **Rompimiento Sólido Preferente (RSP).** Este rango indica que un alineamiento de granos minerales no visible provoca una discontinuidad en la masa rocosa. La roca se rompe consistentemente a lo largo de una dirección uniforme. Esto puede producir agregados de tamaños o formas no deseados o problemas de estabilidad de pequeña escala. Presentará RQD entre 80 a 95% .
- **Separaciones Planares Latentes (SPL).** Esta condición presenta alineamientos visibles de granos minerales o material de relleno que puede afectar o no la resistencia al rompimiento de la masa rocosa durante la excavación. Los planos latentes pueden ser más fuertes o más débiles que el macizo. No tendrá problemas en cimentaciones, pero puede haber problemas de sobre-excavación. Presentará RQD entre 60 a 80% .
- **Separaciones Planares Abiertas en Dos Dimensiones (2-D).** Esta categoría indica la presencia de discontinuidades abiertas en una dos direcciones paralelas en el macizo rocoso. Pueden variar en frecuencia pero no se interceptan. Sus actitudes (rumbo y echado) serán fundamentales en el diseño de taludes o soporte de excavaciones subterráneas. Puede presentar RQD entre 70 a 50% y tenderá a ser permeable.
- **Separaciones Planares Abiertas en Tres Dimensiones (3-D).** Esta categoría indica la presencia de 2 a 3 sistemas de discontinuidades que se interceptan. Formarán bloques o cuñas rocosas definidas y que pueden ser estimadas y analizadas. El grado de entrelazamiento entre los bloques o cuñas resultará en sus condiciones para cimentación o estabilidad en excavaciones.

Puede presentar RQD menores a 50% y presentar altos valores de permeabilidad.

PESO UNITARIO.

La densidad o peso unitario es uno de los parámetros que puede ser el más útil y confiable para determinar la calidad de un macizo rocoso y raramente es usado en los reportes usuales. Puede ser determinado en el campo muy fácilmente y con buena aproximación, con la ayuda de báscula de resorte ("romanita") y una cubeta con agua. Se obtiene el peso de la muestra (pedazo de roca o núcleo de barrenación) en el aire y después el peso sumergido en el agua de la cubeta. El peso unitario se determina con la fórmula siguiente (Fig. 19):

$$P.U. = \left[\frac{W_a}{(W_a - W_w)} \right] D_w$$

Donde W_a es el peso en el aire, W_w es el peso sumergido y D_w la densidad del agua (1.0g/cm^3). Sus seis categorías se ilustran en la fig. 17.

El peso específico en la evaluación de un diseño establece la fuerza actuante en problemas de estabilidad, la utilidad relativa de un material como agregado o estimaciones de costos de transporte. La densidad establece el grado de cambio de un macizo rocoso debido a la alteración o intemperismo.

Como regla general se puede decir que una roca con un peso unitario mayor a 2.55 es apropiada, en más del 50% de los casos, para agregado de concreto o para terraplenes, sin necesidad de estudios de laboratorio. Rocas entre 2.55 y 2.40, pueden ser aceptables, pero requerirán de pruebas de laboratorio. Rocas con pesos unitarios menores a 2.40 usualmente no serán aceptables y podrían degradarse. Por último, materiales con menos de 2.10, usualmente pueden ser excavadas por tractor y durante la excavación degradarían por abrasión.

4. HIDROLOGÍA

El agua tiene una función muy importante en la construcción de los túneles, por lo que es esencial obtener información sobre sus diversas manifestaciones. Aparece en la superficie en la 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 la acción capilar o la absorción; puede estar estática o fluir a través del suelo permeable o las fisuras, o como corrientes subterráneas, especialmente en las calizas. En relación al agua, hay cuatro puntos importantes:

1. Puede inundar un túnel irrumpiendo por un frente expuesto, o como agua superficial que entra desde un tiro o una galería.
2. La presencia del agua en el terreno añade presión hidráulica a la carga ejercida sobre un revestimiento impermeable.
3. El agua de los poros modifica significativamente 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.
4. El agua que penetra en los lechos de anhidrita u otros minerales puede reaccionar químicamente con los mismos causando hinchazón y ruptura.

En lo que se refiere al **agua superficial** se dispone frecuentemente de registros de los niveles de ríos y lagos, y son muy útiles si están correlacionados con la precipitación. En la ausencia de estos registros son aconsejables las observaciones sistemáticas. Además de los problemas originados por las avenidas superficiales, los cambios en los niveles superficiales, por regla general, afectarán consecuentemente los niveles del manto freático en el terreno y, por consiguiente, las presiones y gastos de agua de entrada en los 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 de inundación por 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 un río 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, aunque después se puede obstruir con el material arrastrado. Las medidas preventivas y la forma de remediar los daños, aparte de usar escudo, ademe ajustado y aire comprimido, incluyen la reducción de la permeabilidad y el refuerzo 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 montañas es posible correr riesgos especiales. 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 hidroeléctrica, no es posible que se acepte esta condición y el revestimiento deberá 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.

Las condiciones de impermeabilidad son de gran importancia en el alcantarillado para tener la seguridad de que el terreno no se contamina por la filtración hacia afuera y en los túneles de suministro de agua donde haya que impedir la contaminación por filtración hacia dentro.

El **agua subterránea** se origina cuando la precipitación o nieve se filtra en el subsuelo hasta llegar a los estratos inferiores, donde resulta especialmente importante 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.

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 cerca del nivel libre del agua, elevándose suavemente según aumente la distancia al agua libre. Marca la superficie de un depósito oculto 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 llega 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 la 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 necesariamente 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).

El porcentaje de huecos con respecto al volumen total de roca o suelo es la porosidad y, por lo tanto, es substancialmente 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 mucho mayor.

La permeabilidad mide la velocidad a la que el agua puede pasar a través de 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 de flujo. Como en el caso de la porosidad, la permeabilidad total, utilizando la estructura de las discontinuidades puede ser mucho mayor que la de un espécimen que carezca de fisuras. La

permeabilidad total puede ser decididamente direccional, siguiendo el patrón dominante de las discontinuidades. En las barrenaciones se usan las unidades Lugeon (U.L.), para medir la permeabilidad en el macizo rocoso.

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

La importancia del **agua en terrenos blandos** se basa en su acción y efecto sobre el terreno. En realidad esto aporta gran parte de la materia tratada en la mecánica de suelos. Más adelante se verán las ventajas de la cohesión que se origina con la humedad en los suelos granulares y en los limos, y las desventajas de la saturación y de la desecación que originan la pérdida de cohesión. El efecto de cualquier gasto a través de dichos suelos es lavar los finos y poner en movimiento la arena y grava sueltas.

En las arcillas y en los limos, el contenido de agua y la presión en los poros constituyen factores determinantes para la resistencia al esfuerzo cortante y la plasticidad del suelo. El contenido de agua no se altera fácilmente en la arcilla, y la presión residual del agua en los poros puede causar la expansión de la arcilla, creando presiones activas sobre las estructuras de ademe.

Ya se ha mencionado que las capas impermeables dan origen a mantos de agua subterránea aislados. Pueden ser de extensión y espesor variables, formando lentes que aumentan las dificultades en el tratamiento del terreno mediante inyección de selladores. En túneles subacuáticos en terrenos blandos, el frente es extremadamente vulnerable a la acción del agua y al peligro de una inundación.

Un aspecto del agua subterránea que puede ser de importancia es la **actividad química**. La acidez y el contenido de sulfatos en el agua subterránea pueden atacar al cemento utilizado en la inyección de selladores y en la limpieza y afinado de las juntas o a los revestimientos de concreto. El problema del ataque al cemento corresponde principalmente al flujo de agua, que puede arrastrar los productos de la reacción y dejar descubiertas nuevas superficies al ataque. Se ha observado una fuerte acción ácida en un revestimiento de hierro colado en la Arcilla Londinense (London Clay), que tal vez se puede atribuir a la oxidación de la pirita, con la formación resultante de sulfatos. Se hace referencia a la expansión del suelo, atribuible a reacciones químicas.

Es importante estimar lo más aproximadamente posible el caudal de agua que puede fluir en una excavación subterránea, así como su distribución (capas permeables, fallas o fracturas alimentadoras) a lo largo del túnel, ya que éstos influirán en el tipo de revestimiento y en el programa de construcción; por lo que es necesario efectuar campañas intensas de localización, muestreo y monitoreo de manantiales en toda la zona del dominio del túnel e interpretar su presencia dentro del marco geológico. Posteriormente, durante la exploración directa del túnel, se registrarán todos los eventos de las perforaciones con respecto a la presencia de agua (niveles, *artesianismo*, caudales, etc.), para más adelante desarrollar pruebas de permeabilidad en las distintas unidades geológicas, observando su relación con el fracturamiento y permeabilidad primaria.

Se procurará instalar piezómetros en cada uno de los barrenos perforados, donde se puede tener la necesidad de instalar piezómetros múltiples en la sospecha de tener acuíferos colgados o independientes. Todo esto, junto con la geología regional, se deberá analizar para llegar a un modelo geohidrológico de la zona, para poder realizar las estimaciones mencionadas de la manera más aproximada. Puede llegarse el caso de tener que realizar pruebas especiales de bombeo o de pozos de observación para poder cuantificar la capacidad de almacenamiento y *transmisividad* de un acuífero en particular.

GASES.

Los gases en los túneles son importantes debido a sus propiedades explosivas o tóxicas. El más común en la construcción de túneles es probablemente el metano, el cual se puede originar en los estratos que tienen contenido orgánico y surgir en las áreas adyacentes. Es especialmente 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 considerablemente 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 deberán 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 altamente tóxico y un poco más ligero que el aire (densidad relativa, 0.97).

El bióxido de carbono (CO₂) 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.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Brekke, T L., 1987 *Design Guidelines for pressure tunnels and shafts*. Elect. Power Research Inst., Palo Alto, California. 94304.
- Blyth, F. G. H., y de Freitas, M.H., 1974. *A geology for engineers*. E. Arnold, 6ª ed.
- Blyth, F. G. H., G., 1976. *Geological maps and their interpretation*. E. Arnold, 6ª ed.
- Casagrande, A., 1948. *Classification and identification of soils*. Am. Soc. of Civil Eng. Transactions. Vol. 113.
- Holmes, A., 1978. *Principles of physical geology*, Nelson, 3ª ed.
- Jaeger, C., 1979. *Rock mechanics and engineering*, Cambridge U.P., 2ª ed.
- Leet, L. Don, Judson, Sh. y Kauffman, M.E., 1978. *Physical Geology*. Prentice Hall, Inc., New Jersey 07632, E.U.A
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*, J. Wiley.
- Terzaghi, K., 1946-1968 Rock defects and loads on tunnel supports: Introduction to tunnel geology in Proctor, R. V. y White, T.L., *Rock tunneling with steel supports*, Commercial Shearing and Stamping Co., Ohio, 2ª de.
- Tood, D. K., 1980. *Groundwater Hydrology*, J. Wiley, 2ª de.
- Wahlstrom, E. E., 1973. *Tunneling in rock*, Elsevier.
- Williamson, D.A., 1984. *Unified rock classification system*. Bull. Assoc. Eng. Geologists, Vol. XXX, N° 3.

EXPLORACIÓN DE TÚNELES POR MÉTODOS INDIRECTOS

Por: Ing. Mario Benhumea León

1. INTRODUCCION

La exploración por métodos indirectos de macizos rocosos donde se tiene proyectado la construcción de un Túnel, generalmente se planea tratando de cubrir los siguientes objetivos:

- Determinar los espesores, distribución y geometría de los diferentes materiales que constituyen el macizo rocoso a todo lo largo del proyecto de túnel y sus implicaciones estructurales en las futuras zonas de excavación.
- Determinar la calidad de roca de los diferentes paquetes litológicos a todo lo largo del túnel y en especial en las zonas que constituyen los portales.
- Determinar los módulos elásticos dinámicos de cada uno de cada uno de los paquetes de roca que constituyen el subsuelo de la zona de los portales.
- Determinar la posible presencia de agua.
- Correlacionar los espesores, resistividades, velocidades de propagación y los módulos elásticos dinámicos obtenidos con las características litológicas y geotécnicas de los diferentes paquetes de roca que constituyen la estratigrafía del área de estudio.

Para ello generalmente se realizan los siguientes trabajos de exploración geofísica:

- Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) distribuidos a todo lo largo del Eje del futuro Túnel con aberturas intereléctricas variables ($AB/2$), a fin de lograr profundidades de investigación mayores a las que se ubicará el túnel, suficientes para caracterizar el macizo rocoso hasta la profundidad de desplante.

- Tendidos de Refracción Sísmica (TRS) distribuidos en ambos portales a fin de determinar el espesor de la zona de limpia y los módulos elásticos dinámicos para el diseño de los emportalamientos.
- Registros sísmicos de " Down - Hole " (DH) localizados en las inmediaciones de los portales con el fin de determinar los módulos elásticos dinámicos de los paquetes de roca atravesados por los barrenos de exploración realizados expofeso para tal fin.

2. TRABAJOS DE CAMPO

Los SEV se realizan en modalidad Schlumberger y semiaberturas electródicas AB/2 de cuando menos 3 veces la profundidad de exploración requerida en cada punto, con ello se garantiza determinar la estratigrafía del subsuelo a profundidades mayores en las que se alojará el túnel. Estos SEV se distribuyen espaciadamente a lo largo del eje del proyecto en intervalos que dependen del modelo geológico establecido para el macizo rocoso. Los datos de resistividad se recolectan con una densidad mínima de 10 muestras por ciclo logarítmico, logrando con ello una buena cobertura que permite obtener un modelo representativo del interior del macizo.

Por lo que a los TRS se refiere, se realizan de 3 a 4 líneas de exploración en cada uno de los portales, procurando tener una distribución espacial mediante TRS longitudinales y transversales. Las secciones longitudinales generalmente son más largas a fin de alcanzar la profundidad a la que se encuentra el proyecto de túnel.

Los trabajos de campo de DH consisten en introducir en cada uno de los barrenos seleccionados para tal fin un geófono de 3 componentes, el cual registrará las ondas sísmicas producidas en la superficie mediante diferentes artificios como son: impactos producidos por golpes de marro asentados sobre un riel de acero, detonaciones de cartuchos de escopeta y a veces (cuando la profundidad que se desea investigar en el pozo es mayor a 50 m) detonación de estopínes eléctricos o pequeñas cargas de explosivo. En todos los casos las perturbaciones se realizan en el mismo sitio, conservando la distancia a la boca del pozo, mientras que las mediciones se recolectan a intervalos irregulares (por lo general a cada metro de profundidad) a fin de determinar las velocidades y características elásticas de las capas con grosores mayores a ese intervalo. El geófono de pozo está constituido por 3 sismodetectores ensamblados ortogonalmente entre sí con el objeto de captar los frentes de onda tanto verticales como horizontales.

Para la realización de esta actividad es necesario que los barrenos se ademen con tubo PVC de 3 pulgadas de diámetro interior y se limpie con agua el lodo de perforación a

fin de evitar azolves en el fondo del mismo. De ser posible es preferible que se encuentren llenos de agua en el momento de las detonaciones para asegurar un mejor acoplamiento con los horizontes litológicos, para lo cual se aconseja colocar un tapón en la base y ranurarlo si el nivel freático se encuentra somero.

En los trabajos de campo actualmente se utilizan sismógrafos digitales de varios canales, impresión en papel electroestático, grabación en disco y selectores de filtros, amplitudes y grado de sensibilidad (ganancias) para cada traza. Los sismogramas se graban digitalmente, para su posterior análisis a través de programas de computadora.

3. TRABAJOS DE GABINETE

3.1 SONDEOS ELECTRICOS VERTICALES

Los datos recolectados en campo se corrigen por las variaciones laterales, propias de cada sitio de medición y se interpretan mediante técnicas gráficas, analíticas y programas de cómputo especializados a fin de obtener los modelos geoelectricos representativos de las condiciones geológicas prevaecientes en el subsuelo.

Para ello cada SEV se grafica en papel bilogarítmico para realizar la corrección por empalme y luego se lleva a cabo una interpretación gráfica que permite inferir el modelo geológico preliminar del sitio. Mediante este procedimiento es posible estimar el número de estratos presentes en el subsuelo, así como el grosor y resistividad de cada uno de ellos.

Posteriormente, los datos de campo y parámetros de la interpretación preliminar se capturan en un programa de cómputo para determinar con mayor precisión el número de estratos involucrados y sus características físicas. A partir de este proceso fue posible cuantificar el grosor y resistividad real de cada uno de los estratos presentes en el subsuelo de la zona y construir las secciones geoelectricas correspondientes.

Para realizar un trabajo eficiente de modelación se requiere tener el soporte técnico y humano que satisfagan adecuadamente los siguientes factores:

- 1.- Software.
- 2.- Marco geológico.
- 3.- Experiencia.

Cuando uno de estos elementos no se encuentra presente en el trabajo de interpretación, los resultados pueden variar en un amplio rango llegando incluso a cambiar notablemente en una reinterpretación a futuro.

Mediante el análisis de este tipo de secciones es factible determinar las zonas en las cuales ocurre un cambio brusco de los valores de resistividad, e inferirse el grosor de los materiales de cobertura, denominados por lo general U1 y formados por suelos residuales y depósitos de talud con espesor pequeños y resistividades muy variables.

A esta unidad le subyacerán otras de diferentes valores y resistividades que indicarán al interprete la presencia de diferentes cuerpos de roca o cambios en las propiedades físicas de ellas como son: arcillosidad, grado de fracturamiento o presencia de agua.

Las rocas alteradas o saturadas presentan por lo general resistividades bajas inferiores a los 200 ohm-m, mientras que las rocas sanas presentan resistividades acordes con su litología con espesores generalmente regulares, salvo en las zonas donde aumenta su grado de fracturamiento o mala calidad de roca inferido por un aumento brusco de la resistividad.

La siguiente tabla muestra en términos generales los intervalos en que varían las resistividades de acuerdo al tipo de materiales que constituyen un valle aluvial, es decir, aquellos depósitos recientes que conforman la cobertura.

Resistividad en ohm-m	Probable tipo de material
< 1	Gran contenido de sales
1 - 3	Arcillas muy plásticas
3 - 10	Arcillas
10 - 15	Arcillas arenosas
15 - 30	Arenas arcillosas
30 - 60	Arenas saturadas
60 - 100	Arenas y gravas
> 100	Roca

En muchas ocasiones, el uso de estos valores han servido de guía para la localización de pozos de agua, los cuales preferentemente se busca situarlos en los sitios que presentan horizontes potentes con resistividades intermedias comprendidas en el intervalo de 20 a 60 ohm-m. Por otra parte, se debe procurar no situar la perforación en zonas de bajas resistividades (< 10 ohm-m), ya que estas corresponden fundamentalmente a materiales arcillosos que además de ser impermeables muchas veces atrapan la tubería creando serios problemas a la perforación.

3.2. TENDIDOS DE REFRACCION SISMICA

A partir del análisis y procesamiento de los sismogramas de campo se procede a determinar las velocidades de propagación longitudinales y espesores de los diferentes

estratos presentes en el subsuelo. Para ello, los trabajos de gabinete se desarrollaron en el siguiente orden: primero se determinan los tiempos de arribo de onda "P" a partir de la lectura de los sismogramas grabados digitalmente, para lo cual se utilizan paquetrías especializadas que permite recuperar el registro sísmico en pantalla, seleccionar los tiempos de arribo e imprimirlos en papel si se desea.

Una vez leídos los sismogramas, se elaboran las curvas tiempo-distancia o dromocrónicas, a partir de las cuales es posible determinar los espesores y velocidades longitudinales de los diferentes estratos que constituyen el subsuelo del sitio de cada uno de los portales.

La siguiente tabla muestra de manera general valores de velocidad de propagación de ondas longitudinales (P) y las posibles características físicas que pueden presentar los paquetes rocosos:

VELOCIDAD (m/s)	CALIDAD DE ROCA	PERMEABILIDAD ESTIMADA	DESCRIPCION
170 - 450	MALA	ALTA	SUELOS ARENOSOS
300 - 650	MALA	MEDIA	SUELOS CON FINOS
500 - 900	MALA	ALTA	SUELOS GRUESOS
800 - 1400	MALA	ALTA	DEPOSITOS DE TALUD
1450 - 1550	REGULAR	ALTA	MAT. SATURADOS
1400 - 2000	REGULAR	ALTA	ROCA BLANDA
1800 - 2500	REGULAR	MEDIA	ROCA MUY FRACT.
2000 - 3000	BUENA	MEDIA	ROCA FRACTURADA
3000 - 5000	BUENA	BAJA	ROCA INTACTA
4500 - 6500	BUENA	BAJA	GRANITO SANO
6000 - 7500	BUENA	BAJA	METAMORFICAS
5500 - 8000	BUENA	BAJA	CALIZA INTACTA

Adicionalmente, a partir de los resultados de refracción sísmica se puede determinar el grosor y tipo de material que atravesará una perforación, por lo que bien puede presupuestarse en función de sus velocidades longitudinales.

En términos generales, velocidades longitudinales menores a 1600 m/s corresponden a materiales tipo 1, las comprendidas en el intervalo de 1200 a 2800 m/s son típicas de materiales tipo 2, mientras que las mayores a 2500 m/s se asocian a materiales tipo 3.

La siguiente tabla ejemplifica algunos tipos de suelos y rocas que comúnmente se correlacionan con los materiales y las velocidades antes descritos.

MATERIAL	PROBABLE LITOLOGIA
1	Arcillas
1	Arenas y gravas
1	Limos
1	Tobas
1	Depósitos lacustres
1	Pómez, Tezontle
1	Lapilli
1	Cenizas Volcánicas
2	Areniscas
2	Conglomerados
2	Lutitas
2	Pizarras
2	Calizas y dolomitas
2	Rocas ígneas y metamórficas alteradas
3	Rocas ígneas intrusivas
3	Basaltos
3	Riolitas y andesitas sin alterar
3	Gneiss y cuarcitas sanas
3	Tobas vitrificadas
3	Calizas silicificadas
3	Cantos y boleos

No obstante que los parámetros obtenidos con este método son precisos, pudiera darse el caso que el modelo sísmico no fuera totalmente correlacionable con la geología del sitio, debido fundamentalmente a que las capas del subsuelo no satisfacen al menos una de las siguientes condiciones:

- Las velocidades de propagación, "P" y "S" de cada una de las capas o estratos deben incrementarse con la profundidad.
- Cada una de las capas debe tener un espesor suficiente, mayor que la longitud de onda "P" o "S", para poder ser detectadas.
- La longitud del tendido debe ser cuando menos 3 veces mayor que la profundidad que se desea investigar.

3.3. REGISTROS " DOWN - HOLE "

Los trabajos de gabinete de estos registros sísmicos se realizan en forma análoga a los de la refracción sísmica, pero es necesario profundizar más en el análisis y lectura de sismogramas a fin de identificar adicionalmente los tiempos de arribo de las ondas de cortante o " S ". Una vez leídos los sismogramas, se determinan los tiempos de arribo reducidos a la vertical para cada una de las componentes mediante la proyección de la hipotenusa subtendida entre los puntos de medición y golpe a la pared del pozo, con los cuales se construyeron las curvas tiempo-distancia o dromocrónicas correspondientes con la columna estratigráfica de cada pozo. La sobreposición con los datos geológicos permite determinar las velocidades longitudinal (V_p) y transversal (V_s) de cada uno de los estratos del subsuelo, mediante el inverso de la pendiente ajustada por mínimos cuadrados que mejor se alinea con la tendencia de los puntos involucrados en cada estrato.

La siguiente etapa consiste en determinar los módulos elásticos dinámicos del subsuelo presente en cada sitio, para lo cual se utilizan las relaciones derivadas de la propagación de ondas en medios continuos, las cuales establecen que los parámetros elásticos dinámicos de los materiales son función de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas longitudinal (V_p) y transversal (V_s) que se propagan a través de él. Con estos parámetros y las densidades (ρ) de los estratos involucrados en cada sitio donde se realizaron Registros de Down - hole es posible determinar los módulos elásticos dinámicos a partir de las siguientes ecuaciones:

Relación de Poisson

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2V_s^2 - V_p^2}$$

Módulo de Corte

$$G = \rho V_s^2$$

Módulo de Young

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

4. RESULTADOS

4.1 SONDEOS ELECTRICOS VERTICALES

Con los datos geoelectricos ya procesados se construye la sección del eje del túnel, la cual muestra la estratigrafía y propiedades físicas de los paquetes de roca que constituyen el macizo rocoso.

La siguiente tabla muestra en forma resumida, resultados de la exploración geoelectrica obtenidos en la exploración del Túnel Nuevo Necaxa:

RESULTADOS DE LA PROSPECCION GEOELECTRICA EN EL EJE DEL TUNEL NUEVO NECAXA				
UNIDAD GEOELECTRICA		ESPESOR PROMEDIO (m)	INTERVALO DE RESISTIVIDADES (ohm-m)	PROBABLE LITOLIA Y CARACTERISTICAS FISICAS
U1		2	54 - 646	SUELOS Y DEPOSITOS DE TALUD EN ESTADO SUELTO DE MALA CALIDAD
U2		6	32 - 281	CALIZAS ARCILLOSAS MUY FRACTURADAS Y ALTERADAS, MUY DEFORMABLES Y DE MALA CALIDAD
U3	A	13	90 - 320	CALIZAS ARCILLOSAS SEMICOMPACTAS DE MALA A REGULAR CALIDAD
	B	28	17 - 75	LUTITAS CALCAREAS DE MALA CALIDAD DEBIDO A SU ALTO CONTENIDO ARCILLOSO
U4	A	50	178 - 892	CALIZAS ARCILLOSAS SEMICOMPACTAS DE REGULAR CALIDAD
	B	86	40 - 269	ROCA BLANDA, POSIBLEMENTE LUTITAS CALCAREAS DE MALA A REGULAR CALIDAD DE ROCA
	C	40	3046 - 15877	CALIZAS ARCILLOSAS DE MALA CALIDAD DEBIDO A FRACTURAMIENTO
U5	A	INDEF.	326 - 1259	CALIZAS POCO ARCILLOSAS, FRACTURADAS DE REGULAR CALIDAD
	B	INDEF.	1279 - 46217	CALIZAS CON PEDERNAL EN ESTADO COMPACTO CON Poca ARCILLA Y DE BUENA CALIDAD

4.2. TENDIDOS DE REFRACCION SISMICA

Por lo que a los tendidos de refracción sísmica se refiere, las secciones obtenidas permiten identificar espesores y calidades de roca de los paquetes de roca identificados en la prospección geoelectrica. La siguiente tabla de resultados muestra los espesores promedio, velocidades de propagación y calidades de roca determinados en la exploración del Portal de Entrada del Túnel 15 de la Vía Ferroviaria Guadalajara-Manzanillo:

EVALUACIÓN SÍSMICA DEL MACIZO ROCOSO EN EL PORTAL DE ENTRADA DEL TUNEL 15 DE LA VÍA FERROVIARIA GUADALAJARA - MANZANILLO				
UNIDAD GEOSISMICA	PROBABLE LITOLOGIA	ESPESOR (m)	VELOCIDAD LONGITUDINAL (m/s)	CALIDAD DE ROCA
U1	SUELOS Y DEPOSITOS DE TALUD EN ESTADO SUELTO	0.4 - 9.4	237 - 322	MALA
U2	FRAGMENTOS DE ROCA Y DEPOSITOS DE TALUD EN ESTADO SEMICOMPACTO	1.0 - 23.0	660 - 1071	MALA
U3	ROCA INTACTA POSIBLEMENTE FRACTURADA	IND.	2043 - 3579	REGULAR A BUENA

4.3. REGISTROS SISMICOS DE DOWN HOLE

Los valores de los módulos elásticos dinámicos correspondientes a los paquetes de roca de cada uno de los portales estudiados en el Túnel Nuevo Necaxa se consignan en las siguientes tablas de resultados:

MODULOS ELASTICOS DINAMICOS DEL PORTAL MEXICO (S - 4)

PROFUNDIDAD (m)	LITOLOGIA	ρ (gr/cm ³)	ν	G (T/cm ²)	E (T/cm ²)
0.0 - 2.5	Suelos arcillosos	1.8	0.44	0.4	1.2
2.5 - 15.0	Depósitos de Talud	2.0	0.44	3.7	10.7
15.0 - 25.0	Calizas arcillosas muy fracturadas e intemperizadas	2.1	0.41	11.7	33.1
> 25.0	Calizas arcillosas fracturadas	2.2	0.36	26.0	70.9

MODULOS ELASTICOS DINAMICOS DEL PORTAL TUXPAN (S - 1)

PROFUNDIDAD (m)	LITOLOGIA	ρ (gr/cm ³)	ν	G (T/cm ²)	E (T/cm ²)
0.0 - 6.0	Suelos arcillosos	2.0	0.44	1.1	3.2
6.0 - 26.0	Calizas arcillosas muy fracturadas e intemperizadas	2.1	0.33	33.5	89.2
26.0 - 60.0	Calizas arcillosas fracturadas	2.4	0.21	108.4	262.6
> 60.0	Calizas arcillosas muy fracturadas	2.3	0.28	65.2	164.4

5. CONCLUSIONES

- La exploración indirecta del subsuelo mediante técnicas geofísicas en zonas donde se tiene proyectado construir un túnel contribuye a complementar la información de estudios geológicos y geotécnicos, abate costos y no deteriora la calidad de los resultados obtenidos.
- Tres son fundamentalmente el tipo de técnicas empleadas para la exploración indirecta de túneles a excavar: SEV, TRS y DH.
- Los SEV son útiles para determinar los espesores, distribución y geometría de los diferentes materiales que constituyen el macizo rocoso a todo lo largo del proyecto de túnel y sus implicaciones estructurales en las futuras zonas de excavación, así como la posible presencia de agua.
- Los TRS se utilizan en este tipo de proyectos para determinar la calidad de roca de los diferentes paquetes litológicos a todo lo largo del túnel y en especial en las zonas que constituyen los portales.
- Los DH sirven para determinar los módulos elásticos dinámicos de cada uno de cada uno de los paquetes de roca que constituyen el subsuelo de la zona de los portales.

CURSO

VICTOR HARDY 1997

BARRENACION CON DIAMANTE PARA LA EXPLORACION DEL SUBSUELO

La recuperación de núcleos por medio de la barrenación con diamante es uno de los métodos más importantes de la exploración del subsuelo. Un estudio en detalle del equipo y de las técnicas de barrenación rebasarían el alcance de este curso y lo que sigue no es más que una guía general y no un instructivo detallado.

En todo el mundo existen compañías que se dedican a la perforación con diamantes y aunque la calidad de sus servicios es muy variable, no debe haber problemas para encontrar una organización local que satisfaga alguna necesidad particular. A menos de que se trate de un proyecto de largo alcance para algún organismo que tenga necesidad constante de barrenación con diamantes, por ejemplo una mina grande, no conviene adquirir el equipo de barrenación para una sola obra; siempre será más barato contratar a algún especialista. La razón de ello es que la habilidad y la experiencia práctica del perforista es una fuente esencial en el éxito de la barrenación con diamante y tener el equipo sin el personal es la receta segura para una serie de errores muy costosos.

La mayoría de los fabricantes de equipos de perforación responderá a una solicitud de información sobre sus productos enviando catálogos muy completos. Estos catálogos son una mejor fuente de información sobre la barrenación con diamante que la mayoría de los libros que tratan el tema y por eso se recomienda a la persona interesada conectarse con algunos de los fabricantes, para conseguir información al día sobre sus productos.

Contratos de barrenación con diamante

Los contratos para la exploración de minerales se basan normalmente sobre un precio fijo por metro perforado. La razón de ello es que el objeto principal de esta clase de barrenación es la recuperación de piezas intactas de roca y hay relativamente poco interés en las grietas débiles que se encuentran entre las piezas intactas. Por otro lado el objetivo principal de la barrenación geotécnica es el estudio de las debilidades en el macizo y por lo tanto la recuperación de núcleos tiene que ser tan completa como sea posible. En consecuencia, los contratos de la barrenación con diamante para fines estructurales deben negociarse en base a la cantidad de núcleos recuperados más que en la longitud barrenada.

Es muy difícil establecer normas detalladas sobre las condiciones que se deben incluir en un contrato, ya que dependerán mucho de la situación local y la disposición de los contratistas de perforación del país en el que se localiza el proyecto. En algunos casos podrá ser posible negociar basándose en la condición de que sólo se pagará cuando la recuperación de los núcleos rebase cierto porcentaje, digamos 90%. En otros casos puede ser preferible ponerse de acuerdo sobre un tanto por hora con una bonificación sobre el porcentaje recuperado de núcleos. En cualquier caso el propósito debe ser animar al perforista para que la recuperación del mayor porcentaje posible de núcleos sea más importante que el total de metros perforados por turno.

Por regla general sabemos que la barrenación con diamante de alta calidad que se necesita para fines geotécnicos cuesta, metro a metro, dos veces más que la barrenación para la exploración de minerales.

Máquinas perforadas

Aparte de proporcionar al perforista un estímulo económico que lo motive a recuperar la mayor cantidad posible de núcleos, también es importante que cuente con la máquina adecuada para el trabajo que tiene

que hacer y que ha recibido el mantenimiento necesario para estar en buenas condiciones de trabajo. Esto seguramente suena como algo bastante evidente pero es sorprendente cuánta maquinaria inadecuada y cuánto equipo en pobres condiciones se utiliza en trabajos de investigación. La inspección del equipo que pretende usar un contratista será una buena indicación sobre la clase de trabajo que se puede esperar de él y es una precaución muy útil el que se haga esta inspección antes de otorgar un contrato.

Las máquinas perforadoras grandes de superficie, vienen equipadas con chucks hidráulicos para conectar y desconectar rápidamente las barras, trabajo que requiere una cantidad considerable de energía cuando se hace manualmente, con llaves. El chuck hidráulico también viene sobre máquina más pequeña para barrenación dentro de túneles, lo que permite un cambio rápido de barra —detalle muy importante cuando hay que usar una gran cantidad de barras cortas en un espacio subterráneo reducido. Con estas máquinas también se usan normalmente barras ligeras de aluminio y esto permite a un solo hombre operarla una vez que la máquina está en posición.

El gran tamaño de las perforadoras hidráulicas, las hace inutilizables en trabajos subterráneos a menos que se trate de cavidades grandes. Por consiguiente, hasta que hubo máquinas compactas, la mayoría de las máquinas subterráneas, sobre todo en las minas, tenían el avance de tomillo. Ya que éste no es fácil de controlar, estas máquinas son menos adecuadas que las de avance hidráulico para obtener la calidad que requiere la perforación estructural.

Una proporción muy importante de la barrenación con diamante se realiza con agua para enfriar la broca de diamantes y para la expulsión de los recortes fuera del barreno. En algunos casos se prefiere el uso de aire para enfriar y limpiar, sobre todo cuando se trabaja en roca mala que se puede alterar muy fácilmente al contacto del agua. El uso de aire requiere una disposición diferente de los ductos en la broca ya que se necesita un volumen más grande de aire que de agua para obtener el mismo efecto. Pocos fabricantes operan equipo para aire pero se prevé que en el futuro este equipo será más fácil de conseguir ya que se reconocen sus ventajas para aplicaciones especiales.

Barriles de muestreos para barrenación con diamante

El diseño de una broca de barrenación impregnada de diamantes para la recuperación de buenas muestras es un proceso altamente especializado al que se dedican varios fabricantes pero que no se estudiará en este curso. Sin embargo los resultados que se pueden lograr con la mejor de las brocas es fácil que se echen a perder si el barril en el que se retiene el núcleo es de un diseño inadecuado. Con frecuencia presenciamos el espectáculo lamentable de un perforista que al retirar la muestra voltea el barril y lo sacude o le da golpes con un martillo como resultado de una operación de este tipo. El núcleo "inalterado", cuya obtención costó tanto dinero, se deposita en la caja de muestras como un montón de piezas sin sentido.

El fin de un programa de barrenación geotécnica es poder reconstruir la muestra completa del macizo en un estado lo más cercano posible a su condición original. Esto sólo se logra si la muestra entra en un tubo interno, fijo dentro del barril, de modo que la rotación del barril exterior, en cuya extremidad se encuentra la broca, no tuerza el frágil núcleo. La mayoría de los fabricantes tienen varios tipos de barriles dobles o triples en los que el tubo interno está montado sobre baleros que impiden que la rotación del barril externo le sea transmitida.

La construcción más adecuada del barril interno es la siguiente: tener este tubo en dos mitades concordantes que se mantengan unidas mediante grapas de acero. Cuando el barril cargado se saca del barreno se remueve la grava, se parte el tubo interno que expone el núcleo, el cual se transfiere a la caja de muestras.

Perforación con cable (Wire - line)

Cuando se perforan barrenos profundos desde la superficie, cuesta mucho trabajo y mucha energía remover las barras de barrenación al final de cada tanda de barrenación. Gran parte de este trabajo se puede evitar con el equipo de cable que permite que al final de cada tanda sólo se saque el barril lleno. Se baja el barril por el centro de los tubos de perforación con un cable y se utilizan varias abrazaderas para fijar el barril a la

broca. Estas abrazaderas se sueltan una vez lleno el barril y no se mueve el tren de barras mientras se recupera el núcleo. La perforación con cable es ahora muy común en la exploración minera de calidad así como en las exploraciones y son muchos los contratistas que ya cuentan con el equipo necesario para este trabajo.

Orientación de las muestras

A estas alturas ya es evidente que la orientación y la inclinación de las discontinuidades estructurales en el macizo son factores de importancia en relación con el proyecto de las excavaciones subterráneas. Por lo tanto, independientemente del éxito que hay tenido un programa de barrenación, se habrá perdido mucha información importante si no se logra dar una orientación a las muestras.

Phillips y Ragan han descrito métodos para establecer la orientación y la inclinación de estratos a partir de lentes o planos de estratificación reconocidos que quedan interceptados por dos o más barrenos no paralelos. Casi todos los geólogos se han familiarizado con estas técnicas que son muy útiles en algunas circunstancias. Los ingenieros civiles deberán consultar a Phillips para los detalles.

La orientación de las muestras a partir de un solo barreno depende generalmente del uso de algún aparato de orientación que se emplea durante el programa de barrenación. El método Christensen-Hugel utiliza un aparato para marcar, que raya líneas paralelas sobre el núcleo cuando éste entra forzado en el tubo interno del barril. El sistema de orientación Atlas Copco-Craelius utiliza un instrumento que se fija en el barril cuando éste entra en un barreno al comienzo de una tanda de barrenación. Algunas agujas paralelas al eje del barreno sobresalen de la broca y siguen el perfil del boquete del núcleo que dejó la tanda anterior. La orientación del aparato es relativa a la posición del tren de barras en el brocal del barreno o, en un barreno inclinado, se determina con un marcador de balero que defina un plano vertical con respecto al eje del barreno. Cuando se ha recuperado el núcleo, se compara la primera pieza con el perfil de las agujas y las siguientes piezas de la muestra se van colocando conforme a la primera para obtener la orientación de otras características estructurales en relación con la primera pieza.

Hay sistemas de orientación de muestras más elaborados que implican la perforación de un agujero de pequeño diámetro en el fondo del barreno donde se quedó la tanda anterior. Una brújula se deposita en este agujero, misma que se recupera en la tanda siguiente, o se puede cementar una varilla orientada en el agujero, lo que proporciona refuerzo a la muestra al mismo tiempo que orientación. Esta última técnica, que se conoce como el método de muestreo integral, la describió Rocha y puede ser usada para recuperar núcleos orientados, de alta calidad, de una roca muy mala. Sin embargo esta técnica es muy costosa y tardada y no debe usarse más que para investigar áreas muy críticas en el macizo rocoso.

Para la orientación de las muestras se han hecho observaciones de las paredes de los barrenos por medio de cámaras fotográficas o de sistemas televisivos, pero los resultados rara vez han sido satisfactorios. Puede perderse mucho tiempo debido a descomposturas mecánicas o eléctricas en los equipos que nos han sido ideados para trabajar en condiciones tan severas. Un instrumento para la inspección de los barrenos que parece dar mejores resultados es el "Televiewer" que originalmente se ideó para la industria petrolera. Este instrumento, que trabaja en un barreno lleno de lodo, produce una imagen del tipo de la televisión por medio de la atenuación de una señal sónica por las fracturas en la roca que circunda el barreno. El alto costo de este instrumento limita su aplicación a investigaciones especiales y no entra en trabajos de exploración de rutina.

Un medio barato para obtener la impresión del interior de un barreno hecho con diamante fue el invento últimamente por Hinds. El material de la impresión es una película termoplástica llamada Parafilm M que se aplica contra la pared del barreno con una bolsa de hule que se infla. Si se conecta este aparato a algún sistema de orientación o algún instrumento topográfico de barrenación, se puede conseguir información sobre la orientación de las fracturas en un macizo independientemente de la perturbación del núcleo.

De los comentarios hechos en esta sección se habrá comprendido que la orientación de las muestras es una operación complicada con resultados muchas veces insatisfactorios. A pesar de estas dificultades, el conocimiento de la orientación y de la inclinación de las discontinuidades en el macizo es importante y no hay que escatimar esfuerzos para conseguir esta información

REGISTRO DE LAS PRUEBAS DE LAS MUESTRAS

A partir de la información sobre las discontinuidades en el macizo, también es importante conseguir datos sobre la resistencia de la roca inalterada y de las características de su meteorización.

Una indicación razonable de la resistencia a la compresión uniaxial se puede obtener con la prueba de carga de punta. Un pedazo del núcleo se coloca transversalmente entre dos puntas de acero templado. El índice de la carga de punta se obtiene por:

$$I_p = P / D^2$$

Donde P es la carga necesaria para romper el espécimen
D es el diámetro del núcleo

Hay que notar que el largo de la pieza del núcleo no puede ser menor que 1.5 veces su diámetro.

Si se expresa el diámetro D del núcleo en milímetros, una relación aproximada entre el índice de la carga de punta I_p y la resistencia a la compresión uniaxial σ_c se obtiene con

$$\sigma_c = (14 + 0.175D)I_p$$

Ya que la carga que se requiera para romper un núcleo de roca con la carga de punta no es más que aproximadamente la décima parte de la carga que se necesita para romper una muestra sometida al esfuerzo de compresión uniaxial, el aparato de la carga de punta es ligero y portátil y resulta ser ideal para usarse en el campo cuando se establece el registro de la muestra.

La resistencia a la compresión uniaxial estimada mediante el índice de la carga de punta, puede usarse en la clasificación de roca. El valor σ_c también puede usarse en un análisis más detallado de la resistencia de la roca que se estudiará en un capítulo posterior.

REGISTRO Y FOTOGRAFIA DE LOS NUCLEOS

El intervalo entre la investigación preliminar de una obra o mina y el inicio de las actividades puede ser de diez años, pero también durante varias decenas de años puede existir la necesidad de consultar la información geológica original. Como es poco probable que los geólogos encargados de la investigación estén disponibles durante todo este tiempo, se ve cuán necesario es que esta información quede registrada en forma tal, que pueda ser interpretada adecuadamente por otros. No conviene indicar la forma exacta de llevar a cabo el registro de los núcleos ya que esto variará conforme a la naturaleza del proyecto y del diseño así como a las condiciones geológicas generales del lugar. El sistema que se adoptará en el caso de una operación minera en cuerpos masivos de vetas de plomo-zinc, será probablemente muy diferente del que se escogerá para una casa de máquinas subterránea en rocas sedimentarias de estratificación horizontal con lentes carboníferos. Pero se insiste en que tanto los directores de un proyecto como los geólogos deben prestar mucha atención al proceso del registro de las muestras y presentar periódicamente sus informes preparados con mucho esmero.

Donde sea posible, se usarán los símbolos convencionales para la representación gráfica de los datos geológicos y será útil incluir una lista de estos símbolos en cada informe geológico.

La preparación de un registro de núcleos o el informe geológico implica cierto criterio del geólogo; por lo tanto, los que emplean su información más tarde pueden tener dudas al respecto. Algunas de las dudas sobre la interpretación geológica podrían eliminarse si los registros y reportes vienen acompañados de

buenas fotografías a colores de los núcleos. Si se toma en cuenta el alto costo de la recuperación de muestras, no hay duda de que conviene gastar otro poco más en la fotografía rutinaria de los núcleos antes que éstos sean almacenados. Se puede colocar un pie fijo para una cámara de 35 mm de lente sencillo en un rincón del lugar de muestras donde se fotografía cada caja de muestras que llega del campo. Un reflector o un flash electrónico permitirán al operador usar una exposición permanente en la cámara, lo que dará regularidad en los resultados. Es probable que se necesiten algunas pruebas para comprobar el sistema y asegurar que los colores estén bien balanceados. En la mayoría de los casos será conveniente emplear película negativa de color, adaptada a la luz disponible, para producir una serie de transparencias originales. En el comercio será fácil obtener copias de estas transparencias o copias de las mismas en papel. Es muy importante que cada caja de muestras esté debidamente identificada con un letrero claro que figure en la fotografía. También es útil una escala de colores en la fotografía para que se pueda hacer alguna compensación si la transparencia o la fotografía impresa llegaran a perder su color original.

ALMACENAMIENTO DE NUCLEOS

Después de haber invertido tanto dinero para la recuperación de muestras de alta calidad, habrá que tener cuidado de que éstas queden protegidas de la intemperie y de los vándalos y que sea posible tener acceso a cualquier caja sin mayores esfuerzos físicos. Los anaqueles son un buen ejemplo del tipo de almacenamiento que se requiere en un proyecto importante.

SOCAVONES Y POZOS A CIELO ABIERTO DE EXPLORACION

Este capítulo sobre la recolección de datos geológicos no estaría completo si no se mencionan los socavones y los pozos a cielo abierto de exploración. Aunque estos métodos no se justifican en los trabajos de investigación preliminar, llega una etapa en el diseño donde el acceso físico a la roca en la localización de la excavación se toma una necesidad. La inseguridad que subsiste después de confrontar la información obtenida con el levantamiento de la superficie y de la barrenación con diamante resulta ser tal, que no se puede escoger la mejor localización y orientación de la cavidad subterránea ni diseñar en detalle los sistemas de ademe con base en esta única información disponible.

En vista de que a la postre se va a necesitar algún acceso subterránea, la excavación de un socavón o de un pozo a cielo abierto, es generalmente la mejor manera de tener acceso a la formación en esta fase del proyecto. Desde el comentario de los sistemas de clasificación de roca se demostró que un pozo o un túnel de pequeño diámetro puede por lo general hacerse con mucho menos ademe que el que necesitará una excavación grande y por lo tanto el costo de una obra de exploración puede permanecer bajo si el ritmo del avance es alto. Puede haber una excepción en este principio de mantener los pozos y túneles de acceso reducidos, cuando ya existe una decisión firme sobre la ejecución del proyecto y cuanto se necesita un acceso para la construcción y para el equipo desde la primera fase del proyecto. En este caso se puede hacer un pozo o un túnel de acceso más grande y utilizarlo para proporcionar información geológica al mismo tiempo que como acceso. La desventaja de este arreglo es que el pozo o el túnel se convierte en un lugar de paso constante y el geólogo puede tener alguna dificultad para llegar a la roca expuesta y poder hacer sus mapas. El trabajo del geólogo casi se toma imposible cuando el ingeniero residente insiste en que toda la roca expuesta se recubra lo más pronto posible, con concreto aplicado neumáticamente (concreto lanzado o gunite), por razones de seguridad, o meramente de apariencia.

BIBLIOGRAFÍA:

Excavaciones Subterráneas en Roca

E. Hoek/E.T. Brown. Mc Graw Hill, 1a. Edición en español, 1985.

HOEK TRIAXIAL CELLS

MODEL HTC

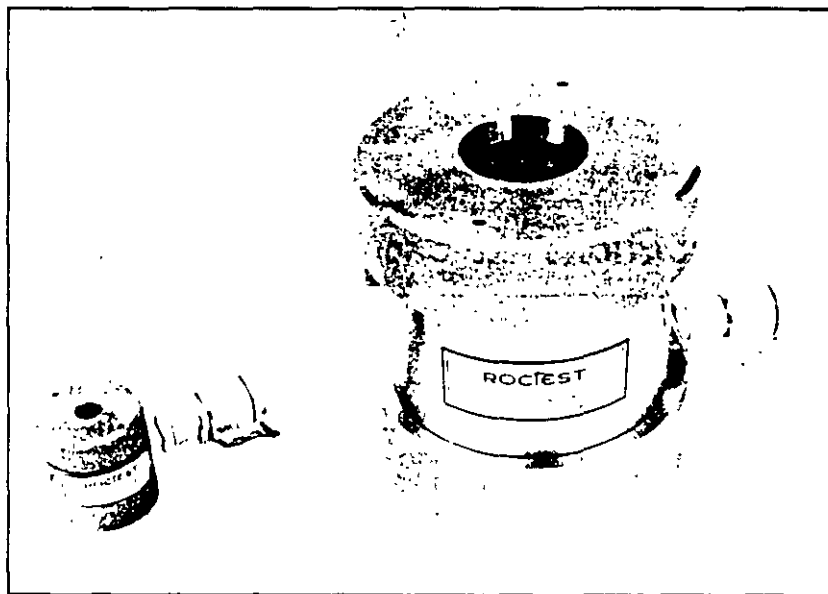
APPLICATIONS

The HOEK TRIAXIAL CELLS are designed to determine the triaxial strength of diamond drill cores of rock or concrete. Tests carried out on a series of samples under different confining pressures allow the user to determine:

- the strength and elastic properties
- the shear strengths at different confining pressures
- the angle of shearing resistance and cohesion
- the deformation moduli

The knowledge of these parameters is fundamental for the design of all important underground works such as powerhouses, storage facilities and in the quality assessment of existing concrete dams and structures.

Special HOEK TRIAXIAL CELLS can also be used instead of the biaxial chamber in the determination of the in situ rock stress with the Borehole Deformation Gage.



FEATURES

- EASE OF OPERATION
- MODELS AVAILABLE FOR EIGHT DIFFERENT CORE DIAMETERS UP TO 6.0 INCHES
- HIGH PRESSURE CAPABILITY
- IN ACCORDANCE WITH ASTM STANDARDS

DESCRIPTION

The HTC Triaxial cell consists of a hollow steel cylinder with threaded removable ends. A urethane rubber sleeve incorporating U-shaped seals to form a pressurization chamber for the hydraulic fluid is mounted within the cell. The cell comprises an inlet fitted with a 3/8" quick-connect and an outlet with a plug for the saturation of the pressurization chamber.

The cell is supplied with a pair of spherical seats to apply the axial load to the flattened ends of the sample. These seats are made of tool steel hardened and ground to ASTM standards (D2464) (D3938). The clearance gap between the seats and the removable ends of the cell is sufficient to allow the passage of strain gage leads.

TEST PROCEDURE

First, the ends of the rock specimen with a minimum length to diameter ratio of 2 must be ground flat within a parallelism of 0.025 to 0.012 mm depending upon the diameter of the sample.

After saturation of the pressurization chamber, the cylindrical rock sample is inserted into the chamber within the confining membrane. The two spherical seats are positioned so that the rock core lies centrally in the triaxial chamber.

After applying a small confining pressure to hold the rock core in place, the cell with its spherical seats is placed in a loading frame and a small axial load is applied to hold the system firm.

To determine Poisson's ratio, 2 orthogonal strain gages are glued on the rock core. The strain gages are read during the test with a Wheatstone bridge readout.

The triaxial test can then be run. The confining pressure is increased to the required value.

ROCTEST

ROCTEST INC.
7 POND STREET,
PLATTSBURGH, N.Y. 12901-0118
TEL.: (516) 561-3300
FAX: (516) 561-1192
CABLE: TESTROC

C U R S O

VICTOR HARDY 1997

DISEÑO DE TUNELES

1a. PARTE

ALGUNAS IDEAS SOBRE EL PLANTEAMIENTO TEÓRICO DE LA VALUACIÓN DE PRESIONES SOBRE ADEMES Y REVESTIMIENTOS EN TÚNELES.

En términos generales, el terreno en el cual se excava un túnel puede considerarse como un continuo o como discontinuo. Un continuo es un material en el que las características microscópicas de las propiedades mecánicas medias, tales como el esfuerzo o la densidad, pueden usarse para definir el comportamiento mecánico del material en escala ingenieril. Cuando se contempla al terreno como un continuo, el comportamiento de un túnel puede analizarse con las teorías que proporcione la Mecánica del Medio Continuo; vale decir, con las teorías de la Elasticidad o de la Plasticidad. En lo que sigue se dará una idea somera de los principios básicos con que estas disciplinas pueden plantear el problema de los túneles. Se considera que una breve visión de estos métodos es esencial para plantear la valuación de presiones y el diseño de ademes sobre bases correctas e inteligibles.

A. Análisis elásticos

La aplicación de la teoría de la elasticidad a rocas y suelos se ha intentado con base en el establecimiento de una relación entre los esfuerzos y las deformaciones. Esta relación puede lograrse en el momento de la primera carga (E_0 , pendiente de la curva esfuerzo-deformación de primera carga) o en ciclos subsecuentes, cuando haya tenido lugar en el material algún endurecimiento (E , pendiente de la curva esfuerzo-deformación en un ciclo de carga posterior).

Otra constante elástica muy utilizada es el familiar módulo de Poisson, μ . En suelos y rocas su valor tiene también que ser considerado variable.

La teoría de la elasticidad permite plantear, con relativa sencillez los estados de esfuerzos en torno a una galería circular perforada en el continuo elástico; otras formas de galería desembocan con rapidez en dificultades matemáticas muy grandes, que hacen prácticamente imposible la obtención de soluciones precisas, pero la solución para la galería circular constituye aún en estos casos una buena imagen aproximada. Esta puede obtenerse con consideración de un estado de deformación plana en una galería no ademada, para cualquier combinación de cargas horizontales y verticales. Con referencia a la Fig. 1, que ilustra la nomenclatura usual en el análisis de estos problemas elásticos, puede darse el estado de esfuerzos final alrededor del túnel, después de abierto éste (solución de Kirsch):

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

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

$$T_{r\theta} = -\frac{1}{2} \sigma_z (1-K_o) \left(1 - 3 \frac{a^4}{r^4} + 2 \frac{a^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \quad (3)$$

K_o es el coeficiente de presión de tierras en reposo, $K_o = \left(\frac{\mu}{1-\mu} \right)$

En las paredes de túnel, los esfuerzos podrán obtenerse particularizando las ecuaciones anteriores para el caso $r = a$, llegándose a:

$$\sigma_r = 0 = T_{r\theta} \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z \left[(1+K_o) - 2(1-K_o) \cos 2\theta \right] \quad (5)$$

En la clave ($\theta = 0$, Fig. 1):

$$\sigma_r = 0 = T_{r\theta} \quad (6)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z (3K_o - 1) \quad (7)$$

Se ve que σ_θ es nulo para $K_o = \frac{1}{3}$, Si $K_o < \frac{1}{3}$, según este análisis se abrirán fisuras en la clave.

Existen ecuaciones que permiten calcular las deformaciones en torno al túnel, consecuencia de los anteriores estados de esfuerzos. A la distancia r del centro del túnel circular, no adomado, de radio " a ", el desplazamiento radial hacia dentro producido por la excavación del túnel resulta ser, según la teoría de la Elasticidad:

$$u = \sigma_z \frac{1 + \mu}{E} \frac{a^2}{r} \quad (8)$$

donde $r = a$, será:

$$u = \sigma_z \frac{1 + \mu}{E} a \quad (9)$$

Los desplazamientos tangenciales son nulos. Si en el interior del túnel existe contra el techo una presión σ_v , las fórmulas 8 y 9 dan los desplazamientos producidos pues por superposición puede cambiarse σ_z por σ_v .

También puede valuarse un desplazamiento radial promedio en toda la circunferencia del túnel, como:

$$u_m = 1/2(1 + K_o)\sigma_z a \frac{1 + \mu}{E} \quad (10)$$

La Fig. 2 presenta en croquis los tipos de distribución de esfuerzos en torno a la galería circular, representados por las ecuaciones de Kirsch); de hecho, la distribución presentada corresponde al caso $\sigma_z = \sigma_x$, o sea $K_o = 1$.

B. Análisis plásticos y elasto-plásticos

En principio, los túneles son estructuras para las que los análisis plásticos podrían ofrecer campos de aplicación muy prometedores. En efecto, en ellos abundan los casos en que la presión del subsuelo es tal que se produce la falla en una serie de zonas localizadas, de manera que, como se vio, puede llegar a formarse en torno a la galería una zona plástica limitada en estado de deformación contenida. El cálculo de un sistema de soporte para estos casos se beneficiaría mucho si pudiera establecerse el equilibrio plástico de la galería. Las soluciones matemáticas basadas en la teoría de la Plasticidad son más complicadas que las que se manejan en la Elasticidad y por esta razón es aún mayor el número de hipótesis simplificadoras que han de hacerse. En los análisis plásticos suele establecerse $\sigma_z = \sigma_x$ ($K_o = 1$); se desprecia el peso de los materiales extraídos de la galería y se acepta que el esfuerzo normal en la dirección del eje del túnel es principal. Como condiciones de fluencia se utilizan la de Tresca para materiales puramente cohesivos ($\phi = 0$) o la de Coulomb, ya familiar, para materiales con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$.

B.1. Análisis plásticos en materiales cohesivos

Se considera que ocurre la fluencia plástica cuando:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \geq 2c_u \quad (11)$$

Donde C_u es la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en una prueba triaxial, sin consolidación y sin drenaje o como la mitad de la resistencia a compresión simple (q_u), determinada en una prueba de ese tipo. Mientras la diferencia de los esfuerzos principales es menor que $2 C_u$ el material se mantiene en el intervalo elástico.

El campo de los esfuerzos actuantes sobre el túnel está formado por una presión vertical σ_z , una horizontal, $\sigma_x = \sigma_x$, ($K_0 = 1$, por hipótesis) y una presión interna σ_i aplicada desde dentro del túnel, sobre toda la periferia de la galería circular.

Si $\sigma_z - \sigma_i \leq c_u$ no se desarrollará ninguna zona plástica en torno al túnel, pero si $\sigma_z - \sigma_i > c_u$, aparece una que se extiende hasta una distancia R , allende el centro del túnel (Fig. 3)

Según la teoría:

$$R = a \text{Exp} \left[\frac{\sigma_z - \sigma_i}{2c_u} - \frac{1}{2} \right] \quad (12)$$

En la zona plástica, para $a \leq r \leq R$ los esfuerzos son (Ver. Fig. 1 para aclaraciones de nomenclatura):

$$\sigma_r = \sigma_i + 2c_u \ln \frac{r}{a} \quad (13)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + c_u \quad (14)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (15)$$

σ_y es el esfuerzo normal actuante en la dirección correspondiente al eje del túnel. La zona plástica se supone de volumen constante ($\mu = \frac{1}{2}$).

Es esfuerzo cortante $T_{r,\theta}$ es nulo en todos los puntos, por simetría.

En la frontera entre la zona elástica y la plástica:

$$\sigma_R = \sigma_z - c_u \quad (16)$$

Si no hay presión actuando en el interior del túnel $\sigma_i = 0$ en tal caso el radio de la zona plástica es:

$$R = a \text{Exp} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_z}{c_u} - 1 \right) \right] \quad (17)$$

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

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1+\mu}{E} R = c_u \frac{1+\mu}{E} R \quad (18)$$

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.:

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \quad (19)$$

donde:

$$A = 2C_u \frac{1+\mu}{E} \text{Exp} \left[\frac{\sigma_z - \sigma_i}{C_u} - 1 \right] \quad (20)$$

B.2. Análisis plásticos en materiales con cohesión y fricción

El criterio de fluencia que tradicionalmente se ha considerado en estos casos es el de Mohr-Coulomb, que puede escribirse:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (21)$$

El valor de cohesión c , ha de interpretarse ahora en su sentido más general. Es la ordenada en el origen de la envolvente de resistencia dibujada en el plano $T - \sigma$, obtenida de un conjunto de pruebas triaxiales (del tipo que se haya considerado más conveniente para el problema específico de que se trate): seguramente, la envolvente de resistencia se aproximará a una recta, dentro del intervalo de esfuerzos normales utilizados.

También ahora se acepta $\sigma_z = \sigma_x (K_0 = 1)$ y que el material permanece con su volumen constante ($\mu = 1/2$).

La teoría indica que para:

$$\sigma_z \leq \frac{\sigma_1 + c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (22)$$

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:

$$R = a \left[(1 - \operatorname{sen} \phi) \frac{\sigma_z + c \cot \phi}{\alpha + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2 \operatorname{sen} \phi}} \quad (23)$$

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

$$\sigma_r = -c \cot \phi + (\sigma_1 + c \cot \phi) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad (24)$$

$$\sigma_\theta = -c \cot \phi + (\sigma_1 + c \cot \phi) \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad (25)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (26)$$

En la frontera entre las zonas plásticas y elásticas, los esfuerzos son:

$$\sigma_R = \sigma_z (1 - \operatorname{sen} \phi) - c \cos \phi \quad (\text{radial}) \quad (27)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z (1 + \operatorname{sen} \phi) + c \cos \phi \quad (\text{tangencial}) \quad (28)$$

En la zona elástica ($r \geq R$) prevalece el estado elástico.

La Fig. 4 proporciona el radio de la zona plástica para diferentes casos de σ_z , σ_1 y valores de ángulo ϕ .

La Fig. 5 proporciona diversas distribuciones de esfuerzos alrededor de un túnel circular.

En el conjunto de las expresiones anteriores puede verse como límite de razonamiento, que si $\sigma = C = 0$ el radio de la zona plástica se hace infinito y la galería se cerrará por sí sola. Todas las fórmulas anteriores conservan su valor sólo en tanto el suelo mantenga su resistencia durante el periodo de flujo plástico; como ya se dijo, esto no suele suceder y lo normal es que la fluencia traiga consigo un debilitamiento estructural, causa de disminución de resistencia, con lo que se desencadena un proceso similar a la falla progresiva. A veces, este efecto ha tratado de reproducirse seleccionando para el cálculo valores arbitrariamente reducidos de los parámetros de resistencia del material.

No hay estudios teóricos que tomen en cuenta una condición diferente que $K_0 = 1$ o en los que intervenga la influencia del cubrimiento sobre el túnel.

Según la Teoría de la Plasticidad, el desplazamiento radial hacia el interior del túnel, en la frontera entre las zonas plásticas y elástica, puede establecerse como:

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R)^{\frac{1-\mu}{E}} R \quad (29)$$

Donde σ_z están respectivamente dados por las expresiones 22 a 26. Como antes, se supone que el volumen en la zona plástica se mantiene constante.

C. Posibilidades de aplicación de los análisis basados en la Mecánica del Medio Continuo.

Los análisis anteriores están afectados, como ya se comentó, por una serie de hipótesis referentes al material y por otras de tipo operacional, todas ellas mencionadas. Es realmente raro que tales suposiciones puedan encontrarse razonables ante cualquier material real en el que se excave un túnel. Habrá más posibilidades en materiales masivos y uniformes, tales como macizos de roca no fracturada o algunos depósitos de arcilla o arena. Sin embargo, deberá siempre tenerse presente que la uniformidad y la homogeneidad aparente de una formación, no necesariamente significan que estas cualidades se verifiquen al nivel de la Mecánica del Medio Continuo.

En este sentido puede ser de ayuda para formular criterios y adquirir un "sentimiento" personal del problema, repetir muchas veces el análisis teórico con diferentes propiedades del material, diferentes configuraciones del problema y distintas condiciones de esfuerzo. De esta manera podrá llegar a tenerse una idea del peso relativo de las diferentes condiciones del problema.

Antes de aceptar cualquier análisis basado en la Mecánica del Medio Continuo será preciso convencerse en el campo o en el laboratorio de que los resultados son razonables. En el momento presente no hay un número suficiente de estas mediciones; se precisan para cubrir amplios rangos de condiciones geológicas y de tipo de ademes y revestimientos. Estas mismas mediciones podrán servir para calibrar o producir nuevos métodos empíricos o semi-empíricos de diseño.

D. Análisis Visco-elásticos

Recientemente se han desarrollado intentos para describir el comportamiento de los suelos alrededor de los túneles con base en modelos visco-elásticos, bajo la suposición de que exista un comportamiento inelástico en el material y que éste varíe con el tiempo. El modelo para representar el comportamiento del material ha sido el de Maxwell-Kelvin, para la componente distorsional y la teoría de la Elasticidad, para la componente volumétrica. Los resultados de estos tipos de análisis permiten obtener las presiones horizontales y verticales iniciales y a largo plazo; es notable el hecho de que la presión horizontal crezca con el tiempo, hasta llegar a valores próximos a los de la presión vertical, tal como se postula en los análisis plásticos.

EJEMPLO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÚNELES

Ing. Alberto S. Menache V.

1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.

Túnel circular 6.00 m de diámetro. En su parte más profunda el eje se encuentra a 15.20 m de profundidad.

2. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS.

El subsuelo en esta zona se encuentra conformado por arcillas limosas, limos arcillosos y arenas tanto arcillosas como limosas de consistencia semirrígida a rígida, aumentando su resistencia con la profundidad. El nivel de aguas freáticas se localiza a profundidades medias de 5.0 m.

3. ANÁLISIS DE CARGAS.

La carga vertical se consideró igual al peso total del suelo y agua aplicada en cada punto de la periferia del túnel. Para fines de la memoria de cálculo, se muestran los esfuerzos en la parte más alta del techo, a 30, 45 y 60 grados; en el muro a la altura del arranque del arco superior y en el punto más bajo del piso.

Para la carga horizontal se estimó un coeficiente en reposo $K_0 = 0.5$, con lo cual se obtuvieron las presiones efectivas del terreno y se agregó el empuje hidrostático.

Se tomó en cuenta la sobrecarga en superficie ejercida por las edificaciones existentes (6 t/m²), y se agregó su efecto en las cargas tanto verticales como horizontales.

En la memoria de cálculo se muestra la variación de los esfuerzos efectivos verticales y horizontales, la presión de poro, el módulo de elasticidad estimado y las presiones totales verticales y horizontales actuando sobre el recubrimiento.

4. ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN EL SUBSUELO.

El siguiente paso consiste en estudiar la distribución de esfuerzos radiales, tangenciales y cortantes, en la masa de suelo circundante. El primer análisis se efectúa considerando un medio elástico, isótropo y homogéneo. Se presentan las gráficas de distribución de estos esfuerzos en la masa de suelo. Para un túnel sin revestimiento, los esfuerzos radiales son nulos en la periferia de la excavación y tienden a igualarse con los esfuerzos en el subsuelo a una separación de dos diámetros. En el caso de los esfuerzos tangenciales inicialmente valen 2.20 veces el valor de la presión existente y se igualan con esta última a tres diámetros de distancia. Los esfuerzos cortantes son máximos a un radio de separación de la periferia y son del orden de $5 t/m^2$.

A continuación se determina la presión requerida por el sistema de soporte para evitar la generación de una zona plástica, ya que en este caso los desplazamientos en superficie deben de ser mínimos. Se observa que una presión del soporte del orden de $40 t/m^2$ mantiene los esfuerzos dentro del rango elástico.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

Peck, Hendron y Mohraz desarrollaron un procedimiento de cálculo que considera la interacción del suelo y el revestimiento para túneles de flexibilidad intermedia. En un túnel muy flexible (coeficiente de flexibilidad superior a 10), el revestimiento interactúa totalmente con el suelo generándose una presión uniforme en el revestimiento y los momentos no tienen que ver con el estado inicial de esfuerzos en el suelo. El revestimiento debe diseñarse para permitir los cambios necesarios en el diámetro que permitan el desarrollo de la presión uniforme en el revestimiento. En el caso de un revestimiento rígido los momentos y fuerzas normales se calculan bajo el supuesto de que no existe interacción entre suelo y estructura. El método de Peck, como ya se mencionó, permite estimar los elementos mecánicos para túneles profundos de flexibilidad intermedia y presenta las consideraciones a tomar en el caso de túneles someros.

Se analizó la condición de túnel con revestimiento de dovelas, así como la condición final de túnel con revestimiento de dovelas más revestimiento definitivo. En el caso del soporte a base de dovelas prefabricadas, las juntas de unión entre piezas de concreto actúan a manera de una sección completamente agrietada, que reduce la rigidez del anillo de dovelas en relación a la rigidez que tendría el mismo si éste fuera continuo, esto debido al efecto de rotaciones posibles entre las juntas. Este efecto incrementa la flexibilidad del anillo y, en consecuencia, reduce los momentos flexionantes en el mismo. Un importante número de pruebas de carga efectuadas sobre anillos de dovelas, con un variable número de estas entre 4 y 8 piezas por anillo, mostró que la rigidez de este tipo de soporte, en el rango práctico de cargas en suelos blandos, puede sufrir una reducción por efecto de juntas del 30% al 95%

respecto a la rigidez de un anillo monolítico con el mismo espesor; siendo el promedio de las experiencias obtenidas del orden del 50% (Paul et al, 1983).

Ahora para el revestimiento definitivo se tiene que cuando un soporte se encuentra sujeto a una prolongada sollicitación bajo cargas, suele manifestarse una apreciable reducción de su módulo elástico, debido al flujo plástico del concreto. En el Reglamento ACI 318-77 se recomienda que tal reducción se tome como el 50% del valor del módulo elástico inicial del mismo.

Con las consideraciones anteriores se procedió al cálculo del coeficiente de compresibilidad y de flexibilidad de los anillos, suponiendo que existe deslizamiento de suelo en el contacto por los altos valores de los esfuerzos cortantes en esta zona. A continuación se determinaron los elementos mecánicos y la presión ejercida por el revestimiento, encontrando que se encuentra cercana a la requerida para evitar el desarrollo de la zona plástica. Como paso siguiente se graficaron los esfuerzos radiales, tangenciales y cortantes en el suelo considerando el efecto del revestimiento.

Finalmente se procedió al diseño de las secciones de concreto. La capacidad resistente de las secciones se multiplica por 0.7 de su resistencia última en el rango de fuerza axial máxima y por 0.9, en el rango de momento máximos (recomendaciones ACI 318-77). El factor de carga a aplicar resulta de 1.4. De esta manera se obtienen los siguientes factores de seguridad.

$F_s = 1.4/0.7 = 2.00$ en el rango de compresión máxima.

$F_s = 1.4/0.9 = 1.56$ en el rango de momento máximos.

6. ESTABILIDAD DEL FRENTE DE LA EXCAVACION.

Empleando el criterio de Brooms se revisó la estabilidad del frente de excavación. Para el túnel circular este valor resulta de $F_s = 0.7$ lo que implica la falla del frente y por tanto la necesidad de llevar una presión de soporte al frente todo el tiempo.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Para la construcción de este túnel se ha pensado en el empleo de un escudo cerrado de frente presurizado con lodos bentoníticos. Lo anterior permitirá tener la presión de soporte necesaria para evitar la falla del frente o la plastificación del terreno. También se controlará la pérdida de terreno durante el proceso de excavación que se traduce en asentamientos superficiales, se evitará el empleo de

bombeo para la construcción del túnel y la colocación de dovelas dentro del faldón y la inyección posterior reducirán las deformaciones de terreno.

8. DEFORMACIONES EN SUPERFICIE.

El asentamiento máximo puede estimarse bajo la hipótesis que el volumen del asentamiento a presentarse será del orden de 1% del volumen de el túnel. Bajo excelentes condiciones de trabajo el asentamiento esperado sera de la mitad de esta cantidad. A este movimiento habrán de anadirse los asentamientos por consolidación a largo plazo. Los asentamientos durante el proceso constructivo están asociados con movimientos hacia el frente de trabajo, invasión del terreno circundante al espacio anular dejado por el faldón y flujo de material asociado a filtraciones de agua. El empleo del escudo con frente presurizado con lodo, la inyección de contacto y el sello entre dovelas reducirán drásticamente las deformaciones en superficie. Por otro lado, el cambio de esfuerzos efectivos en el suelo es mínimo y no se esperan deformaciones de importancia por este fenómeno. El cálculo total de hundimientos resultó en 1 cm.

PROYECTOS ESPECIALIZADOS DE INGENIERIA			
OBRA	TUNELES PARALELOS CON DOVELAS Y REV DEFINITIVO		
CLIENTE:	TREN URBANO		
LUGAR	PUERTO RICO		
FECHA:	ago-96	seleccionar suelo=1 roca=2	
	seleccionar tunel =1, lumbrera =2		
	seleccionar= 1		
DIAMETRO EXCAVAC (m)	7.0 dato		
RADIO EXCAVACION (m)	3.5		
PROF CENTRO TUNEL (m)	19.0 dato	SOBRECARGA	

θ en la clave		dato	profundidades		efectivo	efectivo	presion poro	E	Distancias		t/m2	t/m2
θ	rad	v	k _s	prof p/esizos	α _c	c _h	u	SUELO			P ₁	P ₂
grados				m	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2				
0	0.000	0.35	0.55	15.51	17.50	9.58	7.31	900.00	2a=	3.50	24.808	16.88.
30	0.524	0.35	0.55	15.97	17.78	9.74	7.77	900.00	2a=	6.99	25.557	17.511
45	0.785	0.35	0.55	16.53	18.12	9.92	8.33	900.00	3a=	10.49	26.446	18.24.
60	1.047	0.35	0.55	17.25	18.55	10.16	9.05	900.00	4a=	13.98	27.604	19.21.
90	1.571	0.35	0.55	19.00	19.60	10.73	10.80	900.00	5a=	17.48	30.400	21.53.
180	3.142	0.35	0.55	22.50	21.70	11.88	14.30	900.00	6a=	20.97	35.992	26.17.

078

079

Esfuerzos Radiales						Esfuerzos Tangenciales					
a	2a	σ_r		5a	6a	a	2a	σ_θ		5a	6a
		3a	4a					3a	4a		
0.00	16.38	20.88	22.56	23.36	23.80	25.86	21.36	19.06	18.15	17.70	17.10
0.00	16.53	20.33	21.72	22.37	22.73	35.02	24.53	21.84	20.84	20.37	20.12
0.00	16.76	19.86	20.95	21.45	21.73	44.69	27.93	24.83	23.74	23.24	22.97
0.00	17.16	19.56	20.35	20.70	20.89	55.21	31.75	28.18	26.99	26.45	26.10
0.00	18.64	20.45	20.97	21.18	21.29	69.67	37.72	33.45	32.07	31.46	31.13
0.00	24.23	30.54	32.88	33.99	34.59	42.53	33.03	29.45	28.06	27.39	27.03

REVDESF

sin revest =1 fi = 2.00
 con revest =2 P=6
 con rev =3 P=0
 selecc = 2

presion interior Vm2	E revest Vm2	a	2a	σ 3a	maximo 4a	5a	6a
15 429	790569.42	25.86	21.36	20.88	22.56	23.56	25.80
21 913	790569.42	35.02	26.60	25.28	25.19	25.25	25.52
28 758	790569.42	44.69	30.10	27.80	27.12	26.54	26.71
36 198	790569.42	55.21	33.17	29.97	28.91	28.43	28.17
46 430	790569.42	69.67	37.72	33.45	32.07	31.46	31.13
27 229	790569.42	42.53	33.03	30.54	32.38	33.09	34.59

a	2a	σ 3a	maximo 4a	5a	6a
-	16.38	19.06	18.15	17.70	17.46
-	14.45	16.89	17.38	17.50	17.53
-	14.59	16.89	17.58	17.85	17.99
-	15.74	17.78	18.43	18.72	18.83
-	18.64	20.45	20.97	21.18	21.29
-	24.23	29.45	28.06	27.39	27.03

desplazamientos radiales suelo en la cavidad con revestimiento					
a	2a	3a	4a	5a	6a
4.917	2.459	1.639	1.229	0.983	0.820
1.910	0.955	0.637	0.478	0.382	0.318
-1.212	-0.606	-0.404	-0.303	-0.242	-0.202
-4.505	-2.253	-1.502	-1.126	-0.901	-0.751
-8.404	-4.202	-2.801	-2.101	-1.681	-1.401
4.594	2.297	1.531	1.149	0.919	0.766

080

$s_1 > 1$
plastifica

dato

dato C t/m2	dato ↓	dato Cr remold. t/m2	dato φp remold.	cot φp	dato qu T/M2	condición de plastific.	R=0 σ1 requerido t/m2	Radio plastico permitido m	σ1 requerido	RADIO Z.PLAST. m
3.00	17.00	0.05	36.00	1.376	6.00	6.38	15.43	3.50	14.40	13.76
3.00	17.00	0.05	36.00	1.376	6.00	8.64	21.91	3.50	20.88	14.12
3.00	17.00	0.05	36.00	1.376	6.00	11.02	28.76	3.50	27.71	14.55
3.00	17.00	0.05	36.00	1.376	6.00	13.62	36.20	3.50	35.14	15.11
3.00	17.00	0.05	36.00	1.376	6.00	17.18	46.43	3.50	45.36	16.49
3.00	17.00	0.05	36.00	1.376	6.00	10.49	27.23	3.50	26.18	19.30

081

en la zona plastica Ko=1

esfuerzos radiales en la zona plastica											
$\sigma_r p$						σ_{tp}					
esf. r. p						esf. tan p					
t/m2						t/m2					
1(R-a)	2(R-a)	4(R-a)	6(R-a)	8(R-a)	(R-a)	1(R-a)	2(R-a)	4(R-a)	6(R-a)	8(R-a)	(R-a)
15 432	15 435	15 441	15 447	15 453	15 459	36 292	36 298	36 309	36 320	36 331	36 341
21 917	21 921	21 928	21 936	21 943	21 951	48 136	48 143	48 157	48 171	48 184	48 198
28 763	28 767	28 776	28 786	28 795	28 804	60 639	60 647	60 664	60 681	60 697	60 714
36 203	36 209	36 220	36 230	36 241	36 252	74 228	74 238	74 258	74 278	74 298	74 317
46 437	46 444	46 457	46 470	46 483	46 497	92 918	92 930	92 955	92 979	93 003	93 028
27 233	27 237	27 246	27 255	27 264	27 272	57 845	57 853	57 869	57 885	57 901	57 917

032

de 10 es
muy flexible

TUNEL CON REVESTIMIENTO

dato		dato		dato			D	C	F	
= 0 EN PARED		modulo unud	vχ	t	(1-2v)	(1-v)	(1-vχ ²)	relacion de	relacion de	
Ψ	suelo	concreto	espesor				diámetro	compresibili.	flexibilidad	
grados	M		concreto	m			medio			
rad							m			
90	1.57	1444.44	0.18	0.55	0.3	0.65	0.9676	7.0	0.017	0.419
60	1.05	1444.44	0.18	0.55	0.3	0.65	0.9676	7.0	0.017	0.419
45	0.79	1444.44	0.18	0.55	0.3	0.65	0.9676	7.0	0.017	0.419
30	0.52	1444.44	0.18	0.55	0.3	0.65	0.9676	7.0	0.017	0.419
0	0.00	1444.44	0.18	0.55	0.3	0.65	0.9676	7.0	0.017	0.419
270	4.71	1444.44	0.18	0.55	0.3	0.65	0.9676	7.0	0.017	0.419

083

seleccionar
existe adhesión completa =1

desplazamiento en interfaz			no existe adhesión =2 seleccionar= 2								esfuerzo tangencial		
$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\alpha 3$	esfuerzo radial			σ_p	t/m ²						
			a	2a	3a	4a	5a	6a	a	2a	3a		
-0.293	0.304	-0.043	27.996	26.509	25.519	25.219	25.074	24.994	14.389	15.586	16.254		
-0.293	0.304	0.043	28.375	25.212	24.264	23.955	23.809	23.729	15.043	18.058	18.843		
-0.293	0.304	-0.043	28.902	23.986	23.075	22.757	22.609	22.529	15.793	20.709	21.619		
-0.293	0.304	-0.043	29.725	22.934	22.055	21.722	21.572	21.491	16.724	23.670	24.719		
-0.293	0.304	-0.043	32.425	23.243	22.342	21.975	21.812	21.725	18.736	28.243	29.504		
-0.293	0.304	-0.043	41.481	38.485	37.044	36.598	36.384	36.265	21.540	24.176	25.217		

084

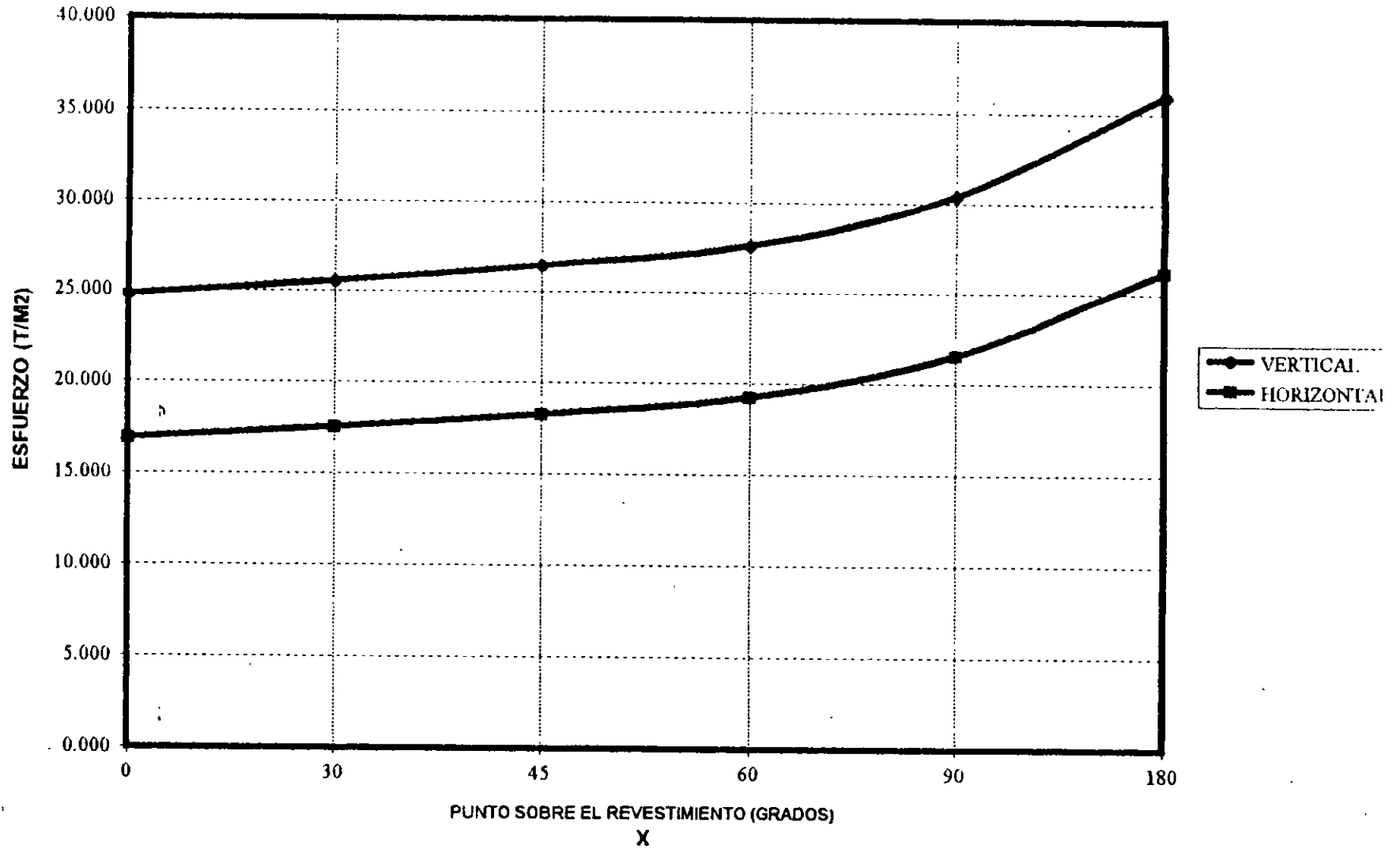
σ_{θ}			cortantes							esfuerzos normales sobre el revestimiento	
t/m ²			t/m ²							t/m ²	kg/cm ²
4a	5a	6a	a	2a	3a	4a	5a	6a	0.00	0.00	
16 521	16 650	16 722	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	192 29	19 23	
19 135	19 273	19 348	-6 36	-3 61	-3 49	-3 48	-3 48	-3 48	195 35	19 54	
21 938	22 085	22 165	-7 48	-4 24	-4 11	-4 09	-4 09	-4 09	199 45	19 94	
25 069	25 228	25 313	-6 64	-3 76	-3 64	-3 63	-3 63	-3 63	205 61	20 56	
29 908	30 089	30 185	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	224 78	22 48	
25 623	25 818	25 925	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	0 00	285 13	28 51	

080

para tunel profundo

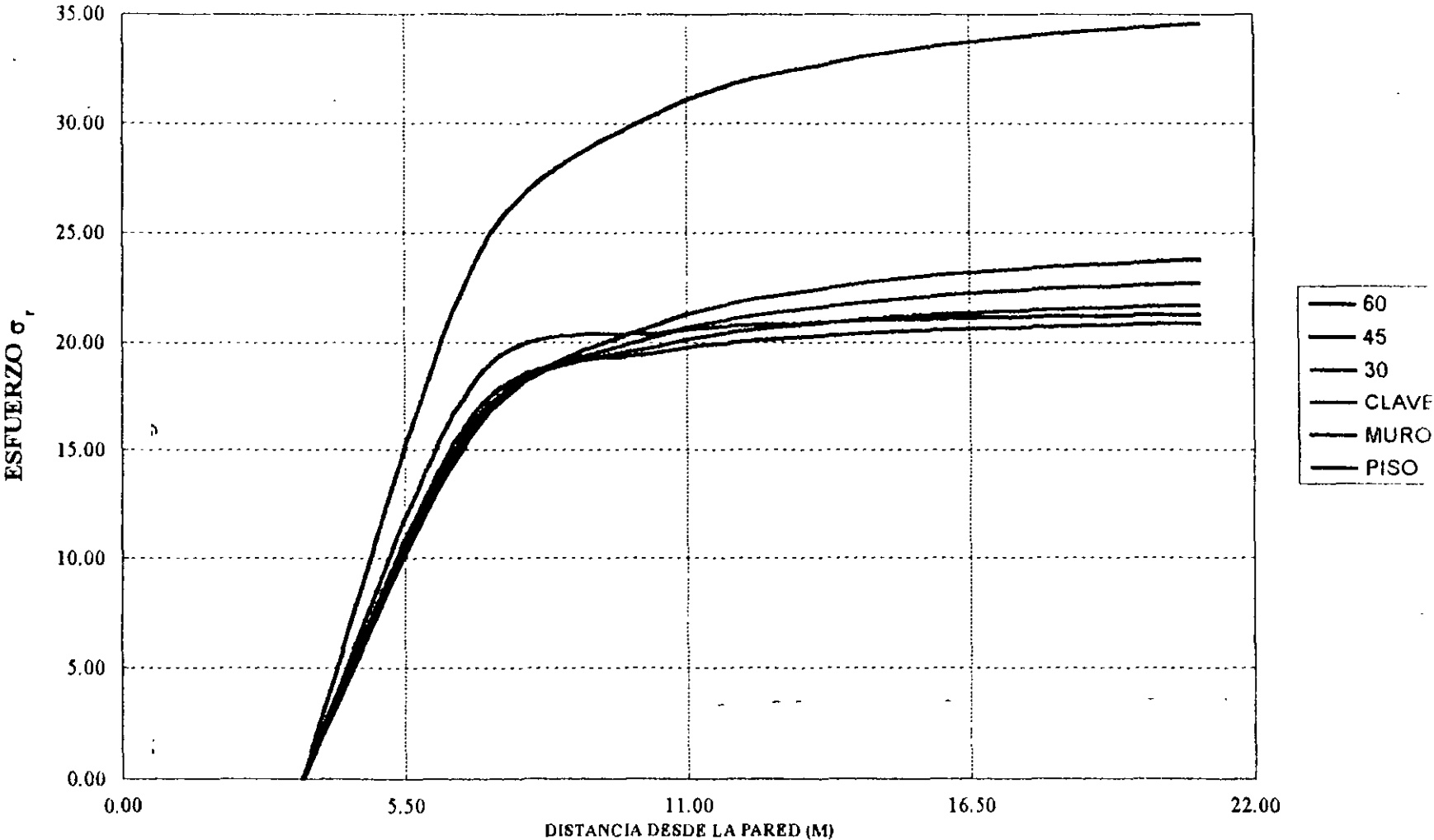
PRESION t/m2	b1	b2	fuerza normal ton	momento flexionante t-m	desplazamiento revestimiento cm	Fs (mm2) estabilidad del frente, suelos cohesivos
39.265	1.29	2.09	84.62	34.32	3.57E+00	0.70
39.890	1.29	2.09			1.87E+00	
40.727	1.29	2.09			7.19E-02	
41.985	1.29	2.09			-1.87E+00	
45.899	1.29	2.09	128.14	-38.43	-4.21E+00	
58.223	1.29	2.09	128.58	-42.54	5.18E+00	

ESFUERZOS INICIALES EN EL SUBSUELO TUNELES CIRCULARES



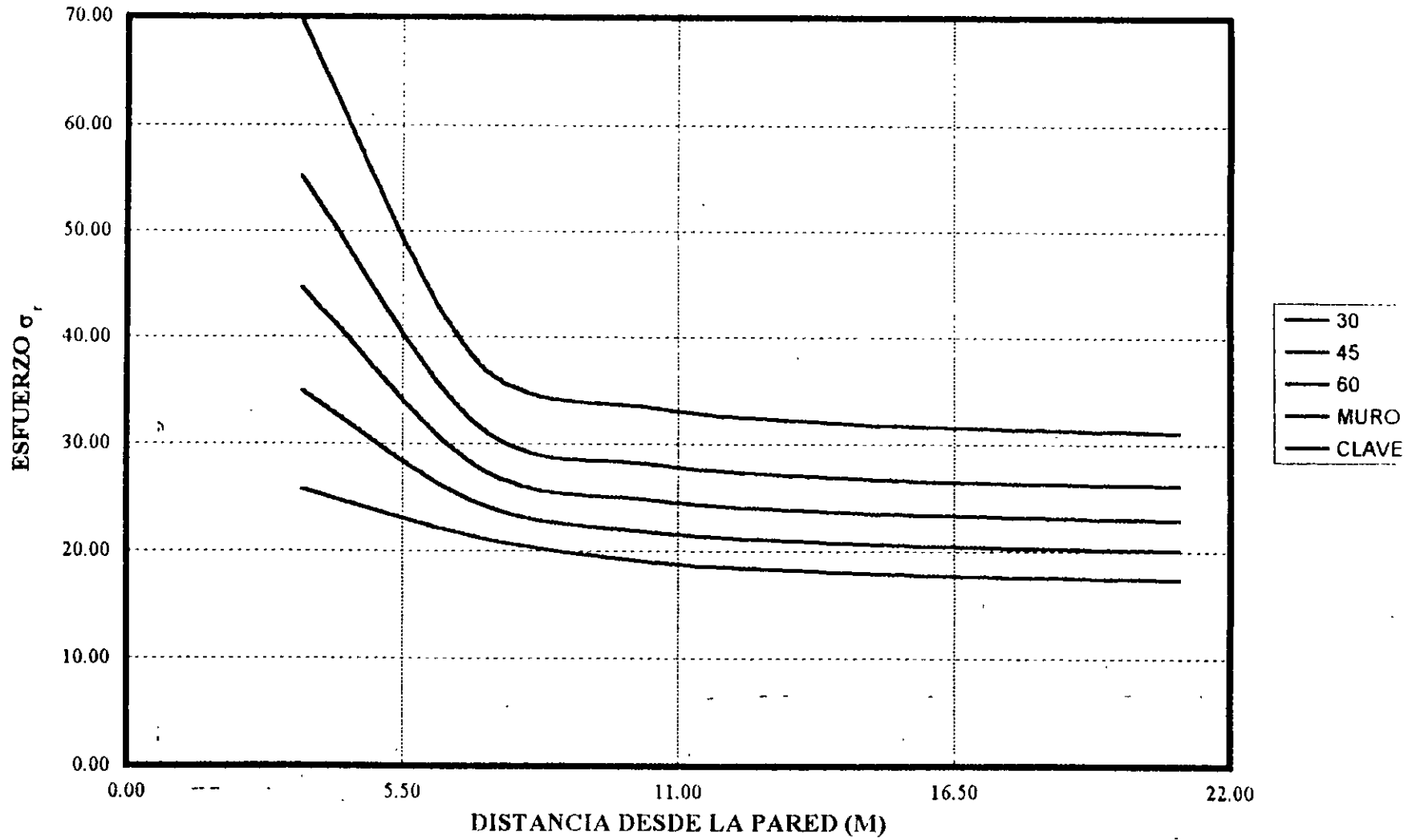
087

ESFUERZO ELASTICO RADIAL σ_r TUNELES CIRCULARES



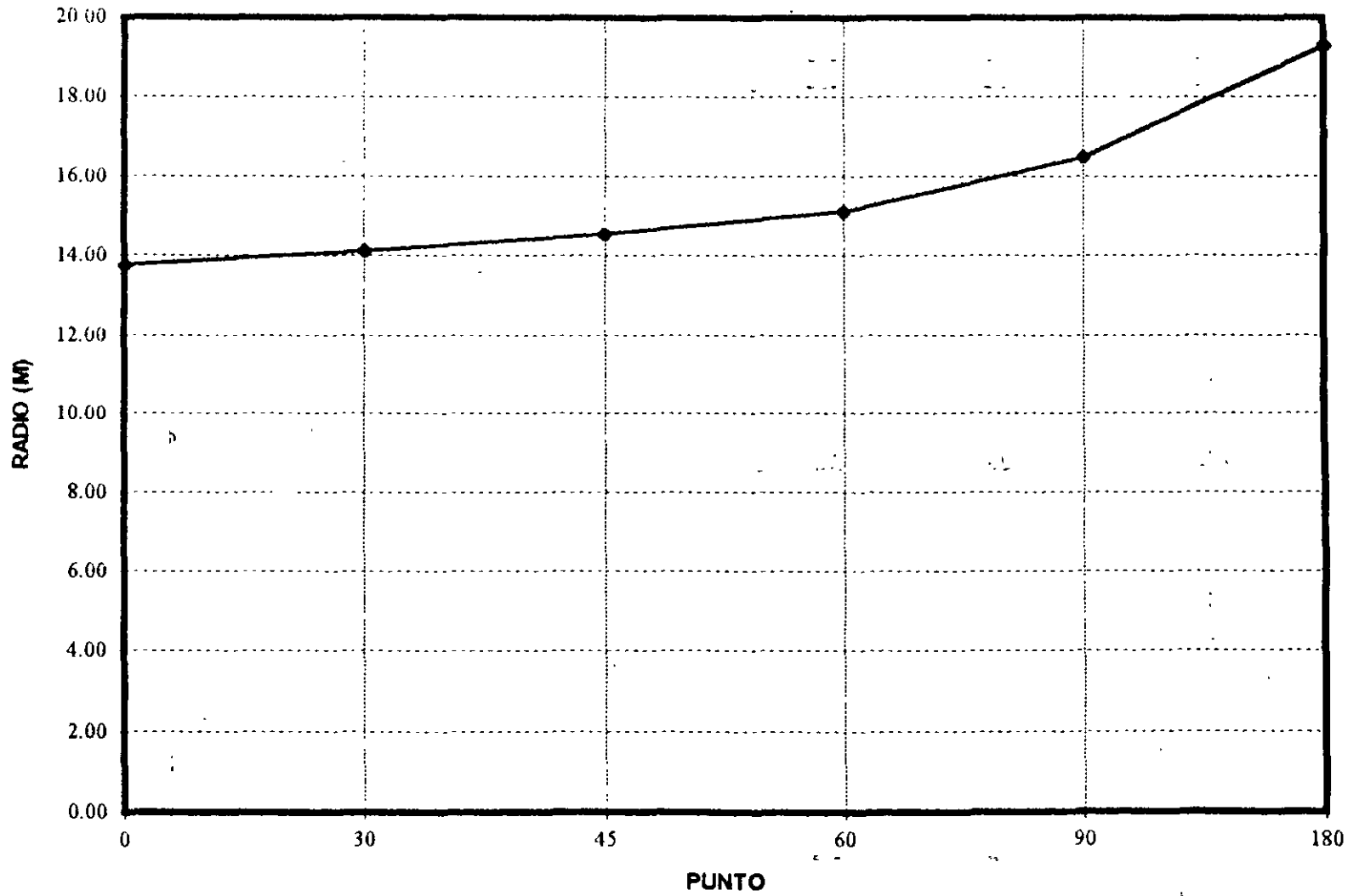
880

ESFUERZO ELASTICO TANGENCIAL TUNELES CIRCULARES



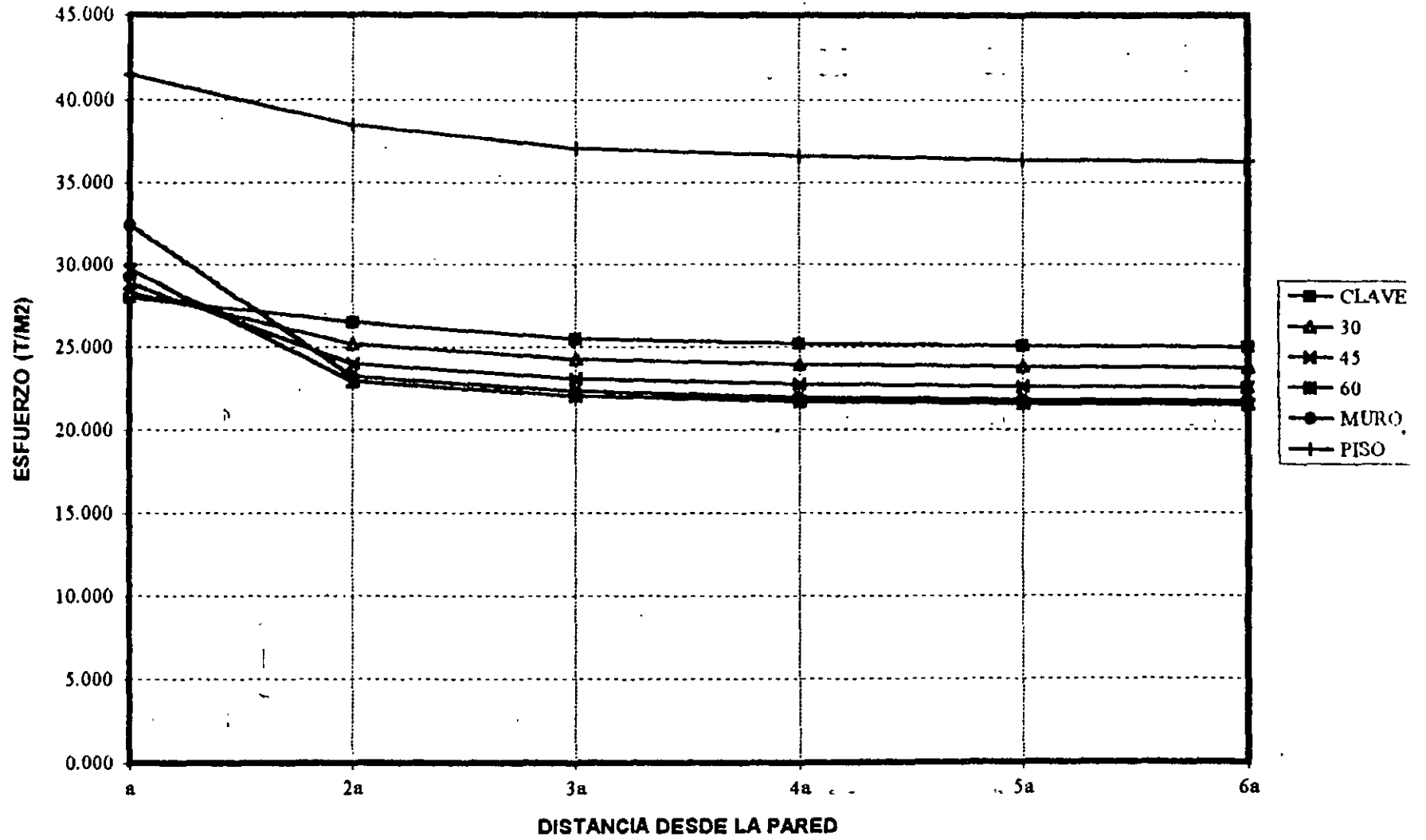
680

RADIO DE LA ZONA PLASTICA TUNELES CIRCULARES



090

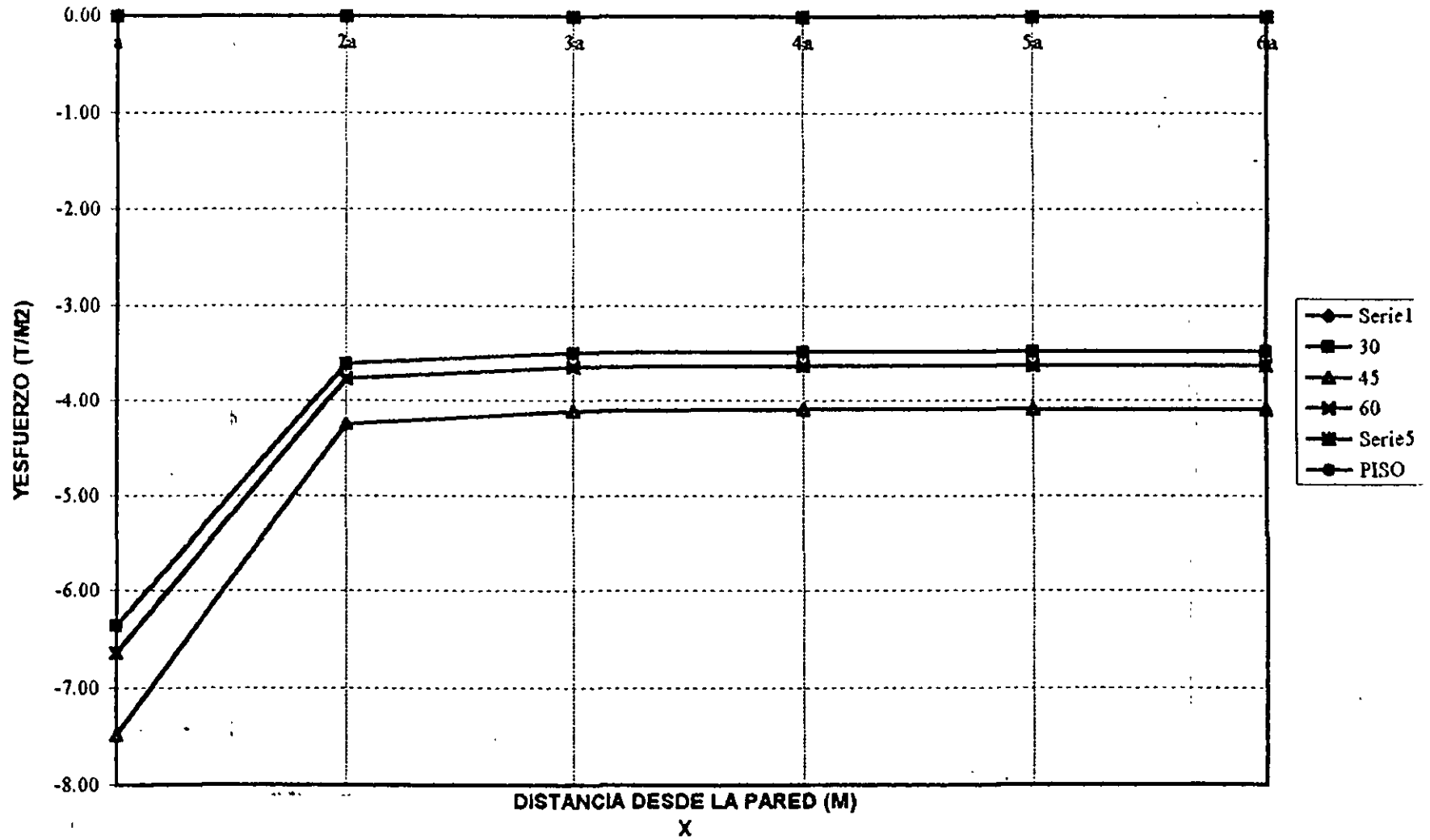
ESFUERZOS RADIALES
TUNELES CIRCULARES
TUNEL CON REVESTIMIENTO



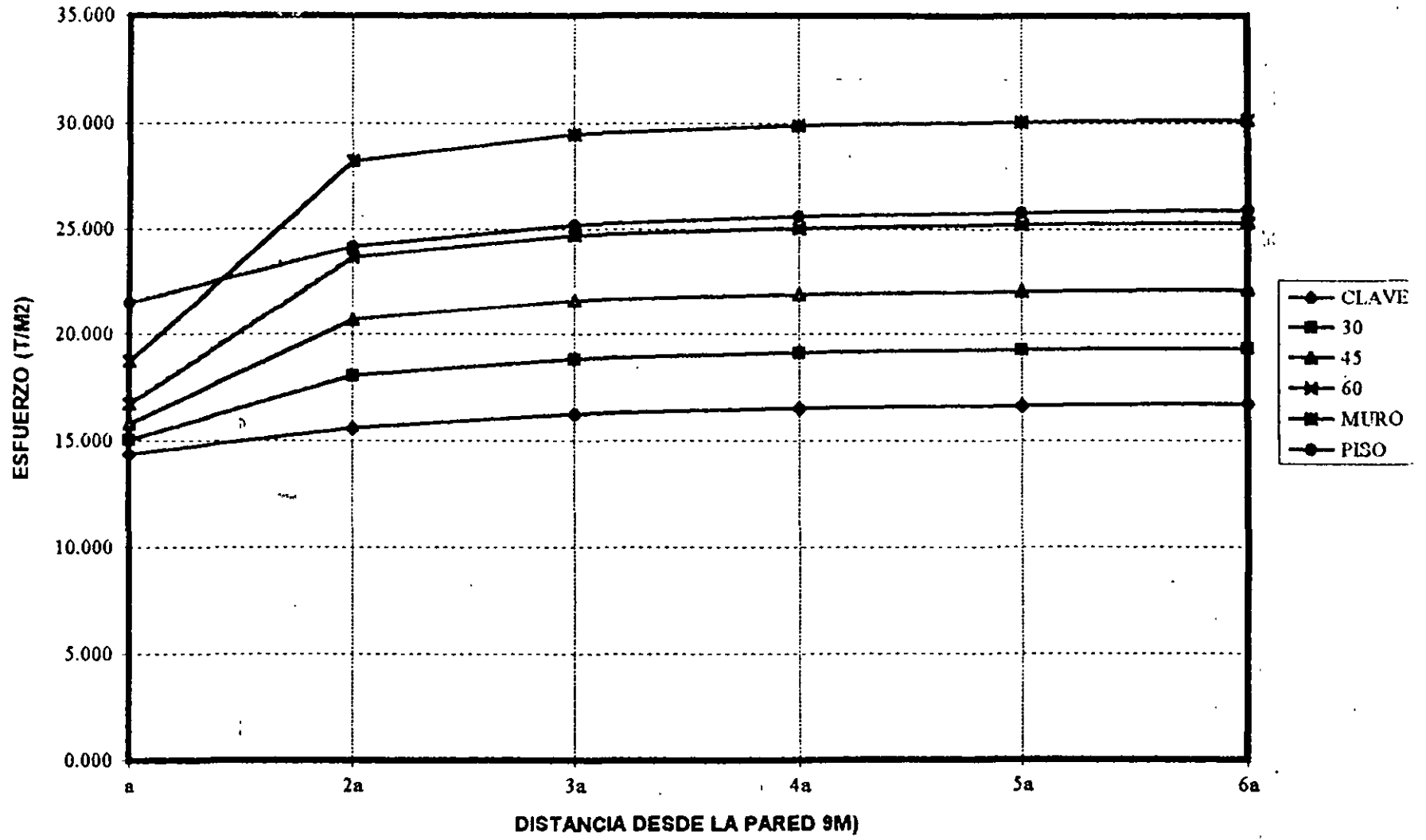
ESFUERZOS CORTANTES FINALES

TUNELES CIRCULARES

TUNEL CON REVESTIMIENTO



**ESFUERZOS TANGENCIALES
TUNELES CIRCULARES
TUNEL CON REVESTIMIENTO**



093

Modelización y análisis de excavaciones subterráneas en roca

Fermín Sánchez Reyes, Consultec Ingenieros Asociados S.C.

RESUMEN. El desarrollo tecnológico de las últimas décadas, especialmente en el área de la informática, ha permitido explotar recursos matemáticos de grandes alcances para el análisis de problemas de ingeniería de un alto grado de complejidad. Sin embargo, las herramientas numéricas con que contamos actualmente, no dejan de exigir un entendimiento profundo de los fenómenos físicos y por lo tanto, si no se emplean con bases sólidas y con el dominio de todos los factores que pueden influir en los resultados, éstas pueden representar armas de doble filo. El presente texto abordará los aspectos fundamentales (los mínimos básicos) que deben tenerse en cuenta al analizar una obra subterránea con el Método de los Elementos Finitos.

1.- CONCEPTOS BASICOS DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

1.1.- Definición:

El MEF es un método de resolución de sistemas de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, útil en el análisis de estados físicos de cuerpos complejos. Se basa en la discretización (subdivisión) de un espacio en un número finito de elementos estructurales interconectados en puntos nodales.

Para el tratamiento matemático de tal medio discretizado, en el caso de la mecánica de materiales, se emplean condiciones de equilibrio, compatibilidad de desplazamientos y relaciones esfuerzo-deformación (leyes constitutivas)

El MEF parte de las hipótesis de la Mecánica del Medio Continuo, del Principio del Trabajo Virtual y dependiendo del material que se quiere modelar y de su complejidad, puede apoyarse también en las Teorías de la Elasticidad y/o de la Plasticidad, y combinarse con las Teorías de Pequeñas o Grandes Deformaciones.

1.2.- Planteamiento del problema:

Se quiere conocer el estado físico (esfuerzos, deformaciones, p.e.) en un punto cualquiera de un cuerpo con geometría compleja y ciertas condiciones de carga, apoyo y frontera.

1.3.- Modelización del problema

En principio se requeriría obtener una serie de funciones $f(x, y)$, que primero relacionaran el valor de los desplazamientos en un punto del medio con los desplazamientos en todos los infinitos puntos del cuerpo, para después asociarlos con el estado de deformaciones y finalmente con el de esfuerzos. Al ser imposible encontrar tales funciones en un cuerpo de geometría compleja, éste se discretiza en un número finito de elementos interconectados, respetando en la medida de lo posible las fronteras de la geometría original y modelando de manera aproximada las condiciones de carga y apoyo a que está sujeto (fig. 1). Entonces, tratando cada elemento por separado, es posible encontrar *funciones de forma* (dependientes sólo de la geometría) que vinculen los desplazamientos en un punto de interés con los desplazamientos en los nodos del elemento que lo contiene (fig. 2). Por lo tanto, lo que se está haciendo es dar una solución aproximada a la función incógnita.

$$a[u(x, y), v(x, y)] \approx \hat{a}[\hat{u}(x, y), \hat{v}(x, y)]$$

donde:
 a es el campo de desplazamientos reales y \hat{a} es el campo de desplazamientos aproximados en el elemento

Hipótesis:

Mediante los valores de los corrimientos en los nodos pueden calcularse los de cualquier punto del elemento a través de una interpolación utilizando las funciones de forma N_i

$$\hat{u} = \sum_{i=1}^n N_i u_i \quad \hat{v} = \sum_{i=1}^n N_i v_i$$

(n = número de nodos)

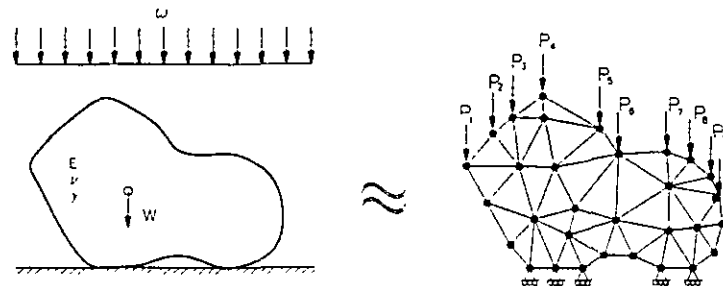
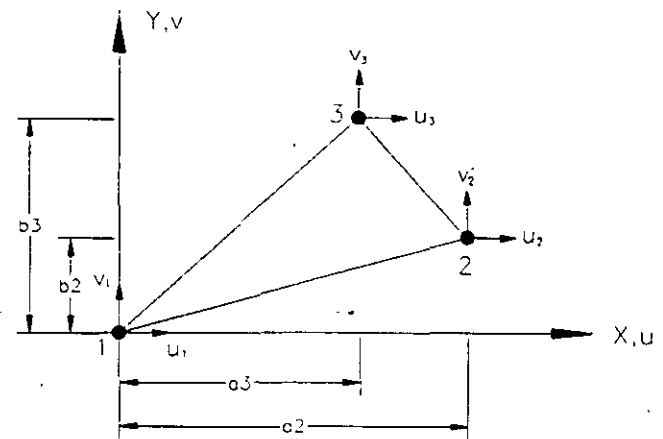


Fig. 1.- Discretización y modelización de las condiciones de carga y apoyo



(a y b son coordenadas locales del elemento)

Fig. 2 Dimensiones del elemento triangular y patrón supuesto de desplazamientos

Finalmente, la solución aproximada del campo de desplazamientos, expresada en forma matricial sería.

$$\hat{\mathbf{a}} = \begin{bmatrix} \hat{u} \\ \hat{v} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{bmatrix}$$

$$\hat{\mathbf{a}}^c = \mathbf{N}^c \mathbf{a}^c \quad (1)$$

1.4- Relación desplazamiento - deformación:

Según la Teoría de Pequeñas Deformaciones, los desplazamientos y las deformaciones de un medio continuo se relacionan de la siguiente manera:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \hat{\varepsilon}_x \\ \hat{\varepsilon}_y \\ \hat{\gamma}_{x,y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\delta \hat{u}}{\delta x} \\ \frac{\delta \hat{v}}{\delta y} \\ \frac{\delta \hat{u}}{\delta y} + \frac{\delta \hat{v}}{\delta x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\delta}{\delta x} & 0 \\ 0 & \frac{\delta}{\delta y} \\ \frac{\delta}{\delta y} & \frac{\delta}{\delta x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{u} \\ \hat{v} \end{bmatrix} = \mathcal{L} \hat{\mathbf{a}}$$

que en forma matricial se expresa como:

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathcal{L} \mathbf{N} \mathbf{a}^e$$

donde:

$$\mathcal{L} \mathbf{N} = \mathbf{B} = \begin{bmatrix} \frac{\delta N_1}{\delta x} & 0 & \frac{\delta N_2}{\delta x} & 0 & \frac{\delta N_3}{\delta x} & 0 \\ 0 & \frac{\delta N_1}{\delta y} & 0 & \frac{\delta N_2}{\delta y} & 0 & \frac{\delta N_3}{\delta y} \\ \frac{\delta N_1}{\delta y} & \frac{\delta N_1}{\delta x} & \frac{\delta N_2}{\delta y} & \frac{\delta N_2}{\delta x} & \frac{\delta N_3}{\delta y} & \frac{\delta N_3}{\delta x} \end{bmatrix}$$

\mathcal{L} es el operador diferencial y \mathbf{N} son funciones de forma tales que evaluadas en su correspondiente nodo son 1 y cero en los demás nodos

entonces

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathbf{B} \mathbf{a}^e \quad (2)$$

Donde \mathbf{B} sólo depende de la geometría

1.5 - Relación Esfuerzo - Deformación:

Los esfuerzos y las deformaciones se relacionan mediante una Ley Constitutiva que en el caso más simple corresponde a la elasticidad lineal:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (3a)$$

que expresada en forma incremental queda:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0) + \boldsymbol{\sigma}_0 \quad (3b)$$

donde \mathbf{D} es una matriz cuyos coeficientes se obtienen de las ecuaciones de Lamé (inversas de la Ley de Hooke Generalizada), que para elasticidad bidimensional y deformación plana se expresa como

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$$

1.6 - Resultantes de esfuerzos:

Una forma de simplificar el problema es reemplazar los esfuerzos uniformes actuando en los bordes de los elementos por fuerzas resultantes en los nodos. La figura 3 ilustra un arreglo de fuerzas nodales estáticamente equivalentes para cada componente de esfuerzo. Las fuerzas nodales expresadas en términos de las tres componentes de esfuerzo son:

$$p_{x1} = \frac{1}{2} [(b_2 - b_3)\sigma_x + (a_3 - a_2)\tau_{xy}]$$

$$p_{y1} = \frac{1}{2} [(a_3 - a_2)\sigma_y + (b_2 - b_3)\tau_{xy}]$$

$$p_{x2} = \frac{1}{2} [b_3\sigma_x + a_3\tau_{xy}]$$

$$p_{y2} = \frac{1}{2} [-a_3\sigma_y + b_3\tau_{xy}]$$

$$p_{x3} = \frac{1}{2} [-b_2\sigma_x + a_2\tau_{xy}]$$

$$p_{y3} = \frac{1}{2} [a_2\sigma_y - b_2\tau_{xy}]$$

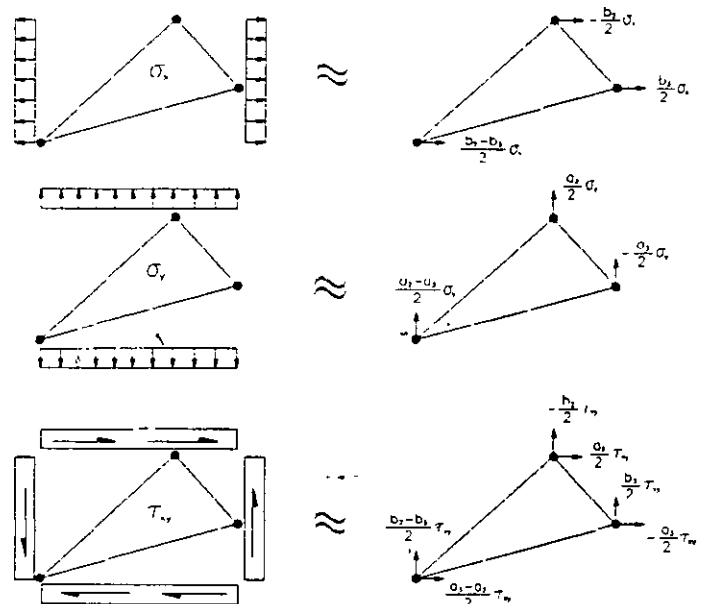


Fig. 3.- Fuerzas equivalentes en los nodos

1.7.- Planteamiento general del problema (fig. 4):

El principio más importante en el desarrollo teórico de los Elementos Finitos es el equilibrio de fuerzas dentro y fuera del medio. Esto consigue aplicando el Principio del Trabajo Virtual el cual dice que el

trabajo producido por las fuerzas internas en un medio (esfuerzos) es igual al trabajo producido por las fuerzas externas (en el contorno, t , y másicas, b ,) y cuya expresión general se escribe como:

$$\int_V (\sigma \epsilon) dv = \int_V (\mathbf{b} \mathbf{u}) dv + \int_S (\mathbf{t} \mathbf{u}) ds \quad (5)$$

La aplicación de este principio a un elemento finito consiste en hacer que las fuerzas en los nodos sean estáticamente equivalentes al total de las fuerzas por unidad de volumen (internas) del elemento. Para lograrlo, el procedimiento más simple consiste en imponer un desplazamiento nodal arbitrario (virtual) e igualar el trabajo interno y el producido por las vanas fuerzas y esfuerzos durante dicho desplazamiento.

Llamemos \mathbf{p}^e al vector de fuerzas nodales equivalentes a los esfuerzos y cargas distribuidas en los bordes de los elementos (ecs. 4) y $\mathbf{b}(b_x, b_y)$ al vector de fuerzas másicas en el interior del elemento. Luego, al desplazamiento virtual lo llamaremos $\Delta \mathbf{u}^e$.

De (1) y (2) tenemos

$$\Delta \mathbf{a}^e = \mathbf{N} \Delta \mathbf{u}^e \quad \text{y} \quad \Delta \epsilon = \mathbf{B} \Delta \mathbf{a}^e$$

El trabajo producido en los nodos es la suma de los productos de las componentes individuales de fuerzas por sus respectivos desplazamientos:

$$\mathbf{p}^e \Delta \mathbf{a}^{eT}$$

y el trabajo interno por unidad de volumen producido por los esfuerzos y a fuerzas másicas es:

$$\Delta \epsilon^T \sigma - \Delta \mathbf{a}^T \mathbf{b}$$

donde:

$$\hat{\epsilon}^e = \mathcal{L} \mathbf{N} \mathbf{a}^e; \quad \hat{\epsilon}^e = \mathbf{B} \mathbf{a}^e \quad \text{y} \quad \hat{\mathbf{a}}^e = \mathbf{N}^e \mathbf{a}^e$$

por lo tanto:

$$\Delta \mathbf{a}^{eT} (\mathbf{B}^T \sigma - \mathbf{N}^T \mathbf{b})$$

El total del trabajo interno en el elemento se obtiene integrando la expresión anterior respecto al volumen. Después, para expresar el equilibrio, se iguala esta integral con el trabajo externo:

$$\delta \mathbf{a}^{eT} \mathbf{p}^e = \delta \mathbf{a}^{eT} \left[\int_V \mathbf{B}^T \sigma dv - \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dv \right]$$

$$\mathbf{p}^e = \int_V \mathbf{B}^T \sigma dv - \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dv$$

luego:

$$\sigma^e = \mathbf{D} \epsilon^e \quad \text{y} \quad \epsilon^e = \mathbf{B} \mathbf{a}^e$$

finalmente:

$$\mathbf{p}^e = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{a}^e dv - \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} dv \quad (6)$$

de donde se obtiene la matriz de rigideces \mathbf{K}^e del elemento, la cual se expresa como:

$$\mathbf{k}^e = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dv \quad (7)$$

1.8.- Generalización para la totalidad del dominio:

El Principio del Trabajo Virtual se puede extender a todo el dominio Ω mediante un proceso de ensamblaje que sigue la misma aproximación directa de equilibrio. La expresión final del problema para el cuerpo completo queda:

$$\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{F} \quad (8)$$

donde:

\mathbf{K} es la matriz de rigideces del problema, simétrica, en banda, definida positiva y de dimensiones $2n_n \times 2n_n$ (n_n = número de nodos de la malla)

\mathbf{a} es el vector de desplazamientos de la totalidad de la malla

\mathbf{F} es el vector de fuerzas nodales de la totalidad de la malla que incluye las cargas externas (condiciones de frontera) y los esfuerzos iniciales

EN RESUMEN:

Queremos relacionar esfuerzos con desplazamientos ($\sigma \rightarrow \mathbf{a}$):

Primero;

desp. \rightarrow (funciones de forma + op. diferencial) \rightarrow deformaciones

$$\mathbf{a} \rightarrow (\mathcal{L}, \mathbf{N}) \rightarrow \epsilon$$

Segundo; deformaciones \rightarrow (ley constitutiva) \rightarrow esfuerzos

$$\epsilon \rightarrow (\mathbf{D}) \rightarrow \sigma$$

1.9.- Problemas no lineales:

We have no idea of how many nervous breakdowns are precipitated by the persistent failure of computer programs to solve nonlinear problems.

Irons and Ahmad (1980)

Usualmente los materiales no se comportan de acuerdo con una relación esfuerzo-deformación de tipo lineal. La no linealidad del material se puede expresar como:

$$\sigma = \mathbf{C}(\epsilon) \epsilon \quad (9)$$

donde la matriz \mathbf{C} es una función del nivel de deformación.

Para una solución numérica del problema resulta esencial un proceso iterativo. Esto se lleva a cabo resolviendo el problema lineal varias veces a través de la ley constitutiva (3) donde los parámetros de \mathbf{D} y/o los valores de σ_0 y ϵ_0 se ajustan hasta que (3) y la relación no lineal del material (9) arrojen el mismo resultado.

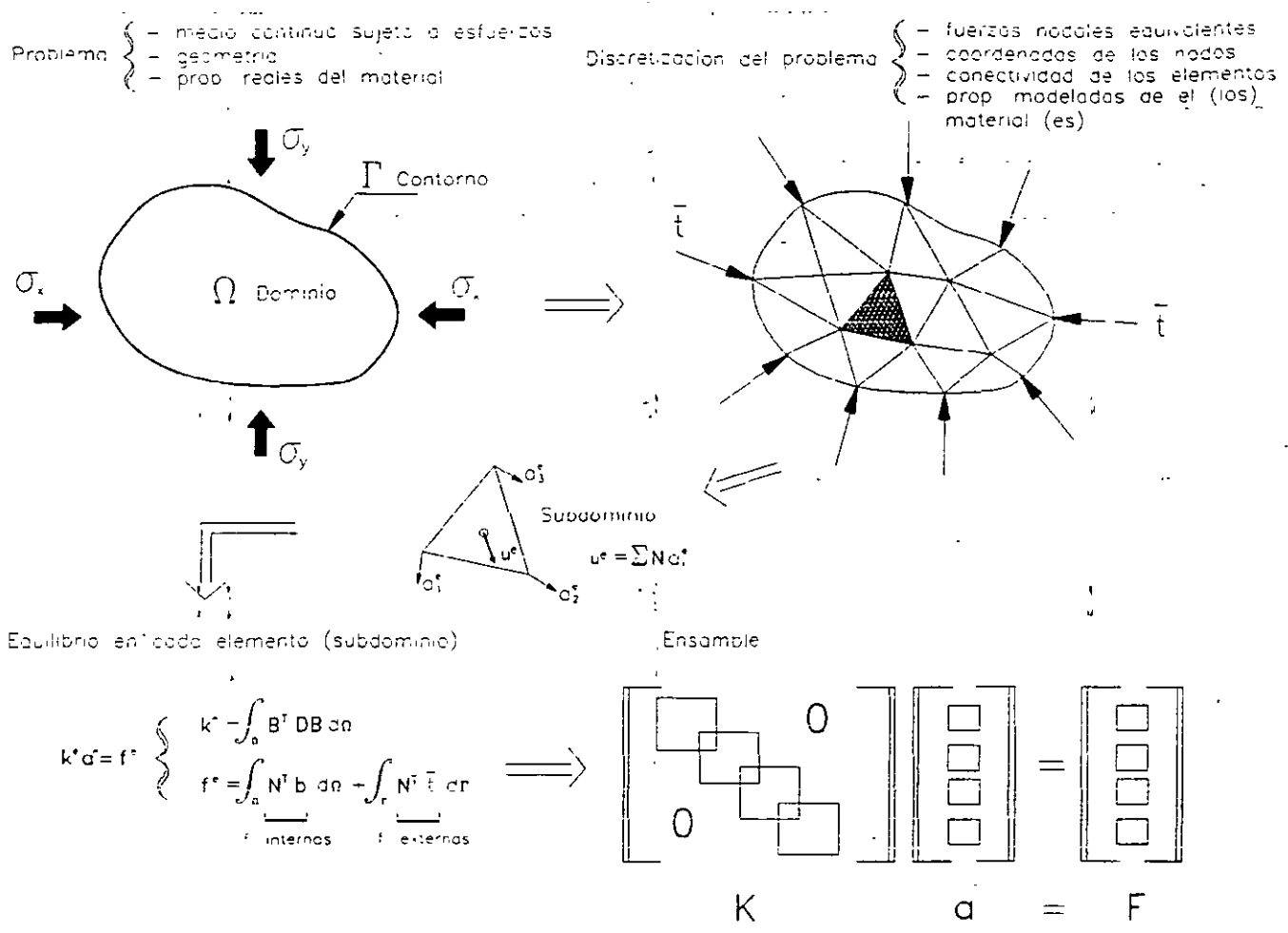


Fig. 4.- Esquema general del problema

Cuando el proceso iterativo se conduce ajustando los parámetros de D, éste se conoce como *proceso de rigidez variable* (o Newton-Raphson), dado que la matriz elástica es ahora una función de el estado de deformación. Este proceso implica que la matriz de rigideces K tiene que ser reformulada y resuelta para cada iteración. Por tal razón este método no se aplica usualmente en la formulación no lineal.

Sin embargo, si el esfuerzo inicial se utiliza como un parámetro variable, es decir, que σ_0 se puede obtener explícitamente del estado actual de deformaciones, la desventaja anteriormente mencionada deja de existir. A este procedimiento se le conoce como *Método del Esfuerzo Inicial* o *Newton-Raphson Modificado*. El estado de esfuerzos puede ser determinado en cada paso a través de la relación esfuerzo-deformación (9). Luego la diferencia entre el esfuerzo obtenido de (3) y el obtenido de (9) sirve como carga para la siguiente iteración (fig. 5).

Este mismo procedimiento puede aplicarse también si en vez del esfuerzo, es la deformación la que se obtiene explícitamente de la relación no lineal. En este caso la diferencia de deformaciones es la que sirve de carga para obtener el siguiente estado de esfuerzos.

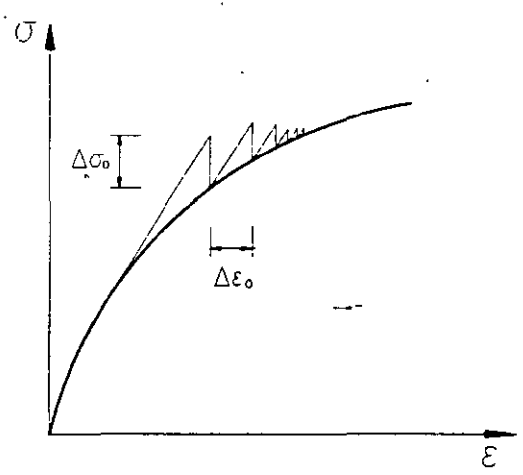


Fig. 5.- Método del Esfuerzo Inicial

2.- MODELO GEOMECÁNICO DE LA EXCAVACIÓN

En el estudio de una excavación subterránea, que se pretende analizar por algún método numérico es necesario, en una etapa previa a la modelización matemática, comprender bien, todos, o por lo menos gran parte de los factores que van a influir en el comportamiento de la obra. Actualmente los programas de computadora para análisis geotécnico nos permiten tomar en cuenta muchísimos aspectos fundamentales para la aproximación del problema real. Es importante destacar que estos aspectos, los cuales se describirán a continuación, en muchas ocasiones son imprescindibles de tomar en cuenta, y el hecho de ignorarlos o desconocerlos puede tener como consecuencia un resultado completamente ajeno al que posteriormente presentará la excavación.

Los modelos geomecánicos en el caso de excavaciones pueden plantearse simplemente en papel ya que será el procedimiento de análisis numérico el que se encargue de proporcionar los resultados que servirán como base del diseño o prediseño en un proyecto. Con esto nos referimos a que el concepto *modelo geomecánico* también es aplicable, por ejemplo, a un modelo físico a escala reducida. La ventaja de los procedimientos numéricos es precisamente que, siendo cuidadosos en la modelización, estos pueden darnos una idea muy completa de la posible respuesta de un medio físico ante excitaciones externas sin la necesidad de invertir grandes sumas de dinero y tiempo en laboratorio.

Un modelo geomecánico es el resultado de la integración completa de todos los estudios de campo y laboratorio previos a la realización del proyecto. Esto incluye, en el caso más completo posible, topografía, clasificación litológica, geología estructural, estudios geofísicos, estudios geohidrológicos, resultados de pruebas de resistencia de los materiales, mediciones o estimaciones de estados iniciales de esfuerzos, aproximación mediante un modelo constitutivo adecuado del posible comportamiento del macizo, etc. Además, el modelo debe tomar en cuenta las características geométricas de la excavación, si ésta se realizará por etapas y la secuencia de las mismas y la interacción con sistemas de soporte y estabilización. También es necesario contemplar los distintos mecanismos de inestabilidad que se pueden presentar en la excavación como pueden ser fallas, sistemas importantes de fracturamiento, desprendimiento de bloques, presión por hinchamiento, comportamiento de fluencia lenta, etc.

2.1.- Parte geológica-geomorfológica

2.1.1 - Topografía

Al modelar geomecánicamente una excavación, es importante determinar si la topografía será factor de influencia en el comportamiento tenso-deformacional del macizo. Esta influencia será función directa de la profundidad a la que se va a analizar la obra. Cuando en superficie tenemos un terreno muy irregular, en las primeras decenas de metros hacia el interior (fig. 6a), esta condición será sin lugar a dudas determinante en el estado inicial de esfuerzos y en la forma en que estos se redistribuirán a la hora de perturbar el macizo. Conforme la obra subterránea se encuentre más profunda (fig. 6b), la influencia de la topografía dejará de ser factor determinante en la orientación de los esfuerzos principales y dejará este papel al peso propio de la masa de roca y a la posible presencia de un tectonicismo (fig. 6).

2.1.2.- Litología

El tipo de roca en que se encuentre la obra determinará en buena medida el comportamiento del macizo ante la excavación y la forma en que éste interactuará con las estructuras de soporte y estabilización. Bajo condiciones de roca muy favorables, la excavación posiblemente no necesitará sistemas de soporte temporal ni definitivo y bajo condiciones muy desfavorables la obra sólo podrá ser construida con la ayuda inmediata de estos sistemas. En ciertas zonas donde la geología es muy cambiante, ambos extremos pueden ser encontrados

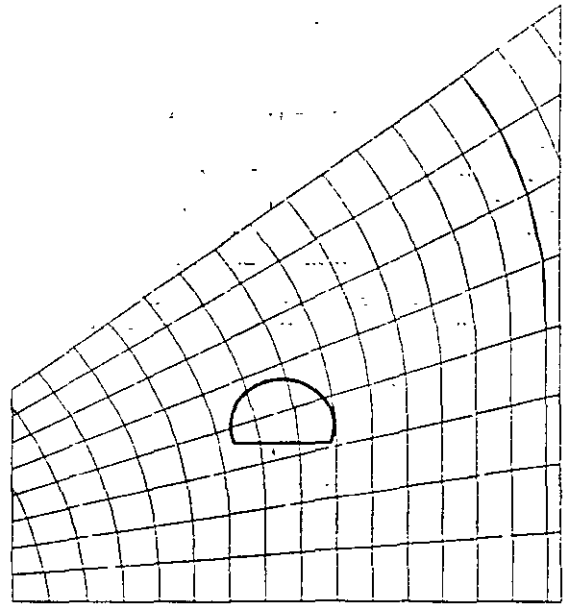


Fig. 6a.- Caso de una excavación en que la topografía influye en el estado inicial de esfuerzos

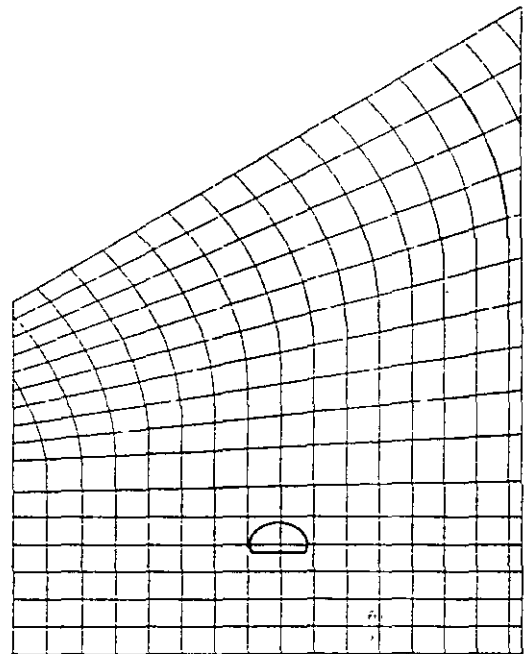


fig. 6b.- Caso de una excavación en que la topografía deja de influir en el estado inicial de esfuerzos

en una misma obra. Por lo tanto los modelos computacionales se deben poder adecuar sección a sección a las distintas condiciones de comportamiento anticipadas [ref. 3]

De acuerdo con Szechy [ref. 4] existen básicamente tres tipos de comportamiento según las características litológicas del macizo. En rocas sólidas (elásticas) y suelos no cohesivos, por ejemplo, la casi totalidad de las deformaciones en un punto del macizo ocurren en un lapso que va desde que el frente de la excavación se encuentra a unos cuantos metros de distancia, hasta unos instantes después del

momento en que el frente alcanza este punto. En este tipo de rocas la influencia del tiempo en el proceso de redistribución de esfuerzos con su consiguiente estabilización en las deformaciones no parece tener demasiada importancia. La estabilidad de la excavación no estará en juego por grandes deformaciones sino más bien por otros efectos como el "aflojamiento" de la roca debida, entre otras cosas a la decompresión, la cual favorece la apertura de juntas y que es de particular significancia en la clave de un túnel.

Por el contrario en rocas pseudosólidas (plásticas), la ocurrencia de defectos estructurales del macizo así como su frecuencia y orientación generalmente no representa el factor más importante a considerar en la estabilidad, sino más bien las propiedades de deformabilidad y resistencia del material alrededor de la excavación [ref. 3]. Las deformaciones se presentan en todas direcciones y se hacen patentes en una notable reducción de la sección transversal de la excavación. Los movimientos usualmente son dependientes del tiempo. Al efecto que tiene este tipo de comportamiento sobre las estructuras de soporte se le conoce como "presión genuina de montaña"

El tercer tipo de comportamiento que puede presentar una excavación se debe al hinchamiento de materiales expandibles. En arcillas, margas y algunas pizarras el hinchamiento se debe a la absorción de agua a través de la estructura de los minerales arcillosos. De estos minerales, los que poseen un potencial más grande de hinchamiento son los que pertenecen al grupo de las montmorionitas

Diferentes litologías

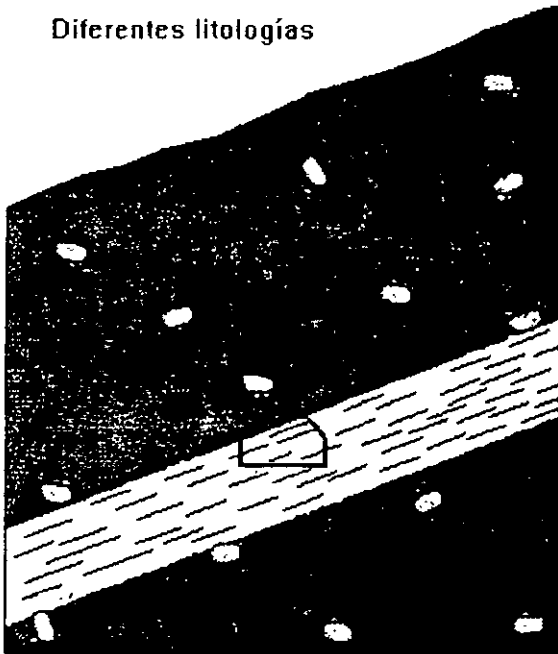


Fig. 7 - El modelo debe permitir ajustarse a cambios litológicos

2.1.3.- Geología estructural.

La presencia de discontinuidades importantes en el macizo, muchas veces es el factor más significativo en la inestabilidad de una excavación, por varias razones: la posible formación de bloques potencialmente inestables, la generación de una marcada anisotropía que fuera desfavorable para la obra o el paso a través de una falla que tuviera como consecuencia la no estabilización de las deformaciones, etc (figs. 8 y 9).

2.2.- Parte geométrica

El Metodo de los Elementos Finitos es una herramienta que además de proporcionarnos grandes alcances en cuanto al cálculo de estados físicos, también nos permite modelar el problema geométrico de manera muy aproximada. De hecho, el grado de aproximación geométrica al que

se quiera llegar dependerá de las necesidades y recursos del estudio. Actualmente, los programas disponibles en el mercado nos permiten generar mallas bastante similares al caso real estudiado sin necesidad de invertir demasiadas horas en la discretización del medio, en el caso de análisis bidimensionales. Por lo tanto es factible que el modelo geomecánico contemple la geometría exacta de la sección, así como las dimensiones de las distintas etapas de la excavación.

Grandes Discontinuidades

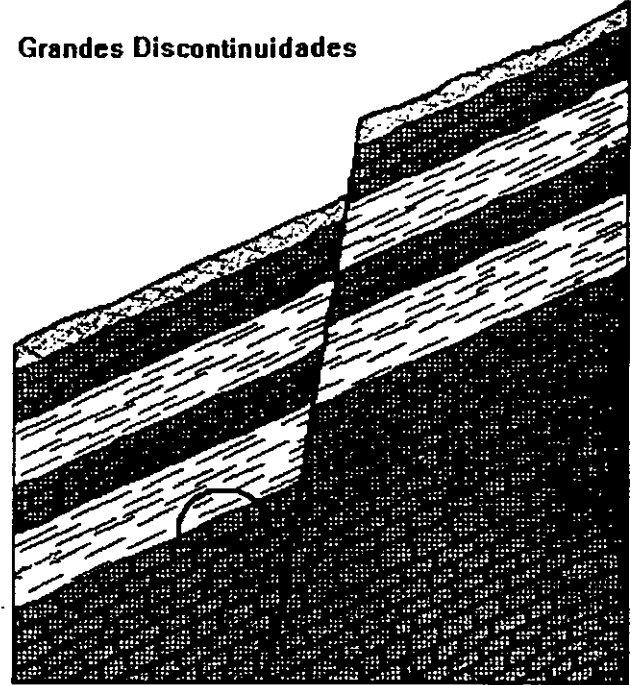


Fig. 8

ANISOTROPIA

Familia de discontinuidades

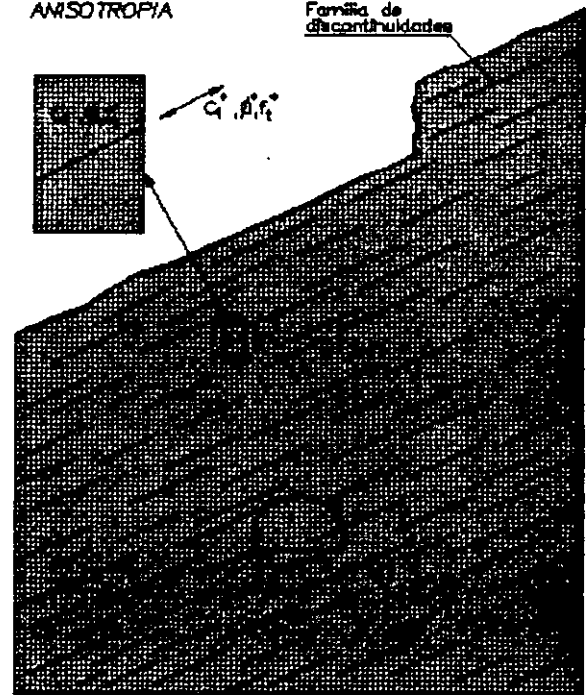


Fig. 9

Otro aspecto importante de las características geométricas del modelo es el referente a las fronteras de la malla. Dependiendo del tipo de análisis que se pretenda realizar se deberán fijar las fronteras de modo

que las condiciones de apoyo de la malla no influyan en la redistribución de esfuerzos. Por ejemplo, en un análisis lineal-elástico, la zona perturbada de la malla se considerará únicamente como el hueco que quede debido a la excavación. En cambio en un análisis elastoplástico, la zona perturbada corresponderá, además del hueco, del área en la que se extiendan las llamadas "zonas plastificadas" (elementos en los que el material ha alcanzado su límite de resistencia y se comporta plásticamente) alrededor de la excavación. No existe un criterio preestablecido sobre cuanto se debe extender la malla más allá de la zona perturbada pero sí hay algunas recomendaciones al respecto basadas en la experiencia. Como sea si al momento de realizar el análisis se observa una clara influencia de las fronteras en los nuevos estados de esfuerzo, será necesario extender más la malla.

Una simplificación posible en el modelo consistiría en reducirlo dadas ciertas condiciones de simetría. Si la sección es perfectamente simétrica en el eje vertical y no se toma en cuenta la influencia de una superficie de terreno irregular, es factible generar sólo la mitad de la malla y si existe simetría en todas direcciones (excavación circular, p.e.) se puede reducir el modelo a un sólo cuadrante.

2.3.- Modelo del Material

En el planteamiento geomecánico de una excavación es de fundamental importancia la correcta (o aproximada) modelización del material, en cuanto a sus propiedades mecánicas como en su relación esfuerzo deformación (ley constitutiva). El resultado que obtengamos del análisis de esfuerzos dependerá en gran medida estas características. En el presente texto trataremos sólo de manera superficial tres tipos de modelos básicos en la Mecánica de Rocas. El modelo elástico lineal representa una simplificación muy poco aproximada de la realidad física de un problema geotécnico, sin embargo, bajo ciertas consideraciones teóricas, que se verán mas adelante, resulta práctico y económico. El modelo elastoplástico perfecto, en combinación con una condición de fluencia adecuada a la geotécnica puede representar una buena y útil aproximación, además este modelo puede ser descrito en términos de un reducido número de parámetros fácilmente interpretables aún en el caso anisótropo. El tercer tipo de modelo que trataremos es el del tipo "Time dependent" que toma en cuenta la influencia del tiempo en la redistribución de estados de esfuerzos y deformaciones.

Es indispensable destacar que estos modelos constituyen avances teóricos importantísimos en el entendimiento del comportamiento de los materiales pero que, particularmente en el caso de la geotécnica, todavía presentan importantes limitaciones y ciertas desventajas.

Una de las principales limitaciones y que hoy en día continúa siendo uno de los escollos más difíciles de librar de la geotécnica es la identificación de los parámetros de los materiales. Aún la alta sofisticación de los actuales aparatos de ensayo en laboratorio presenta problemas que hacen cuestionables los resultados obtenidos de las muestras. Pero la más grande dificultad la encontraremos al pretender extrapolar estos resultados a la gran masa de roca que se tratará de modelar

Además [ref 3] cuando consideramos que las propiedades del material también son dependientes de la presencia de agua y del método de excavación, aumentan las limitaciones particularmente en los procesos computacionales.

2.3.1.- Material elástico lineal:

El modelo elástico lineal es el más simple de los modelos que se pueden utilizar. Este modelo depende sólo de la ley de Hooke, la cual para isotropía toma en cuenta únicamente dos parámetros, E y ν . La relación esfuerzo deformación se expresa como.

$$\sigma = D\varepsilon$$

donde D es la matriz de coeficientes de Lamé, anteriormente descrita.

Los modelos elásticos lineales tienen la ventaja de que consumen mucho menos tiempo de cómputo que los no lineales y son útiles en el caso de problemas en los que a priori es posible saber que los esfuerzos estarán muy alejados de los estados de rotura. En otras circunstancias suelen ser muy poco representativos de la realidad.

2.3.2.- Material Elasto-Plástico:

Un material se considera elastoplástico si más allá de un cierto estado de carga conserva parte de su deformación, es decir que después de descargarlo no recupera su estado original.

La deformación, resistencia y comportamiento de un material elastoplástico estarán definidas por la ley de Hooke, una superficie de fluencia y una regla de flujo. La ley de Hooke se refiere básicamente a la relación que representan los parámetros de deformabilidad del material E, ν , G entre los esfuerzos y deformaciones. La superficie de fluencia es una representación gráfica de la ecuación que determina la frontera entre el espacio del comportamiento elástico y el plástico. Por lo general en geotécnica, las superficies de fluencia más comúnmente utilizadas son la de Mohr-Coulomb y su forma extendida, Drucker-Prager. De acuerdo con el criterio de fluencia de Coulomb para un material isotrópico, no ocurrirá la falla del material si el punto considerado en el espacio de los esfuerzos cumple, en cualquier dirección con [ref. 3]:

$$|\tau| < \sigma \tan \phi + c \quad (1)$$

donde c y ϕ son los "parámetros de resistencia" del material, cohesión y ángulo de fricción interna respectivamente, y τ y σ los esfuerzos cortante y normal.

Con el fin de dar una explicación sencilla de estos conceptos utilizaremos únicamente la formulación para estado plano de deformaciones.

Para un estado plano de deformaciones se debe cumplir con la siguiente relación.

$$\sigma_1 \geq \sigma_3 = \sigma_z \geq \sigma_2$$

La ecuación (1) mediante una sencilla transformación (Shield, 1955), utilizando los círculos de Mohr, conduce a una expresión de la superficie de fluencia en términos de esfuerzos principales:

$$F = \sigma_1 - m\sigma_2 - \sigma_c \leq 0 \quad (2)$$

donde:

$$m = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{y} \quad \sigma_c = 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

A modo de poder dar un tratamiento uniforme a materiales isotrópicos y anisótropos es necesario expresar (2) en términos de las componentes σ_x , σ_y y τ_{xy} . La expresión de la superficie de fluencia queda entonces:

$$F_1 = 4\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 - \left[(\sigma_x + \sigma_y) + 2 \cot \phi \right]^2 \sin^2 \phi = 0 \quad (3)$$

En la modelización del material será imprescindible tomar en cuenta el comportamiento a tensión, para lo cual se debe tener una superficie de fluencia para el espacio negativo de los esfuerzos. Llamamos β_z a la resistencia a la tensión, y la superficie de fluencia F_2 se expresa como:

$$F_2 = 4\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 - (\sigma_x + \sigma_y + 2\beta_z)^2 = 0 \quad (4)$$

Si el material se encuentra estratificado, o contiene un arreglo más o menos constante de juntas, se puede escribir otra superficie de fluencia F_3 que modele estos planos de debilidad. Si llamamos a los parámetros de resistencia en estos planos como c^* y ϕ^* la expresión se escribe como:

$$F_3 = |\tau_{xy}| - \sigma_y \tan \phi^* - c^* = 0 \quad (5)$$

Las superficies F_1 y F_2 representan conos circulares derechos en el espacio σ_x , σ_y y τ_{xy} , con el comienzo de F_1 y el final de F_2 en el origen del sistema coordenado, mientras que F_3 está representado por un plano que corta a los conos F_1 y F_2 (figura 6).

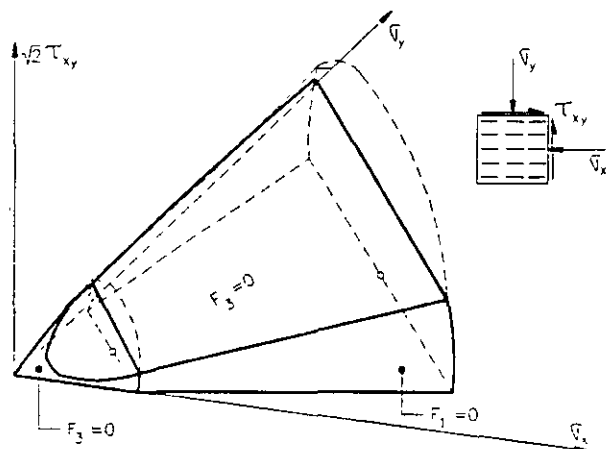


Fig. 10.- Superficies de fluencia de Coulomb y plano anisótropo

2.3.3.- Material visco-plástico [ref. 5]

La aplicación del Método de los Elementos Finitos al Análisis de obra subterránea ha jugado un papel muy importante en los últimos años en el entendimiento de los fenómenos de redistribución de esfuerzos y estados de deformación. A pesar de la utilización de modelos elastoplásticos muy avanzados para rocas y materiales sueltos, todavía existe un gran número de fenómenos que no pueden ser descritos, por ejemplo, en el caso especial de túneles construidos de acuerdo con los principios del Nuevo Método Austriaco de Tünelo, los cuales toman en cuenta fenómenos reológicos marcadamente tridimensionales y la interacción de la masa rocosa con elementos de estabilización como el concreto lanzado.

Es a través de análisis de tipo viscoplástico o viscoelástico que ciertos problemas como la optimización del tiempo de endurecimiento de concreto lanzado, el momento en que el invert debe ser excavado o la colocación del revestimiento definitivo, pueden ser simulados en el modelo numérico.

Los fundamentos del análisis viscoelástico y viscoplástico se conocen desde hace muchos años, sin embargo este tipo de modelos ha sido

utilizado en la práctica común sólo hasta fechas recientes. Existen básicamente dos problemas en este tipo de análisis. Primero existe muy poca información sobre las funciones de viscosidad y fluencia lenta macizo rocoso. Segundo los cálculos viscoplásticos requieren más tiempo de cómputo que los elastoplásticos especialmente cuando se utiliza una función de fluencia lenta de tipo exponencial.

Debido a la ausencia de valores de las características reológicas de casi todos los tipos de rocas y macizos que se necesitan para realizar estos cálculos, es común que los programas de elementos finitos que incluyen esta formulación utilicen modelos viscoplásticos simples con el propósito de calibrarlos en procesos de "back analysis" con valores de los parámetros medidos en campo. La regla de flujo más simple en viscoplasticidad es la que ilustra el modelo mecánico unidimensional de la figura 11. En este modelo la deformación está compuesta de una parte elástica y una parte viscoplástica:

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^{vp} = \epsilon^e + \dot{\epsilon} \Delta t \quad (6)$$

donde:

$$\epsilon^e = D^{-1}\sigma \quad (7)$$

El diagrama esfuerzo-deformación se puede describir como sigue: si los esfuerzos son tales que no alcanzan el esfuerzo de fluencia del elemento de St. Venant σ_F , no se producen deformaciones viscoplásticas, esto significa que las deformaciones son puramente elásticas. Si el esfuerzo sobrepasa este límite, el elemento de St. Venant solo puede recibir σ_F y permite solo deformaciones plásticas. Estas son recibidas por el elemento de Newton donde se supone que:

$$(\sigma - \sigma_F) = \eta \frac{\delta \epsilon}{\delta t} = \eta \dot{\epsilon} \quad (8)$$

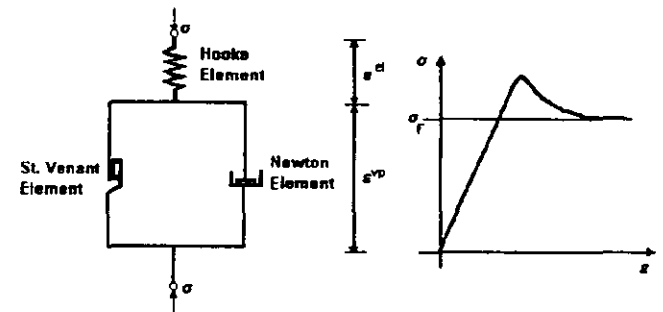


Fig 11.- Modelo viscoplástico

La deformación dependiente del tiempo en el elemento de Newton causa que la deformación en el elemento de Hooke decaiga y entonces, de acuerdo con (7), también el esfuerzo σ en el sistema, siempre y cuando la deformación del sistema completo se mantenga constante. En un tiempo $t = \infty$, σ decae a σ_F . El incremento de deformación viscoplástica, se puede escribir según la plasticidad basada en esfuerzos como:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\delta \epsilon_{vp}}{\delta t} = \gamma \left\langle \Phi \left(\frac{F}{F_0} \right) \right\rangle \frac{\delta Q}{\delta \sigma} \quad (9)$$

donde el primer término es el parámetro del material que generalmente es función del tiempo y de las deformaciones totales.

El segundo término incluye la superficie de fluencia F y F_0 que es un valor de referencia de F . Mediante el uso de F_0 finalmente se determina el valor de la deformación incremental. Para una superficie de fluencia tipo Mohr-Coulomb $F_0 = c \cos \phi$.

Φ es la función de fluencia lenta (creep function) que se determina empíricamente con pruebas de laboratorio, sin embargo es posible utilizar una función de tipo exponencial como:

$$\Phi\left(\frac{F}{F_0}\right) = \left(\frac{F}{F_0}\right)^n$$

3.- ESFUERZOS " IN SITU "

Uno de los problemas más inciertos en Ingeniería Geológica es la determinación del estado tensional en el interior de un macizo rocoso. Una de las principales dificultades es cómo saber "a priori" si los esfuerzos predominantes son de tipo puramente geostático o si además se tienen esfuerzos por efectos tectónicos.

En cuanto al estado de esfuerzos geostático sabemos que los esfuerzos verticales obedecen una ley aproximadamente lineal en función del peso específico del material y de la profundidad. Sin embargo, los esfuerzos horizontales no varían con relaciones fácilmente identificables. En análisis y diseño de estructuras subterráneas resulta imprescindible conocer el estado de esfuerzos completo, por lo que en la etapa previa a la apertura de la excavación es necesario establecer una serie de hipótesis sobre la relación $k_0 = \sigma_v / \sigma_h$, basadas en la experiencia del proyectista y en las aproximaciones empíricas propuestas por algunos autores (Regla de Heim, Hoek y Brown, p.e.), basadas en estadísticas de mediciones "in situ". La relación que propone la teoría de la elasticidad ($k_0 = \nu / 1 - \nu$) resulta poco aproximada en Mecánica de Rocas. Después será importante estudiar el posible comportamiento del macizo y la estructura interactuante bajo distintas combinaciones de dicha relación.

Hoek y Brown nos dicen que k_0 varía con la profundidad de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{100}{z} + 0.3 \leq k_0 \leq \frac{1500}{z} + 0.5$$

Sin embargo esta relación suele arrojar valores que muchas veces no tiene sentido, sobretodo cuando se trabaja a poca profundidad, por lo que hay que tomarla con cierta precaución.

Por otro lado la geología influye, en muchas ocasiones, de manera determinante en el estado primario de esfuerzos en un macizo. Las formas principales de influencia de la geología pueden ser: esfuerzos tectónicos (residuales)(fig. 12), anisotropía debida a estratificación y/o fracturamiento o distribuciones asimétricas de esfuerzos relacionadas con la orientación de discontinuidades mayores en la vecindad.

La única forma de aproximarse sensiblemente a la realidad del estado de esfuerzos en un macizo rocoso es realizando mediciones en varios puntos de la zona de interés, lo cual en la generalidad de los proyectos no resulta justificable por razones económicas y por la gran complejidad de este tipo de pruebas.

Para la generación de un estado primario de esfuerzos geostático a utilizar en un análisis numérico, cuando se trata de un estudio convencional, las únicas herramientas que tendremos a nuestro alcance son las ecuaciones de la estática. Es posible siempre crear en nuestro modelo un estado de esfuerzos "teórico" (figs. 6) previo al análisis de la excavación, que tome en cuenta, tanto el peso de los materiales y la

profundidad, como la geometría de la superficie del terreno natural en caso de que esta se considere influyente. En cuanto a la determinación de esfuerzos tectónicos, se puede tomar en cuenta tanto la experiencia un geólogo como, en caso de existir, algún estudio regional de orientaciones de esfuerzos principales.

Esfuerzos tectónicos

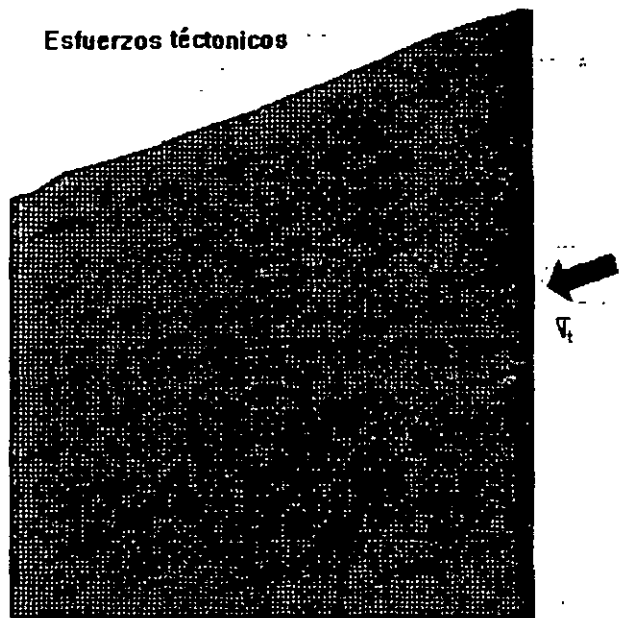


Fig. 12

4.- MODELIZACIÓN DE LA EXCAVACIÓN POR ETAPAS [ref. 6]

Los esfuerzos y deformaciones en muchas estructuras dependen significativamente de la historia y detalles del procedimiento constructivo y las cargas. Aunque se podrían citar muchos ejemplos de diversas disciplinas de la ingeniería civil, el reconocimiento de esta situación es de particular importancia en la ingeniería geotécnica.

Las situaciones que aquí describiremos involucran cambios mayores en la configuración de la estructura debido a la remoción de algunas componentes. Cuando el comportamiento del material es inelástico, el estado final de las deformaciones puede depender de manera muy importante en la secuencia de los eventos. Por esto, el primer requisito que debe cumplir un programa de elementos finitos es el de ser capaz de realizar cálculos en serie, es decir que a partir de un cierto estado del problema, se debe poder realizar una corrida subsiguiente, partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones alcanzado hasta ese momento. De manera contraria, cuando el material es elástico lineal, la solución obviamente no puede depender del número o la secuencia de pasos de excavación.

Es importante verificar que el programa de elementos finitos que se va a utilizar en el análisis, cuente con un tratamiento matemático adecuado para la modelización de los procesos de excavación. Esto debido a que en la literatura se han reportado algunos errores conceptuales (difíciles de detectar a simple vista) en los métodos convencionales de análisis de excavaciones. Esto es sencillo de verificar si se prueba el programa simulando una excavación simple en un material elástico, primero en varias etapas y luego en una sola. Si no se llega al mismo resultado de desplazamientos y esfuerzos querrá decir que el programa no da el tratamiento adecuado al problema.

La forma en que debe plantearse el equilibrio del sistema a fin de que sea consistente con la realidad física de las excavaciones, se omitirá en este texto, pero aclararemos que básicamente consiste en que la formulación debe tomar en cuenta la alteración debida a la remoción de algunos de los elementos, es decir que debe contar con la habilidad de

desactivar elementos de tal modo que el ensamble de las rigideces, la generación de los vectores de fuerzas externas e internas reflejen apropiadamente los cambios de geometría en el sistema.

5.- PREDISEÑO DE UNA OBRA SUBTERRÁNEA

Para realizar el análisis de una obra subterránea es, en la mayoría de los casos, imprescindible recurrir a técnicas numéricas por computadora. Las soluciones analíticas presentan una gran cantidad de limitaciones y los resultados obtenidos con ellas suelen estar demasiado alejados de la realidad. Lo anterior no quiere decir que las soluciones numéricas necesariamente serán de una mayor aproximación. Para lograr esto es necesario recorrer un largo camino que forzosamente tendrá que estar ligado a la observación del comportamiento de la obra (instrumentación) y a pruebas muy refinadas de campo y laboratorio. Además se debe contar con un programa que cuente con las herramientas necesarias para reproducir el comportamiento de un macizo con todas, o casi todas, las particularidades que éste pueda tener.

5.1.- Estabilidad del túnel

La magnitud de la presión de roca varía en un intervalo entre dos extremos: la carga geostática completa y la carga nula debida a la perfecta y rápida redistribución de esfuerzos en el medio, y el consecuente detenimiento de las deformaciones.

De acuerdo con Széchy: *En suelos no cohesivos y en roca sólida, el tipo de presión que debe considerarse como la más importante es la "presión de alojamiento", mientras que en suelos cohesivos y roca pseudosólida, la presión genuina de montaña es la que deberá tomarse más en cuenta.*

La "presión de alojamiento" es un fenómeno que consiste en el desarrollo de una zona de material "aflojado", generalmente sobre la clave de la excavación y que se debe a la combinación de varios factores: por un lado, la decompresión de la roca por la relajación de esfuerzos que produce la apertura de las juntas; también está directamente relacionada con la redistribución de los esfuerzos, la cual, produce la plastificación de la zona que circunda a la excavación, rompiendo y degradando el material; por otro lado tenemos la alteración que la intemperie produce sobre la roca. El hecho de que esta presión se desarrolle sobre la bóveda de la excavación se debe al efecto de la gravedad.

Durante muchos años la "presión de alojamiento" jugó un papel importantísimo en el diseño de los sistemas de soporte en túneles y, de hecho, se publicaron muchísimas teorías para estimar la magnitud del volumen de roca gravitando sobre la excavación (Terzagui, Bierbaumer, Protodiakonov, Barton, Széchy, etc) Sin embargo, todas estas teorías son anteriores al desarrollo de las nuevas filosofías de autosoporte y autoestabilización de la roca circundante. El actual entendimiento de estos fenómenos nos permite saber que si la roca es protegida adecuadamente, los efectos naturales de arqueo del terreno (que son el principio físico fundamental en la estabilidad de las cavidades subterráneas), no tienen porqué terminar por degradar el material en la clave, convirtiéndolo en un peligro potencial para la estabilidad. Hoy en día sabemos que al colocar sistemas de estabilización como las anclas y el concreto lanzado favorecemos de manera muy importante la conservación de la zona de compresiones al rededor de la cavidad y que con estas medidas se reduce notablemente la formación de zonas aflojadas en la clave. Por lo tanto, consideramos que las teorías antes mencionadas son demasiado conservadoras e imprecisas si se construye con los métodos actuales, por lo menos en una gran cantidad de casos.

Un caso en el que resulta todavía necesario tener en cuenta este tipo de presión es cuando la excavación se realiza en un macizo altamente fracturado y a muy poca profundidad. En estas circunstancias es factible, aun si se han colocado sistemas de estabilización como anclas y concreto lanzado, que se formen chimeneas de tamaño muy importante que incluso pueden alcanzar la superficie del terreno. En

estos casos, si nos queremos asegurar de que estamos del lado de la seguridad podemos considerar la carga geostática completa.

La *presión genuina de montaña* se genera por una redistribución gradual del estado de esfuerzos en el macizo rocoso, lo cual produce una deformación también gradual (con respecto al tiempo) del contorno excavado. Esta presión ocurre cuando es colocado el sistema de soporte (temporal o definitivo) y los esfuerzos aun no han terminado su redistribución y, por lo tanto, los corrimientos hacia el interior de la excavación se siguen produciendo, ocasionando que el medio empuje contra el soporte.

Estimar "a priori" la magnitud de esta presión resulta siempre muy difícil por los siguientes motivos:

- desconocimiento del estado de esfuerzos verdadero del macizo rocoso (¿esfuerzos geostáticos y/o tectónicos?, relación σ_v / σ_h , etc)
- medio no homogéneo, no continuo, anisótropo
- desconocimiento de los valores verdaderos de los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo (E , ν , c , ϕ)
- desconocimiento de la magnitud de la deformación instantánea de la excavación y del porcentaje de la deformación total que ésta representa, así como de la velocidad con que el macizo continuará deformándose posteriormente y del tiempo en que éste tenderá a estabilizarse

En una etapa de prediseño es factible recurrir a algunas herramientas que nos podrían dar una aproximación de cuales serán los requerimientos de estabilización y soporte de una excavación. Pero no debemos perder de vista nunca el hecho de que estamos partiendo de muchísimas hipótesis que nos ayudan a resolver el problema de cálculo, y que a fin de cuentas nos alejan de la realidad. Estos cálculos deben servir únicamente para plantear las distintas soluciones posibles, para tener una idea de los costes de la obra, de las medidas de seguridad que hay que tomar, etc, pero sabiendo siempre que todas estas estimaciones estarán sujetas a cambios importantes durante la ejecución de la obra.

Las obras subterráneas tienen la característica de que el diseño definitivo no puede, ni debe ser presentado antes de observar y medir el comportamiento del macizo durante la construcción. Los proyectos de este tipo se deben terminar junto con la obra y los modelos de análisis y diseño deben ser constantemente retroalimentados con los resultados de las medidas "in situ" para poder llegar a una aproximación más o menos cercana a la realidad. Sólo procediendo de esta forma podemos alcanzar un diseño óptimo y seguro de las estructuras.

5.2.- Prediseño del revestimiento definitivo

A grandes rasgos el proceso de diseño de un revestimiento definitivo para un túnel en roca, como se realiza hoy en día, se describe de la siguiente manera:

En una primera etapa, es necesario conocer las propiedades de la roca en que se va a trabajar. Esto es que litológicamente las rocas presentan comportamientos muy variados: una caliza seguirá pautas muy diferentes a las de un granito o una marga, que se traducen, por ejemplo, en formas de presión distintas. Por otro lado, el tipo de las discontinuidades, su orientación y el nivel de fracturación determinan el grado de anisotropía del macizo y la clase de inestabilidades que pueden ocurrir. Es decir que, es de fundamental importancia comprender al macizo en cuanto a sus propiedades físicas, estructurales para poder anticipar su posible comportamiento y

entonces elegir correctamente el tipo de análisis que se ha de llevar a cabo.

Una vez entendido el concepto del macizo, se deben conocer de manera fiable las propiedades de resistencia y deformabilidad que posee. La estimación de parámetros es uno de los más grandes problemas de la Mecánica de Rocas, primero por la difícil fiabilidad de las pruebas de campo y laboratorio que están a la mano de los proyectistas, segundo, por que en ocasiones, los alcances económicos y el tiempo en que se hacen los estudios no dan para profundizar mucho en el tema. Por esto, siempre resulta sensato hacer análisis paramétricos y presentar los distintos resultados que dan los análisis al considerar diferentes combinaciones de las propiedades del macizo.

Pasada esta etapa es posible plantear un modelo geomecánico (en papel) que, para ser completo, debe tener en cuenta, además de lo anteriormente mencionado, las distintas etapas de excavación, con su respectiva secuencia, así como los diferentes sistemas de soporte y estabilización que a priori se determinaron como factibles para la obra

Entonces, este modelo se puede discretizar en elementos finitos, mediante un programa que al menos cumpla las siguientes características:

- debe contar con leyes constitutivas elastoplásticas, adecuadas a la mecánica de rocas Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek y Brown, p.e.), permitiendo la entrada de parámetros como c y ϕ
- ha de permitir modelar un estado inicial de esfuerzos geostático y/o tectónico
- debe ser posible hacer análisis para distintas etapas de excavación sin perder el estado de esfuerzos generado en la etapa previa
- debe permitir dividir el medio en zonas con distintas propiedades (diferentes unidades geológicas, p.e.), así como la topografía del terreno natural en casos de poca cobertura (esto para modelar adecuadamente el estado inicial de tensiones).
- debe representar correctamente la interacción entre los elementos de la estructura de soporte (revestimiento, p.e.) y los sistemas de estabilización (anclas, p.e.)

Como herramientas adicionales, un programa por elementos finitos puede tener la posibilidad de considerar viscosidad (para trabajar en función del tiempo, p.e.), poseer elementos junta para modelar discontinuidades importantes o algún artificio para representar la anisotropía.

Con todo esto y la experiencia del proyectista se puede llegar a pre-diseñar de forma más o menos aceptable, tanto las secuencias de excavación como los distintos sistemas de estabilización y soporte, pero sin sobrepasar nunca la idea de un anteproyecto.

Durante la obra es posible hacer una serie de mediciones y pruebas que servirán para retroalimentar el modelo inicial (adecuando los valores de los parámetros originalmente considerados con los nuevos obtenidos dentro de la excavación) y ajustarlo de tal modo que llegue a representar de forma fiable la realidad del comportamiento del macizo y las estructuras interactuantes (mediante análisis inversos, p.e.). Algunos tipos de medidas y pruebas se enuncian a continuación:

- replanteamiento de la calidad de la roca (comprobación de los modelos iniciales)
- orientación y características de las discontinuidades (idem)
- medidas de convergencia
- desplazamientos con inclinómetros (en túneles someros, desde superficie)

- esfuerzos "in-situ" (Over-Coring, p.e)
- resistencia al corte de las discontinuidades
- toma de muestras del interior para su ensayo en laboratorio

Un procedimiento convencional como el descrito anteriormente, a pesar de ser muy versátil tiene todavía las siguientes limitaciones:

- el análisis en dos dimensiones no suele ser muy representativo de la realidad porque, como sabemos, el problema de un túnel, más en las cercanías del frente, tiene un carácter muy tridimensional
- el análisis en tres dimensiones es varios órdenes de magnitud más caro y complejo
- es muy complicado modelar correctamente mecanismos de inestabilidad como el desprendimiento de bloques
- no siempre es común que el proyectista tenga en sus manos el seguimiento técnico de la obra lo que hace imposible mantener la continuidad en los análisis

5.2.1.- Análisis de revestimientos sujetos a carga de aflojamiento [ref. 3]

En los casos en los que se toma en cuenta para el análisis el efecto de la carga del material decomprimido sobre la clave, no es usual considerar una redistribución gradual de los esfuerzos con sus correspondientes convergencias como función del tiempo. No se toma en cuenta una notoria reducción gradual de la sección transversal de la excavación. La totalidad de las deformaciones de la roca tendrán lugar esencialmente antes de ser colocado el revestimiento. La interacción del revestimiento con la masa de roca considera un envolvimiento parcial de la estructura en un medio elástico continuo. El módulo de elasticidad del medio continuo corresponderá con la deformabilidad de la roca. El revestimiento puede ser modelado mediante una armadura equivalente con la misma rigidez flexionante (EI) y resistencia a la compresión simple del revestimiento original, o con elementos tales que permitan la existencia de un contacto íntimo entre estructura y roca. En el cómputo se obliga a que no existan fuerzas de tensión transmitidas entre la roca y el revestimiento. Bajo algunas circunstancias esta consideración necesita de un proceso iterativo. Uno debe considerar, para fines de tales cómputos, algunas relaciones útiles entre factores importantes como la forma y el ancho de la sección transversal, la rigidez del revestimiento y la deformabilidad de la roca. De este modo, un estudio paramétrico razonable puede ser llevado a cabo. Estimaciones pesimistas y optimistas de la carga q_u pueden ser hechas considerando la calidad de la roca, su estructura (juntas, estratificación, etc.) y el tamaño de la horadación. Algunas consideraciones similares se pueden hacer para el módulo E.

Para analizar una estructura de revestimiento mediante Elementos Finitos es recomendable modelarla con una armadura equivalente. La armadura está compuesta por barras interconectadas en nodos comunes siguiendo un arreglo muy similar o perfectamente similar a la geometría original de la sección de revestimiento. Las características fundamentales de la armadura equivalente serán la rigidez de las barras (EF) y el peralte (h). Las equivalencias con las que se pueden determinar las relaciones de peralte y rigidez entre el revestimiento monolítico y la armadura equivalente se derivan de la condición de igual rigidez normal y rigidez a la flexión del revestimiento y la armadura, por lo tanto, la correspondencia entre una estructura monolítica con comportamiento elástico y la armadura equivalente es exacta. Cabe aclarar que esta forma de analizar la interacción terreno-revestimiento es hoy en día una de las más cercanas a la realidad. Esto porque el terreno modelado, además de comportarse lógicamente de acuerdo a sus características (físicas, mecánicas, estratigráficas, etc.), se encuentra en total contacto con los elementos del revestimiento, dando como resultado una perfecta interacción entre ambos.

Los resultados más importantes que arroja el análisis son los elementos mecánicos y las deformaciones en la estructura del revestimiento

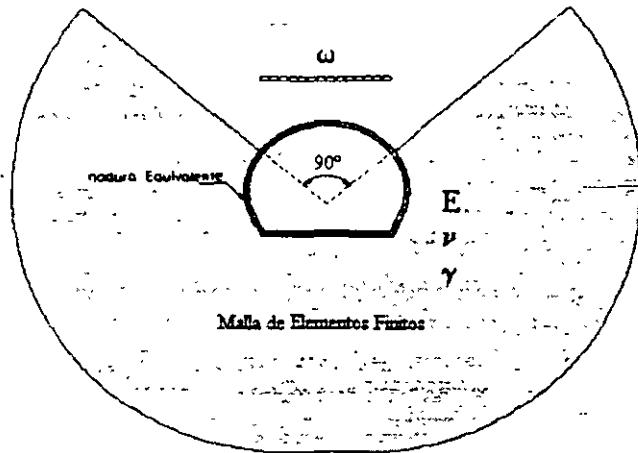


Fig. 13.- Planteamiento del problema para análisis con carga de afloramiento

5.2.2.- Análisis de revestimientos sujetos a presión geuina de montaña

Para alcanzar una aproximación razonable *a priori*, en un análisis de este tipo, es necesario considerar la viscosidad del medio, las distintas etapas de excavación y los sistemas de soporte primario. Es decir, que partiendo de parámetros estimados de resistencia y deformabilidad del macizo, así como de la geometría exacta de las secciones de excavación, se pueden realizar varias corridas de computadora simulando las distintas etapas y el emplazamiento de los sistemas de soporte (calculando una rigidez equivalente de los marcos y el concreto lanzado), habiendo tenido en cuenta el tiempo transcurrido entre estas fases. Después, se coloca el revestimiento en un momento en que las deformaciones no hayan terminado su estabilización y se estudia el comportamiento de la estructura ante las presiones que al medio le resta por transmitir.

Un análisis de este tipo puede parecer bastante complejo, pero tomando en cuenta el estado actual de los programas de computadora (facilidades en la generación de la malla, altas velocidades de procesador, etc), la dificultad radica sólo en modelar realísticamente, lo que significa un buen entendimiento por parte del analista del problema geotécnico y de ajustar el modelo a la posible realidad mediante estudios paramétricos (en este caso el módulo de viscoplasticidad es el parámetro más importante a estudiar).

5.2.3 - Análisis de revestimientos sujetos a presión por hinchamiento [ref 7 y 8]

Un análisis para revestimiento en rocas expansivas merece mucha atención. Para la determinación de la posible carga por hinchamiento de la roca, resulta imprescindible tomar en consideración los siguientes aspectos:

- la presión por hinchamiento se restringe casi por completo y en la mayoría de los casos, al piso del revestimiento.
- la dirección de la presión de hinchamiento es función de la orientación estratigráfica y por lo tanto no es justificable considerarla como una carga distribuida alrededor de un anillo cerrado.
- no existe la duda que la presión de hinchamiento se restringe a la base de la excavación, sin embargo no existen aun explicaciones satisfactorias de este fenómeno.
- los daños a la estructura del revestimiento de un túnel pueden ser evitados aun cuando el proceso de hinchamiento no

puede ser descrito satisfactoriamente por algún método numérico.

- lo que sí resulta factible es la estimación del potencia hinchamiento del material. Este será función del porcentaje de material expansivo en la roca. El hinchamiento es también función de la profundidad de la excavación y por lo tanto no es justificable hacer un sólo análisis de cargas para la totalidad de la longitud de túnel.
- generalmente las decisiones finales sobre la solución para la base de la estructura del revestimiento se toman durante la construcción, ya que los datos de expansividad del material obtenidos en laboratorio no permiten una extrapolación directa a las condiciones de campo
- el fenómeno de hinchamiento es también función de la permeabilidad de la roca y está influenciado por el grado de fracturamiento y la disponibilidad de agua dentro del macizo.
- se puede considerar como una regla que la presión máxima por hinchamiento que se puede generar (P_{max}), es similar a la presión natural del terreno (P_{nat}). P_{nat} corresponde más o menos con la profundidad de la excavación, aunque, por supuesto, esta regla tiene sus limitaciones. P_{max} será menor igual a P_{abs} , que es la presión a la cual la roca se encuentra totalmente seca o libre de agua absorbida y por lo tanto, bajo estas condiciones, no permitirá ningún hinchamiento. Terzaghi propuso, como una ayuda, considerar que la presión por hinchamiento no alcanzará valores mayores a 75 m de carga de roca.

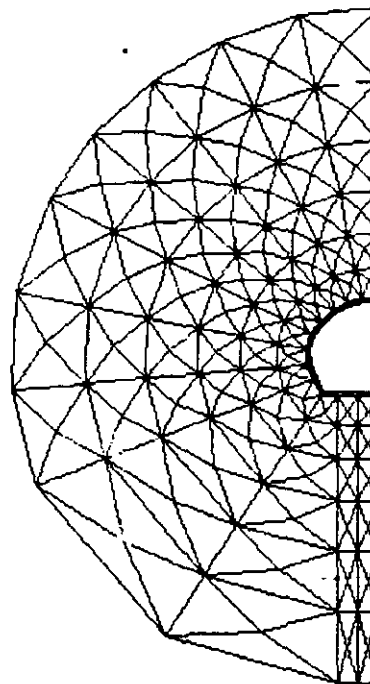


Fig. 14.- Malla de EF para análisis estructural considerando interacción completa

El análisis estructural de un revestimiento de túnel debe considerar imprescindiblemente la interacción de la estructura con la roca. La consideración más relevante que debe hacerse en el análisis de un revestimiento es que la estructura se encuentra embebida en un medio (elástico, elastoplástico, viscoelástico, etc.) que, a la vez de presionar,

tendiendo a deformar el revestimiento (generalmente la clave y el piso), hacia el interior de la excavación, proporciona confinamiento, restringiendo la deformación (en los hastiales) de la estructura hacia el exterior. Además, las fuerzas de fricción generadas entre el revestimiento y la roca influyen de manera muy importante en la magnitud de los elementos mecánicos del revestimiento, aumentando considerablemente las fuerzas normales y disminuyendo los momentos flexionantes.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- 1 - O. C. Zienkiewicz, *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*, McGraw-Hill, London-New York, 1967
- 2 - R. W. Clough & J. M. Raphael, *Stress Analysis in Non-Uniform Media by the Finite Element Method*, Institute of Engineering Research, University of California, Berkeley Ca., 1963
- 3 - K. Kovari, *Design Practice of Underground Openings*, Finite Elements in Geomechanics
- 4 - K. Szechy, *The Art of Tunneling*, Akademia Kiado, Budapest, 1973
- 5 - G. Swoboda & W. Mertz, *Rheological Analysis of Tunnel Excavations by Means of Coupled Finite Element-Boundary Element Analysis*, Int. Jou. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol: 11, 115-129, 1987, John Wiley & Sons, Ltd
- 6 - J. Ghaboussi & D. A. Pecknold, *Incremental Finite Element Analysis of Geometrically Altered Structures*, Int. Jou for Numerical Methods in Engineering, Vol. 20, 2051-2064 (1984)
- 7 - K. Kovari, *Tunneling with Yielding Support in Swelling Rocks*, Proceedings of the International Symposium on Weak Rock, Tokio, 1981
- 8 - G. Lombardi, *Underground Openings in Swelling Rock*, Locarno Switzerland, s/f
- 9 - E. Hoek & E. T. Brown, *Underground Excavations in Rock*, Institutions of Mining and Metallurgy, London, 1980
- 10 - P. Fritz, *RHEO STAUB Manual*, ETH Höngrgerberg, Zurich

Construcción de túneles en suelos blandos

Mario Jorge Orozco Cruz
 Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo.
 Eleocadio Falcón Pérez
 Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V.

RESUMEN. Los túneles constituyen un gran reto a vencer y plantean una serie de acontecimientos a ser considerados durante sus fases de factibilidad, planeación, diseño y ejecución; aspectos que han dejado gran experiencia al construir este tipo de estructuras en los suelos blandos y firmes característicos de la Ciudad de México, empleando métodos tradicionales de excavación auxiliados con otras técnicas de estabilización existentes, así como escudos de diversos tipos que han asistido principalmente la construcción de los túneles del sistema del Drenaje Profundo y del transporte colectivo "Metro", se comentan además algunos puntos de la nueva tecnología tunelera y de los equipos disponibles actualmente.

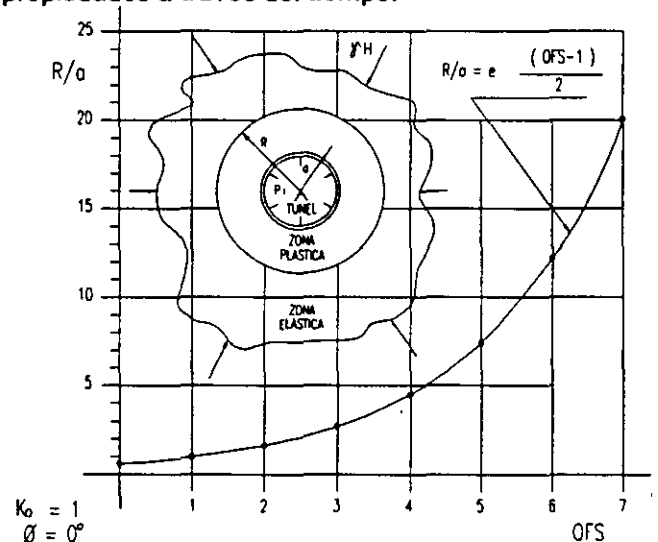
1.0 INTRODUCCIÓN.

La construcción de túneles ha representado desde el pasado un fascinante reto para el ser humano, ya sea en la búsqueda de metales, en la conducción del agua necesaria para sus ciudades o en el desalojo de la residual. Más recientemente en el transporte ferroviario, carretero o fluvial, en los proyectos hidroeléctricos y en las nuevas instalaciones subterráneas para centros de almacenamiento y usos diversos, lo cual ha permitido formar una notable experiencia mundial a través del tiempo, en esta especialidad.

Con las excepciones que confirman la regla, es usual encontrar que las ciudades se construyen preferentemente en terrenos planos y prácticamente horizontales, formadas por suelos con presencia de agua freática. La aun creciente Ciudad de México, asentada en un difícil suelo blando compresible, ha sido precursora de numerosos procedimientos constructivos de tuneleo, para resolver sus siempre urgentes necesidades de drenaje, abastecimiento de agua y transporte masivo de pasajeros, utilizando estratégicamente su "espacio subterráneo".

Al construirse un túnel, los esfuerzos originales que existen en el subsuelo, debidos predominantemente a la acción de la gravedad y también a la acción tectónica de la corteza terrestre, sufren notorios cambios en su distribución, lo cual se traduce usualmente en concentraciones de esfuerzos alrededor de la oquedad excavada. Cuando la concentración de esfuerzos supera notablemente a la resistencia del medio excavado, el frente y/o las paredes del túnel en construcción pueden ser inestables; por el contrario, cuando la resistencia del

medio excavado supera notoriamente a la concentración de esfuerzos inducidos por la excavación, el frente y paredes pueden permanecer estables, si el medio excavado no cambia sus propiedades a través del tiempo.



R = RADIO DE PLASTIFICACION, m
 a = RADIO DEL TUNEL, m

$$OFS = \frac{\gamma H - P_i}{C}$$

γ = PESO VOLUMETRICO DEL SUELO, ton/m³
 H = PROFUNDIDAD AL EJE DEL TUNEL, m
 P_i = PRESION INTERNA EN EL TUNEL, ton/m²
 C = MITAD DE LA RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE, ton/m²
 a = RADIO DEL TUNEL, m

REFERENCIA: DESIGN OF TUNNEL LINERS AND SUPPORT SYSTEMS, 1969, D.U. DEERE, R.B. PECK, J.E. MONSEES, B. SCHMIDT

FIG. 1 RELACIÓN ENTRE EL RADIO "R" DE LA ZONA PLASTIFICADA Y EL FACTOR "OFS", EN SUELOS COHESIVOS.

Este orden de ideas, nos permite proponer una primera clasificación para fines de tuneleo, entre los suelos blandos y los suelos firmes, de acuerdo con las siguientes definiciones:

Hablaremos de SUELOS BLANDOS cuando la concentración de esfuerzos provocada por el tuneleo (fig. 1), supere la resistencia del medio excavado, y de SUELOS FIRMES cuando suceda lo contrario.

Es decir, en los suelos blandos, la excavación del frente y la colocación de un soporte inicial deben ser simultáneas y en ocasiones, también debe realizarse la estabilización del frente, para evitar la típica falla de extrusión del material hacia el hueco recién formado.

Por el contrario, en los suelos firmes, la excavación y la colocación del soporte inicial del túnel no necesariamente son actividades simultáneas y pueden llegar a realizarse en diferentes tiempos, ya que presentan un cierto tiempo de autosoporte, suficiente para implementar un sistema de estabilización, el cual depende de las características del terreno y de las condiciones de estabilidad del frente, a fin de evitar la falla típica de granéo y/o el corrimiento del material, hasta alcanzar su reposo natural.

2.0 ANTECEDENTES HISTÓRICOS.

La construcción de túneles en los suelos blandos de la Ciudad de México, considerada inicialmente como "imposibles", de realizar, posteriormente se convirtió en apremiante para dar solución a las necesidades de servicios públicos, donde destaca el relevante papel que han tenido las autoridades gubernamentales encargadas del drenaje profundo y del tren metropolitano; obras que han permitido el desarrollo de las tecnologías tuneleras aplicadas en suelos blandos y firmes, iniciadas con la puesta en operación del concepto "escudo" durante la substitución sur del Gran Canal del desagüe, en la década de los años sesenta.

El proceso de tuneleo en suelos blandos, continuó con el desarrollo de los escudos con rejillas ubicadas al frente (referencia 2), los que permitieron en su momento la construcción de numerosos túneles semiprofundos, entre los que destacan el Colector Central alojado bajo la avenida 5 de mayo en el centro de la ciudad.

Asimismo reviste gran importancia el primer intento, entre los años de 1965 y 1969, de utilizar escudos presurizados de origen inglés para la construcción del drenaje profundo en su primera etapa, los cuales

presentaron diversos problemas de operación, alineamiento y control dando poco rendimiento; también entre 1972 y 1976 destaca la utilización progresiva de una media docena de escudos de frente abierto habilitados con gatos frontales para sostener el frente, utilizados para continuar con la construcción del drenaje profundo de esta ciudad, permitiendo implementar en uno de ellos, la tecnología del aire comprimido para ayudar en la estabilización del frente.

En 1984, después de un cuidadoso estudio sobre el particular, se inicia exitosamente la utilización de los escudos de frente presurizado, al emplear un prototipo de 4.0 m de diámetro para la construcción del túnel semiprofundo Iztapalapa, experiencia altamente positiva, que condujo a la fabricación de dos escudos de frente presurizado que están en uso actualmente, para la construcción de las etapas subsecuentes del drenaje profundo.

Por otra parte, en los suelos pumíticos de Guadalajara, Jal., por los años 70 se construyó un túnel colector, empleando un escudo que permitía colocar marcos metálicos anulares y polines de madera como soporte inicial.

También podemos señalar que en el año de 1972 se empleó el primer escudo de frente abierto que trabajó en los suelos firmes del poniente de la Ciudad de México, para la construcción de la línea N°1 del "Metro".

3.0 PROCEDIMIENTOS DE TUNELEO PARA SUELOS BLANDOS

Existen diversos problemas que se presentan al excavar suelos blandos, reflejándose principalmente en la plastificación de las paredes del túnel, que provocan que el revestimiento primario empiece a trabajar estructuralmente y en casos extremos, que se llegue a registrar un cierto cerramiento del túnel.

En segundo término se tiene la estabilidad del frente de excavación que puede provocar la extrusión del material hacia la oquedad, aspectos que dan origen a una difícil situación, ya que no es fácil atender las necesidades de la excavación y soportar el frente simultáneamente, sin llegar a entorpecer las labores del tuneleo.

La experiencia en túneles excavados en este tipo de suelos, incluyen alternativas de construcción que utilizan sistemas y procesos auxiliares de estabilización aplicados desde la superficie o del frente de ataque, tales como las inyecciones de consolidación con geles o lechadas, el clásico

abatimiento del nivel freático mediante la operación de pozos de bombeo, etc.

Durante la excavación de un túnel se inducen asentamientos superficiales del terreno (fig. 2 y 3), lo que motiva normalmente que su trazo sea por avenidas muy anchas, en donde los movimientos superficiales no afecten las construcciones vecinas.

Presurizando adecuadamente el frente de excavación e inyectando el espacio anular, entre el terreno y el soporte inicial, pueden reducirse tales asentamientos a valores aceptables.

el proceso de excavación, mientras se coloca y sale de su protección el revestimiento primario.

Las partes básicas de un escudo (fig. 4) están constituidas por un borde de ataque, ubicado al frente del escudo, a continuación en el cuerpo central aloja su refuerzo interno y los sistemas de operación, así como el conjunto de gatos hidráulicos que reaccionan contra el endovelado y permiten el avance de la máquina; en algunas ocasiones también tienen un anillo repartidor de carga. Finalmente en la parte posterior se localiza el faldón, zona en donde ensambla el revestimiento primario, con una holgura entre el diámetro exterior del endovelado y el interior del escudo, el cual debe de rellenarse para la transferencia del soporte, toda vez que el anillo esté en contacto con el suelo excavado, además de evitar los asentamientos superficiales.

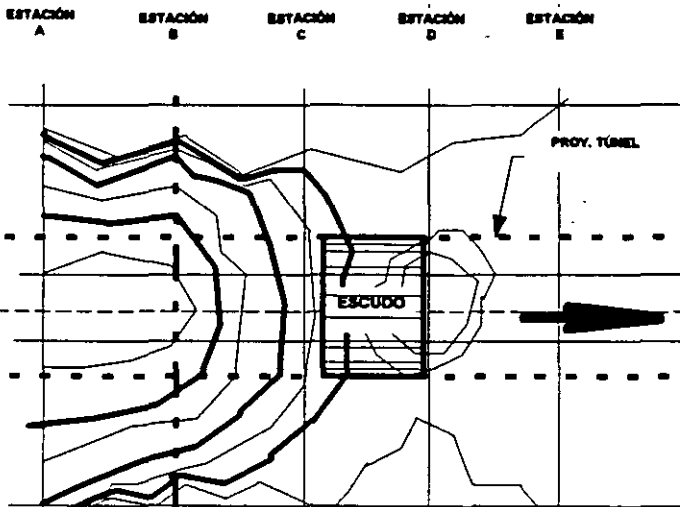


FIG. 2 ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES

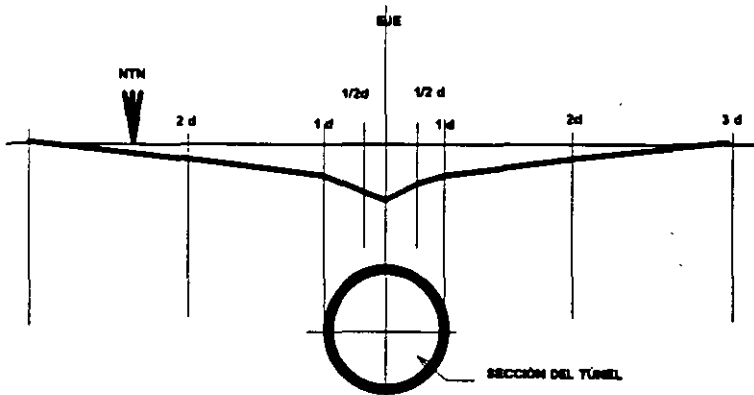


FIG. 3 SECCIÓN TRANSVERSAL EN ESTACIÓN B

3.1 EL CONCEPTO "ESCUDO"

El escudo es un cilindro metálico rígido de sección generalmente circular que cubre la excavación, resistiendo las presiones del terreno al cumplir su misión de estabilizar principalmente las paredes y cuando el frente es cerrado, también la parte frontal de la oquedad. Su avance se realiza en sincronía con

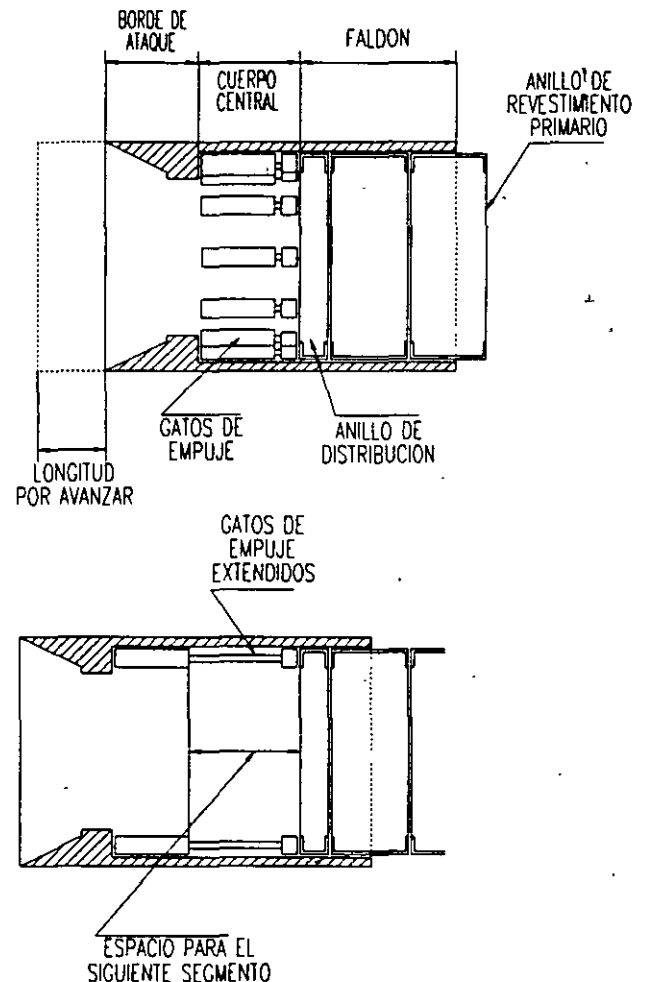


FIG. 4 PARTES BÁSICAS DE UN ESCUDO

3.2 ESCUDOS DE FRENTE ABIERTO

3.2.1 CON EXCAVACIÓN MANUAL Y GATOS FRONTALES.

Los escudos de frente abierto, tienen como principal característica poder observar directamente el suelo que se excava (fig. 5), a la vez de permitir combinar otros procedimientos constructivos tales como el mejoramiento de suelos por medio de inyecciones, el abatimiento de las presiones hidrostáticas, la estabilización con aire comprimido, etc.

Para el soporte del frente de ataque se utilizan gatos frontales integrados a la estructura del escudo, cuyo extremo termina en tableros de madera que están en contacto directo con el terreno natural y lo estabilizan. Durante el empuje, tales gatos se retraen sin perder carga y al término se van retirando tableros para su reacomodo conforme se realiza la excavación del frente por partes.

La longitud de excavación es igual al ancho del revestimiento primario utilizado, de manera que después de un avance, sea ensamblado un nuevo anillo de dovelas, simultáneamente con las demás actividades del ciclo de excavación.

3.2.2 CON EXCAVACIÓN MECANIZADA

En la actualidad existen distintos tipos, variedades y tamaños de escudos mecanizados que dependen en gran parte de las características del suelo por excavar y del proyecto en particular, presentando una serie de cambios y aditamentos que resolvieron situaciones específicas en su momento y que ahora, paulatinamente han pasado a formar parte de su equipo básico, tales como la implementación de un

sistema de ataque y demumbamiento del terreno frontal a base de brazos articulados telescópicos, brazos retroexcavadores o sistemas rozados articulados acoplados a la estructura del escudo, así como sistemas de obturación frontal a base de mamparas que operan a voluntad y de acuerdo con la estabilidad del material, sistemas de retiro automático del material excavado, etc.

3.2.3 CON EL AUXILIO DE AIRE COMPRIMIDO

El sistema de aire comprimido como medio auxiliar para soportar el frente de excavación, requiere de instalaciones especiales, equipos y estructuras que permitan aplicar este sistema en toda la sección y longitud del túnel, las instalaciones superficiales están constituidas principalmente por un banco de compresores en número suficiente para garantizar el suministro continuo, el volumen necesario y la calidad especificada para el consumo humano, por lo que requiere de un sistema de filtros purificadores, interenfriadores, tanques de condensación y un servicio médico permanentemente en la obra para la selección del personal, quien está a cargo de vigilar las condiciones de seguridad e higiene de los trabajadores, capacitar al personal para su permanencia y comportamiento al laborar bajo una presión superior a la atmosférica, para el tratamiento de padecimientos por descompresión, revisión periódica de los trabajadores para evaluar su estado físico, etc.

Las instalaciones requeridas dentro de la lumbrera también son especiales, ya que debe instalarse un sistema de esclusas metálicas y estancas para evitar la fuga del aire a presión, a la vez de permitir el paso de la rezaga, el acceso del personal en sus diferentes etapas de presurización, así como el

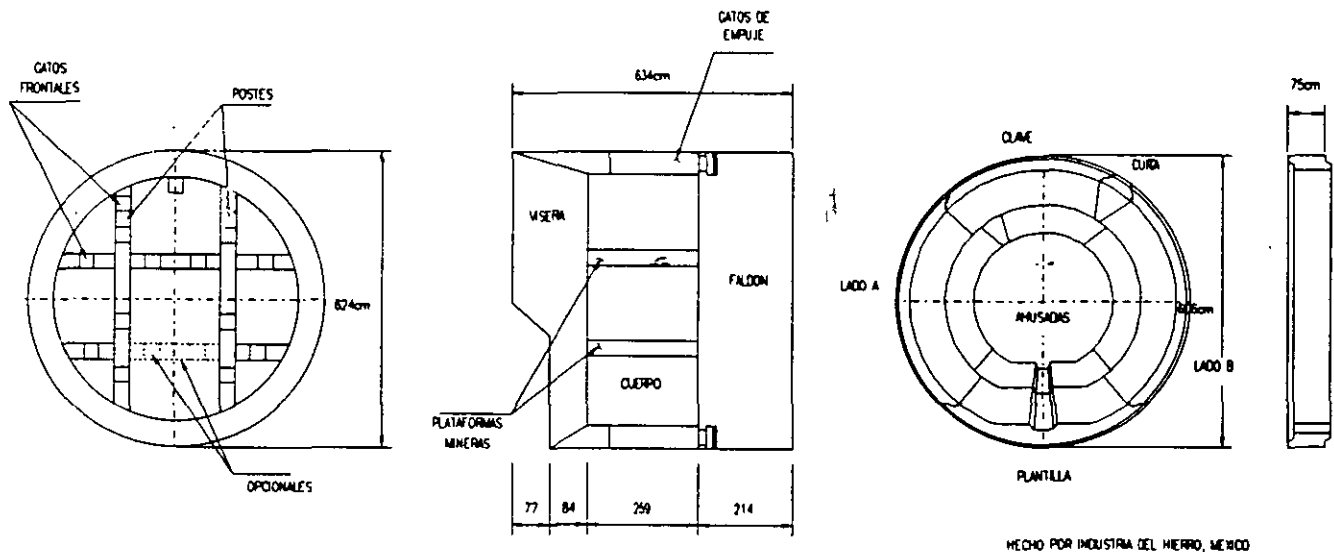


FIG. 5 ESCUDO DE FRENTE ABIERTO

suministro de los insumos y materiales al frente de excavación, de igual forma el paso de las diferentes tuberías de fluidos hacia el frente, como son las dos líneas de suministro de aire comprimido para el consumo humano y estabilización del frente, las de aire comprimido para la operación de los equipos, las de conducción para la lechada de inyección del espacio anular, las de suministro del aceite hidráulico para la operación del escudo, para el bombeo y desalajo del agua freática, las líneas de energía eléctrica, etc.

Este sistema se requiere aplicar en dos etapas, la primera al inicio del túnel, cuando las instalaciones de las esclusas están ubicadas en el interior de la lumbrera y en superficie (fig. 6), situación que incide directamente sobre el avance tomándose lenta la excavación, posteriormente, se cambian las esclusas dentro del túnel para eficientar el ciclo de rezaga y consecuentemente obtener un mejor avance.

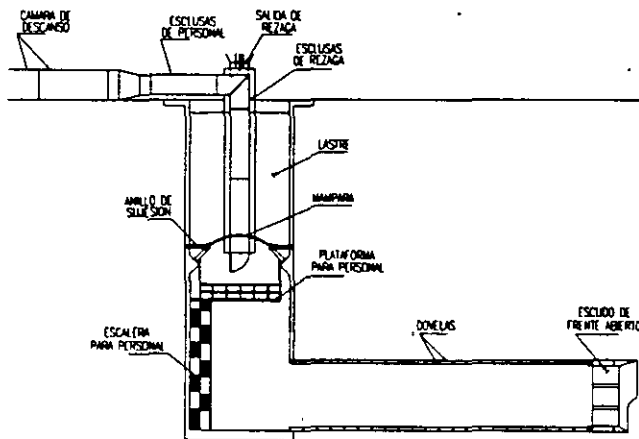


FIG. 6 INSTALACIÓN DE ESCLUSAS EN SUPERFICIE, PARA EL MÉTODO DE AIRE COMPRIMIDO.

3.3 ESCUDOS DE FRENTE CERRADO.

3.3.1 CON GILLOTINAS

Este concepto de escudo "ciego" o de frente cerrado, se utilizó durante la construcción del túnel Lincon de Nueva York, y trabaja desplazando el material frontal hacia los lados, como si fuera la punta de un pilote hincado (fig. 7), a la vez de permitir que una porción del material frontal penetre a través de compuertas de guillotina alojadas en el frente del escudo.

Estos escudos provocan desplazamientos importantes en el medio vecino y en la superficie del

terreno, por lo que su uso en zonas urbanas es limitado y solo es aplicable por ejemplo, para cruzar ríos con potentes espesores de azolve.

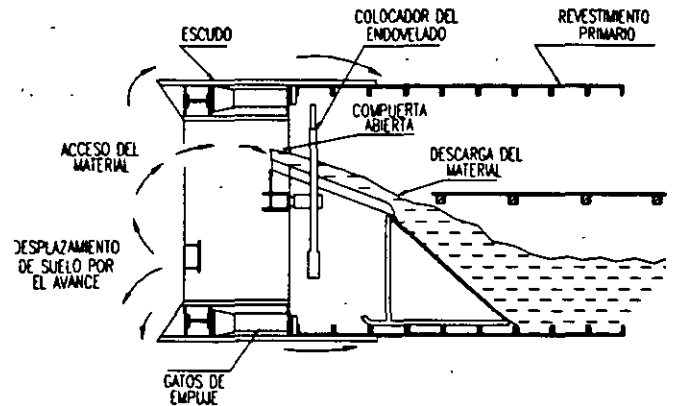


FIG. 7 ESCUDO DE FRENTE CERRADO CON GILLOTINAS

3.3.2. PRESURIZADOS CON AIRE

Este tipo de escudo de frente cerrado presenta al frente un borde de ataque que se incrusta en el terreno durante los empujes; la parte central contiene los componentes esenciales del escudo y se separa del frente mediante una mampara que permite la aplicación de aire comprimido confinado únicamente en la cámara frontal y el resto del equipo trabaja a la presión atmosférica. Su sistema y arreglo le permite un control visual de la excavación y la evaluación de las dificultades u obstáculos encontrados (fig. 8), limitando así las posibilidades de causar desperfectos en las zonas circundantes y consecuentemente, reducir los asentamientos superficiales.

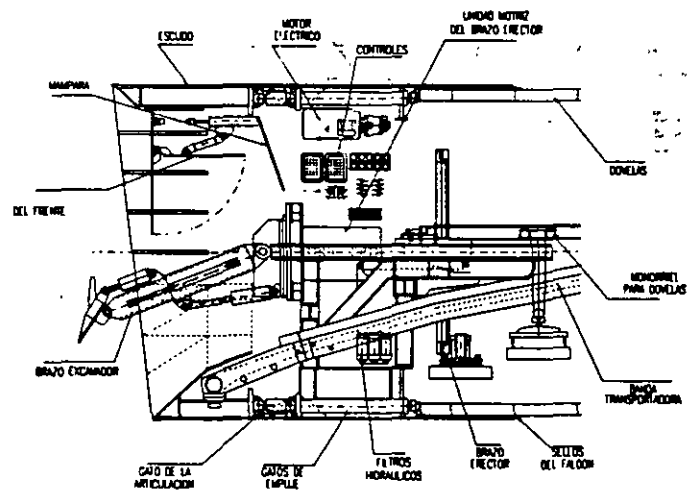


FIG. 8 ESCUDO DE FRENTE PRESURIZADO CON AIRE

En la parte delantera, presenta unos paneles de obturación del material del frente de ataque accionados por gatos hidráulicos, la mampara metálica permite dar soporte también al equipo mecánico de excavación, herramienta de derribo formada por un brazo telescópico articulado colocado sobre una sección de rotación total, que le permite atacar los 360 °, ésta mampara está provista de diversas aperturas para dar acceso al personal en caso necesario, un orificio para el paso del transportador helicoidal de rezaga, el acoplamiento de la tubería de suministro del aire hacia el frente, etc.

La parte trasera la forma una sección articulada que permite cambiar la dirección del frente con respecto al faldón en cualquier sentido, además de dar cabida al anillo de empuje y al mecanismo de ensamble para el revestimiento primario. El dispositivo de avance, está formado por gatos hidráulicos distribuidos perimetralmente y fijos en un extremo, a la sección delantera del escudo y por el otro al anillo de empuje del mismo.

3.3.3 PRESURIZADOS CON LODO

Este tipo de escudos presurizados (fig. 9) cuentan con una cabeza cortadora que a la vez de propiciar una presión directa contra el frente, al girar desmenuza el material y le permite que pase a una cámara de mezclado a través de las ranuras con abertura predeterminada, en donde se encuentra un fluido presurizado en circulación, para el desalojo del material cortado.

3.3.3.1 PARTES CONSTITUTIVAS

Estos equipos están constituidos básicamente por los siguientes sistemas :

Cámara de mezclado.

Ubicada al frente y limitada por una mampara estanca, en su interior se alojan paletas mezcladoras adosadas a la parte posterior de la cabeza cortadora, que permiten integrar el suelo excavado al lodo presurizado durante el proceso de excavación, de tal manera que es desalojado constantemente conforme al suministro del fluido de presurización al frente. Acopladas a la mampara metálica, existen compuertas de inspección que en caso necesario permiten el acceso de personal al frente, asimismo en la parte inferior se localizan las tuberías de suministro y descarga de lodo.

Transmisión.

Por la parte central de la mampara, pasa la flecha que transmite el "par" que permite el giro de la

cabeza cortadora, acción desarrollada a través de diversos motores eléctricos o hidráulicos, cuyo número está en función de la capacidad requerida.

Gatos de empuje.

Dispositivos hidráulicos alojados en la parte posterior del cuerpo del escudo, guardando siempre una cierta armonía en su distribución perimetral, la que normalmente muestra una mayor concentración en la parte media inferior, con el propósito de compensar la acción del peso propio del escudo que provoca un incremento en la fricción del equipo al avanzar, al apoyarse los gatos sobre el revestimiento del túnel conformado por anillos de dovelas colocadas dentro del faldón, controlando continuamente la velocidad y dirección vertical y horizontal del escudo.

Anillo erector.

Aditamento localizado dentro de la zona del faldón del escudo, que se utiliza para el montaje de cada una de las piezas que conforman los anillos de dovelas del revestimiento primario del túnel, que tiene la posibilidad de acoplar, deslizar y girar para colocar cada pieza en su posición final.

Instalaciones auxiliares.

Se requiere una planta para el tratamiento de lodos, y la adecuación de la densidad solicitada en su reutilización, así como para la disposición de los volúmenes excedentes que garanticen un proceso continuo de la excavación.

La instalación de la caseta de control que permite alojar la consola de mando para la operación del equipo y del suministro de lodos, en donde se registran los parámetros más relevantes de la operación del escudo, ubicada cerca de la planta de lodos para la regulación del flujo y volumen enviado al interior del túnel.

Asimismo la instalación de las tuberías para el manejo del lodo, incluyendo la integración de las bombas de traspaleo dentro del túnel que se van instalando conforme al avance logrado paulatinamente.

Instalación de una subestación eléctrica y tendido de las líneas de energía hasta el frente de excavación, para el servicio de iluminación y operación de los equipos y motores del propio escudo.

Conformación de un área de almacenamiento en superficie para los anillos de dovelas, en número suficiente para asegurar el suministro al interior del túnel conforme a los avances, incluyendo del tipo correctivo para los tramos de curva o corregir las tendencias de alineamiento y elevación que inducen durante los avances del escudo.

Instalación de una planta de inyección para la fabricación del mortero a colocarse en el espacio anular del endovelado, conforme va saliendo el revestimiento de la protección del faldón del escudo, a fin de disminuir los asentamientos superficiales inducidos por el tuneo.

3.3.3.2 CICLO DE EXCAVACIÓN.

Las actividades normales que se realizan durante un avance del escudo, para dar cabida a un anillo de dovelas, se realizan de la siguiente manera :

- a) Suministro y recirculación de lodo desde la planta de tratamiento hasta la válvula del by-pass, localizada en la parte trasera del tren de equipo del escudo, a fin de establecer un flujo constante y regular la presión aplicada al frente de excavación.
- b) Iniciar la circulación del lodo hasta la parte frontal del escudo, dentro de la cámara de mezclado, accionando simultáneamente al giro de la cabeza cortadora y la extensión de los gatos de empuje, regulando debidamente todos los sistemas para aplicar únicamente la presión frontal necesaria, controlando la velocidad de avance y el flujo suministrado a fin de no sobre-excavar el frente y permitir la corrección del escudo en cuanto a dirección, niveles y alineamiento, cuando sea necesario.
- c) Al concluir la extensión de los gatos de empuje, se continúa la recirculación de lodo hasta el frente del escudo, a fin de limpiar correctamente la cámara frontal, posteriormente se acciona la válvula del by-pass para derivar y proseguir con la recirculación y limpieza de las tuberías de desalajo en todo el tramo de túnel.
- d) Simultáneamente al inicio del proceso de excavación, se suministra el anillo de dovelas respectivo conjuntamente con el mortero de relleno para el hueco entre el anillo que sale del faldón y el terreno natural, inyección que se realiza conforme al avance del escudo, descrito anteriormente.
- e) Ensamble progresivo del anillo de dovelas hasta cerrar con la cuña, retrayendo los gatos de empuje y apoyándolos nuevamente sobre el último anillo de dovelas armado.
- f) En el proceso de ensamble de las dovelas, se toman lecturas de nivel y alineamientos antes y después de colocado el anillo, para establecer los datos topográficos del empuje y definir las tendencias del escudo y correcciones del próximo empuje.

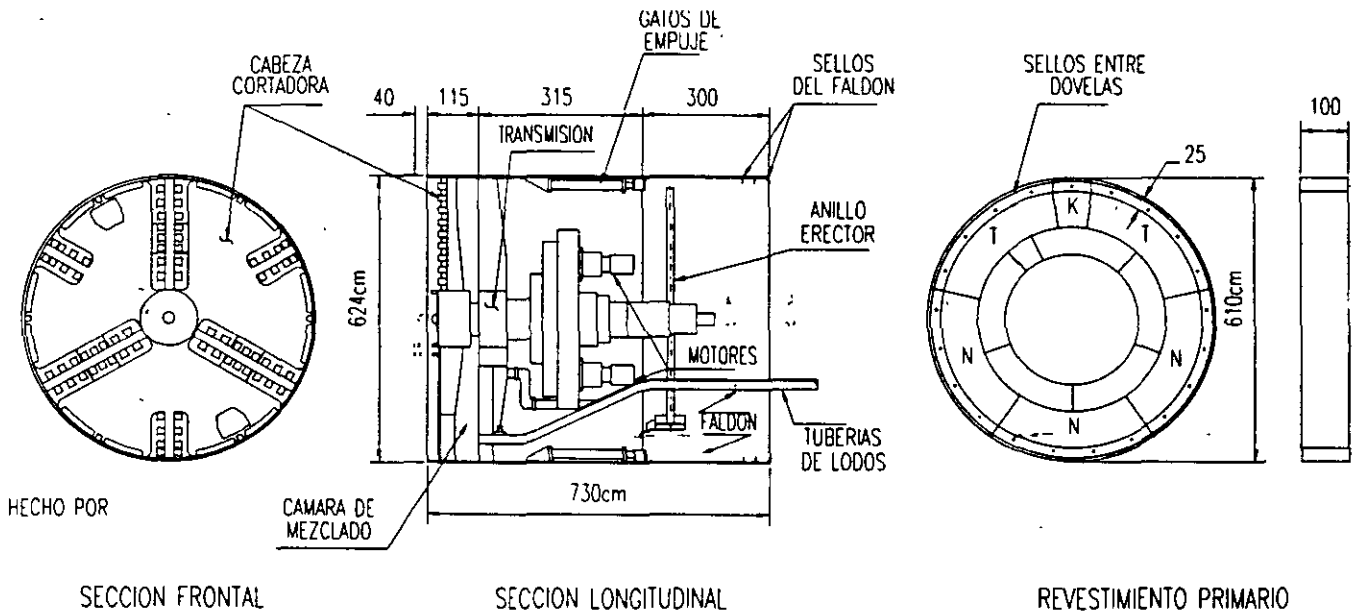


FIG. 9 ESCUDO DE FRENTE PRESURIZADO CON LODO

PROBLEMAS COMÚNMENTE AFRONTADOS.

En los túneles con revestimiento primario a base de anillos de dovelas, en suelos arenosos, se puede provocar un flujo de agua y material por el último anillo colocado, a través de los sellos del faldón, con el respectivo arrastre de material fino que se acumula sobre la parte baja del faldón y que impide la correcta colocación del anillo, provocando así una deformación inicial mucho mayor que la normal. Al salir el anillo del faldón, el cerramiento del suelo impide también realizar correctamente la inyección del relleno anular, registrando consecuentemente un mayor asentamiento superficial.

Al salir el anillo del faldón, el cerramiento del suelo impide también realizar correctamente la inyección del relleno anular, registrando consecuentemente un mayor asentamiento superficial.

Finalmente, cuando no existe un sellamiento eficiente entre la unión de las piezas que conforman los anillos de dovelas, se convierte en un dren, que modifica substancialmente el estado de esfuerzos de suelo circunvecino, deformando más al endovelado y provocando un asentamiento adicional por consolidación.

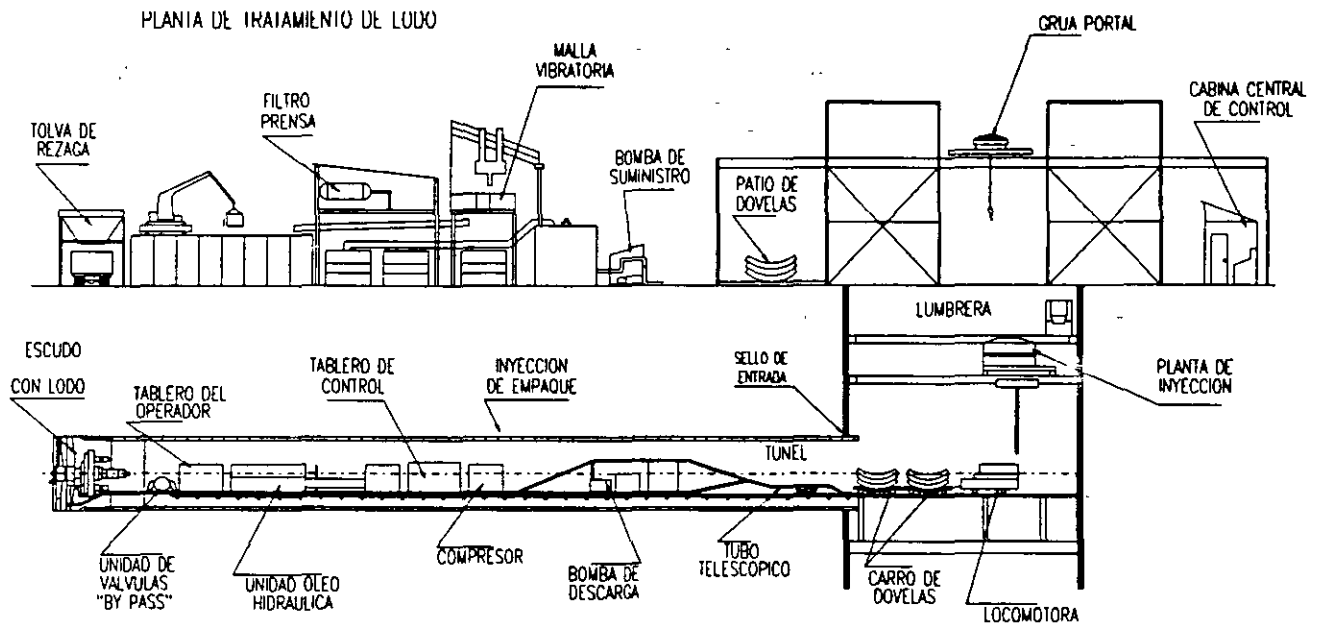


FIG. 10 SISTEMA OPERATIVO DE UN ESCUDO PRESURIZADO CON LODO

3.3.4 ESCUDO DE PRESIÓN DE TIERRA.

El concepto fundamental del escudo de presión de tierra balanceada (fig. 11), consiste en regular la entrada del suelo excavado a través de las ranuras de la cabeza cortadora a la cámara frontal, controlando la apertura de la descarga del material hacia el tornillo transportador, condiciones que evitan la falla del frente al equilibrar la presión de la cámara frontal con el empuje del suelo, impidiendo también el flujo del agua.

La cámara de presión, es una zona de circulación de la rezaga, en donde el material cortado penetra con el giro de la cabeza cortadora y es removido simultáneamente con la acción del tornillo transportador para no obturar el interior de la cámara, facilitándolo con la placa de barrido que gira

conjuntamente con la cabeza cortadora, al descarga del suelo al tornillo transportador.

La presión del escudo sobre el suelo, se controla mediante la carrera de los gatos del escudo, al regular el par registrado en los motores y en la velocidad de rotación de la cabeza cortadora.

La forma, tamaño y disposición de las ranuras del disco cortador dependen entre otras cosas, del diámetro del escudo y las características del terreno por excavar, sin embargo frecuentemente están entre 20 y 50 cm, en número tal que mantiene una relación de áreas entre el 15 y 40 % con respecto a la total del cortador, para que el suelo pueda penetrar suavemente a través de ellas. Asimismo la forma, tamaño, cantidad y calidad de los dientes de corte están en función del tipo de terreno a excavar.

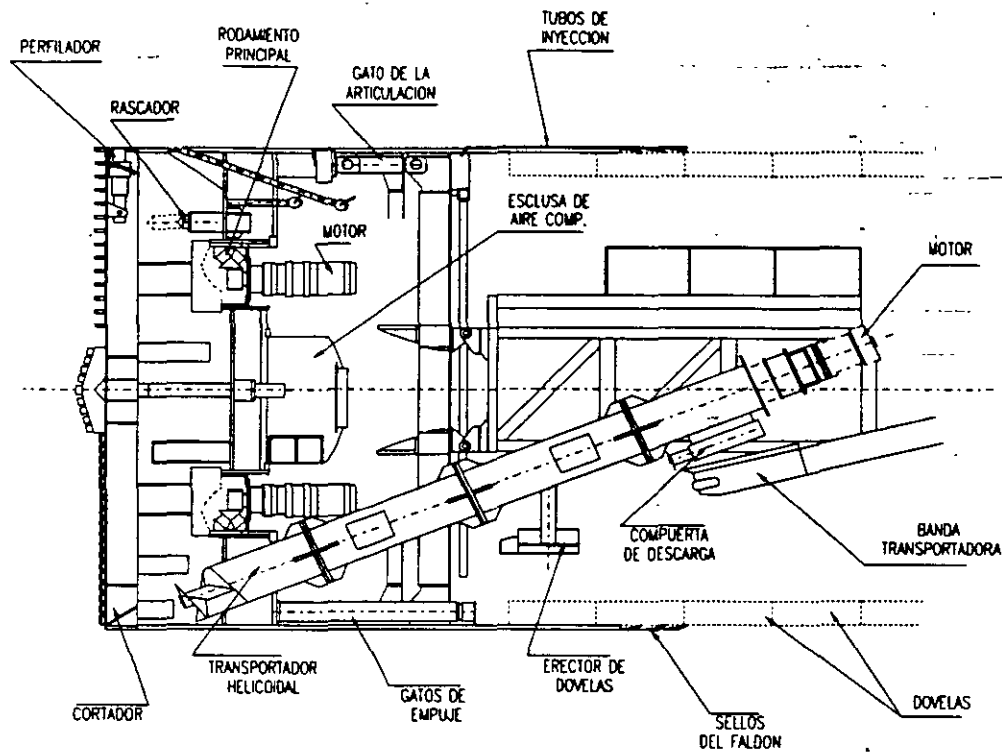


FIG. 11 ESCUDO DE PRESIÓN DE TIERRA BALANCEADA

Este método permite un adecuado manejo de la rezaga, además de adaptarse a una gran variedad de suelos y condiciones de inestabilidad, con aportación de agua, muy sueltos o en terrenos con presencia de boleos no muy grandes para permitir su desalojo por el tomillo transportador de rezaga, requiere además de muy pocas instalaciones en superficie (fig. 12), y se caracteriza por un bajo impacto ambiental, no provoca ruidos exagerados, ni vibraciones nocivas o daños a la salud de los trabajadores

El método general para el control del tuneleo con este tipo de escudo, es el siguiente:

- Ajustar la velocidad en el avance del escudo entre 3 y 5 cm/minuto.
- Medir la presión del suelo en la cámara frontal y el par generado por el disco cortador, a fin de asegurar que la cámara se ha llenado con rezaga.
- Ajustar la rotación del tomillo transportador, la apertura de la compuerta de salida y alimentación a la banda transportadora, a fin de

aplicar aproximadamente una presión frontal igual a la solicitada por el terreno natural.

- Cuando las condiciones del terreno cambien, deben ajustarse nuevamente las especificaciones y parámetros de presión establecidos, usando determinaciones sucesivas conforme a las observaciones durante el avance del túnel.

3.4. SOPORTE INICIAL EN ESCUDOS

El revestimiento primario de los túneles además de soportar la presión del terreno; también se utilizan para corregir la tendencia de los escudos conforme al avance del equipo, mediante el empleo de anillos correctivos que están geométricamente contruidos con un desviamiento en su ancho, para que de acuerdo a su posición con respecto al resto del endovelado, se logre inducir una cierta tendencia correctiva con la parte más ancha o angosta de acuerdo a las necesidades.

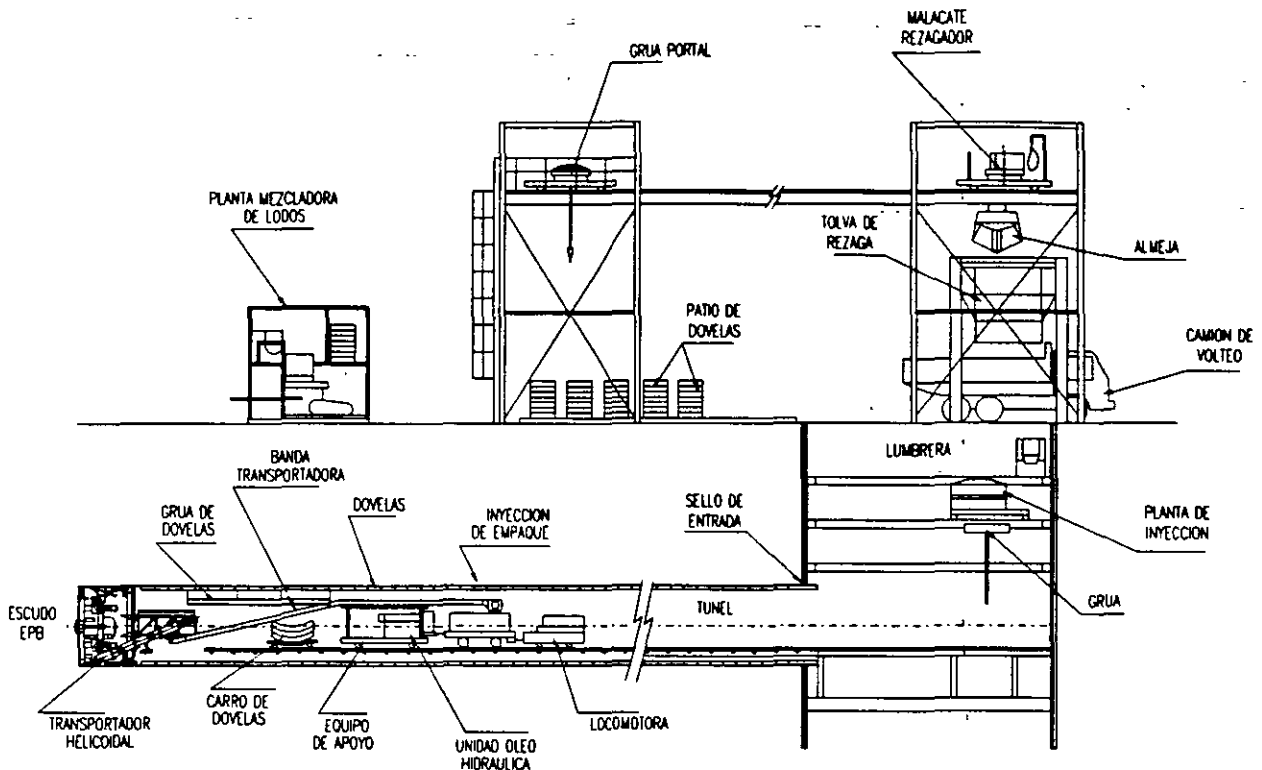


FIG. 12 SISTEMA OPERATIVO DE UN ESCUDO DE PRESIÓN DE TIERRA BALANCEADA

ASPECTOS COMPARATIVOS DE ESCUDOS PARA EXCAVAR TÚNELES EN SUELOS BLANDOS.

CONDICIÓN DEL SUELO POR EXCAVAR	ESCUDO DE PRESIÓN DE TIERRA BALANCEADA (EPBS)	ESCUDO DE FRENTE PRESURIZADO LODOS	ESCUDO DE FRENTE CON ABIERTA
Aplicación en suelos blandos con gran inestabilidad	Si	Si	Si, con aire comprimido
Influencia de los fragmentos grandes en suelos granulares	Debe considerarse en el diseño inicial del equipo	El método se vuelve ineficiente conforme al tamaño del fragmento	Ninguna
Se requieren tratamientos adicionales para mejorar el frente de excavación	No	No	Si
Influencia de la estabilidad del frente por presencia de agua	No	No	Si
Instalaciones superficiales para tratamiento y retiro de la rezaga	Muy pocas	Se requiere una planta de lodos y su disposición ecológica	Muy pocas
Facilidad de retirar obstáculos del frente de excavación	Permite extraerlos si no hay gran aportación de agua y/o inestabilidad del material	Permite extraerlos si no hay gran aportación de agua y/o inestabilidad del material	No hay problema en el retiro
Productividad en la ejecución de los trabajos de excavación	Excelente cuando se tiene buen control del equipo excavador	Alto rendimiento cuando no existen potentes estratos arenosos de alta aportación de agua	De muy baja a regular de acuerdo al proceso elegido para retiro del material y su mecanización
Facilidad de ejecución en tramos de curvatura	Con dificultades propias, al requerir sobrecortar el terreno de acuerdo a la longitud del escudo	Con dificultades propias, al requerir sobrecortar el terreno de acuerdo a la longitud del escudo	Relativamente sin problemas de ejecución, por la relación similar entre el diámetro y la longitud del escudo

3.4.1 DOVELAS METÁLICAS.

El soporte primario durante la construcción de los túneles puede ser constituido por diversos materiales, sin embargo al principio uno de los más usuales fueron las piezas metálicas fabricadas con hierro fundido o con placas de acero troqueladas o soldadas (fig. 13), en ambos casos se forman "cajas" abiertas, las cuales a través de la unión de varias piezas cuyas dimensiones están en función de la sección y diámetro del túnel, conforman un anillo al ser unidas por tomillería.

Su diseño estructural contempla el poder soportar los esfuerzos que le induce el terreno vecino, en su carácter de aplicación "permanente" y los que se inducen durante el avance del escudo correspondientes al aplicar temporalmente el apoyo de los gatos para realizar el empuje.

Para reducir la concentración de esfuerzos provocados por el apoyo de los gatos de empuje, es usual utilizar un anillo rigidizador que trabaja como zapata y que reparte la carga aplicada entre los propios gatos (como columnas) y el envodelado (como sistema de apoyo).

Tratando de reducir el costo, inició la utilización del revestimiento primario a base de anillos de dovelas prefabricadas con concreto reforzado (fig. 14), las que presentan mejores características al constituirse por menos elementos, mejorando también los sistemas de las uniones, facilitando el manejo y ensamble de las piezas a la vez de disminuir las deformaciones iniciales de los anillos provocadas por el peso propio, así como las filtraciones.

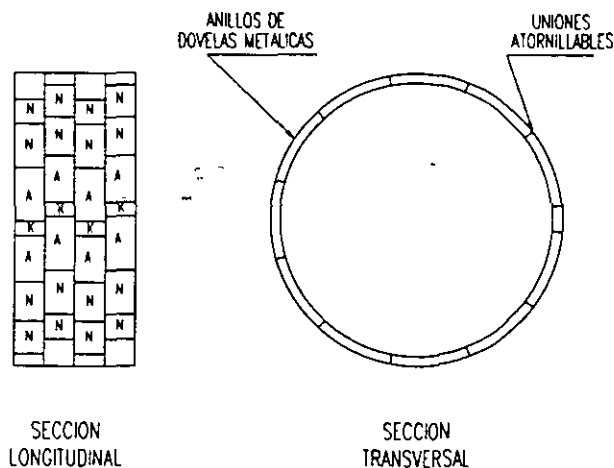


FIG. 13 ANILLO DE DOVELAS METÁLICAS

3.4.2 DOVELAS DE CONCRETO REFORZADO.

En la fabricación de esta dovelas se utilizan moldes metálicos de alta precisión que garantizan una óptima calidad de las piezas, el respeto total de sus dimensiones geométricas, la colocación de un inserto metálico para su manejo y necesario en la inyección del espacio anular, además cada dovela presenta una hendidura perimetral que permite alojar un sello flexible que impide el paso del agua freática, así como la inclusión de cajas metálicas para llevar a cabo las uniones entre piezas que garantizan una perfecta armonía y correspondencia entre los anillos ensamblados, aceptando una menor deformación por peso propio y una mayor resistencia a la presión del suelo al momento de salir del faldón del escudo.

Durante su proceso de fabricación, se realiza un estricto control de calidad en la selección de los agregados, en la elaboración de las mezclas de concreto, en el habilitado y colocación del acero de refuerzo, durante el procedimiento de colado, en el proceso de curado a vapor en cada pieza, etc.

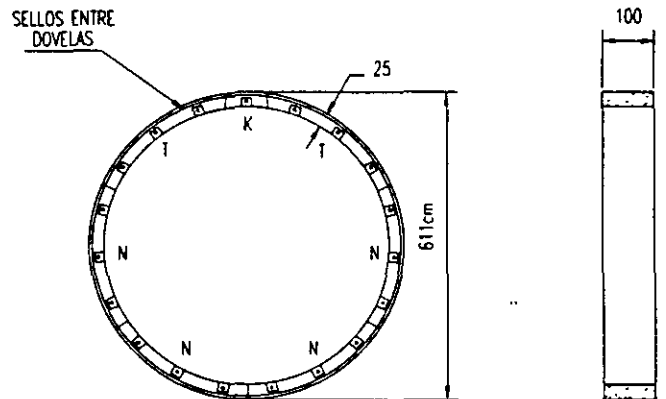


FIG. 14 ANILLO DE DOVELAS DE CONCRETO REFORZADO

3.4.3. MARCOS METÁLICOS Y MADERA

Otro método de estabilizar las paredes de una excavación con escudo, lo constituye un sistema formado por el ensamble sistemático de anillos conformados por secciones roladas de viguetas metálicas que se colocan a una cierta distancia entre sí, a fin de constituir una guía y apoyo para que se reciba un tapizado de secciones de madera entre dos marcos metálicos consecutivos.

3.5. MICROTUNELEO.

Podemos citar otro tipo de herramienta para la construcción de túneles de pequeño diámetro, en donde no es posible dar acceso al personal y a la

maquinaria necesaria para realizar el proceso de excavación y el retiro del material de rezaga, como por ejemplo para las zonas urbanas de gran concentración de servicios públicos, en donde no es posible excavar zanjas a cielo abierto, así como en los cruces conflictivos de autopistas, vías de ferrocarril, canales, ríos, etc. por tal motivo ha surgido esta nueva tecnología cuyo campo de acción es cada día más diverso, para dar una solución adecuada a la creciente renovación e implantación de tuberías y ductos subterráneos sin provocar grandes problemas y trastornos, además de conservar la armonía del área.

El mini escudo es el concepto más moderno y completo de las máquinas excavadoras para túneles de diámetro pequeño, implementados con diferentes sistemas que les permiten ser guiados desde la superficie y realizar los mismos procesos de excavación, extracción de rezaga e interacción o acoplamiento de la tubería de ademe, de forma muy similar que con los escudos grandes.

El proceso constructivo es muy rápido al efectuarse en una sola operación, además de poder ser operado por una sola persona a través de sensores y controles electró-hidráulicos, la operación del equipo se lleva a cabo en un espacio reducido que no afecta el tránsito de los vehículos, ni causa grandes molestias circunvecinas, además de ser muy competitivo con la técnicas tradicionales de tendido de tuberías con excavación a cielo abierto.

3.6. LUMBRERAS DE ACCESO EN SUELOS BLANDOS

3.6.1 LUMBRERAS FLOTADAS.

Construcción de brocales.

Se construyen dos brocales de concreto reforzado de forma circular y concéntricos (fig. 15), los que conforman un polígono que circunscribe al diámetro de la lumbrera más una cierta holgura, para dar la guía y garantizar la verticalidad de la excavación de los tableros de la zanja anular.

Excavación de la zanja anular.

Los tableros de la zanja anular se distribuyen uniformemente a fin de poder excavarlos alternadamente con un equipo de almeja guiada (fig. 16), hasta alcanzar la profundidad de proyecto. Durante la etapa de extracción de suelo en la zanja perimetral, el volumen de material desalojado se sustituye constantemente por un lodo bentonítico de ciertas características especificadas, manteniendo siempre su nivel por lo menos a un metro abajo del brocal para garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación.

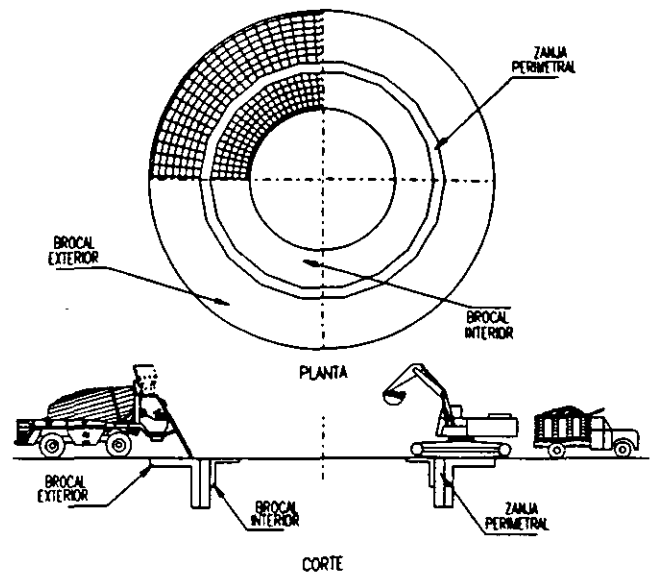


FIG. 15 EXCAVACIÓN Y COLADO DE BROCALES

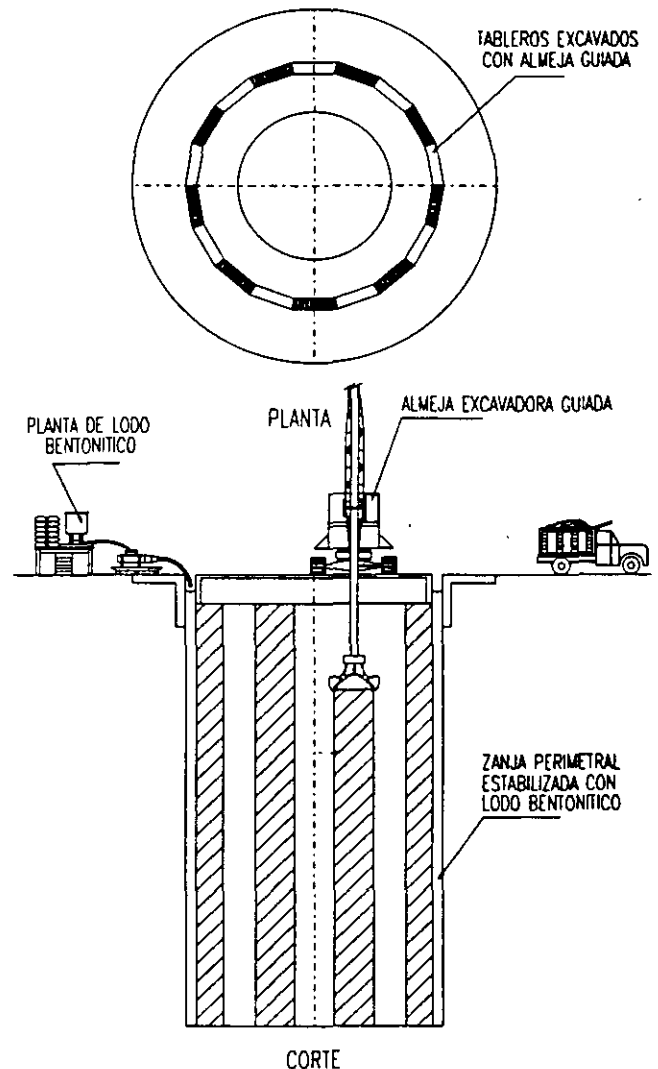


FIG. 16 EXCAVACIÓN DE ZANJA PERIMETRAL

Excavación del núcleo.

Terminada la zanja perimetral, se demuele el brocal interior y se procede al retiro del núcleo central de suelo (fig. 17), hasta llegar a la profundidad establecida en el proyecto, utilizando un equipo con almeja mecánica para la excavación y sustituyendo a la vez el material excavado por un lodo bentonítico.

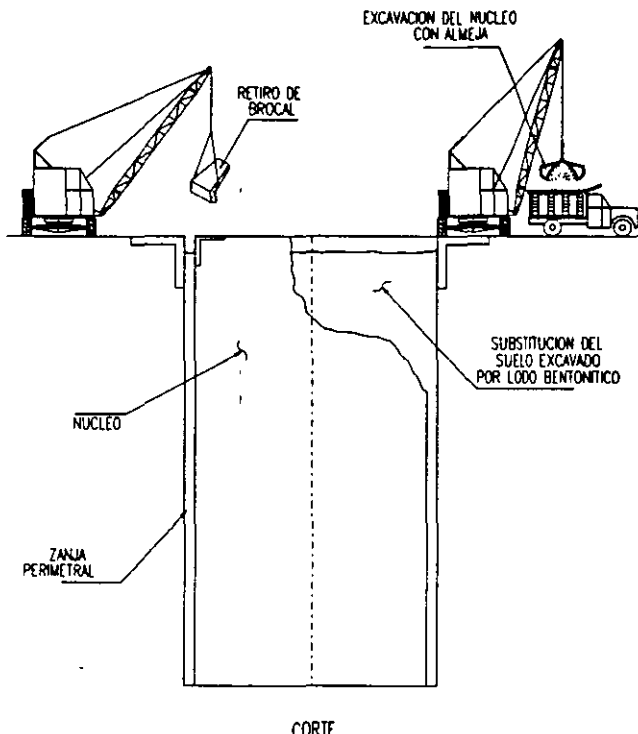


FIG. 17 EXCAVACIÓN DEL NÚCLEO

Colocación del tanque metálico.

Simultáneamente a la excavación de la zanja y del núcleo central, se habilita y construye un tanque metálico reforzado internamente y descubierto en su cara inferior, con un diámetro ligeramente mayor al exterior de la propia lumbrera (fig. 18) que presenta además una serie de tuberías colocadas al centro del tanque y cuatro líneas distribuidas en su perímetro, con el fin de manejar los respectivos procesos de inmersión a través de la inclusión y desalojo del aire en el interior, lo que motiva que sea hermético en todas sus uniones soldadas

Construcción e inmersión de la lumbrera.

A continuación, se coloca el tanque metálico sobre la superficie del lodo, para que flote en posición invertida, sosteniéndolo del brocal exterior mediante viguetas metálicas y cuatro malacates con poleas de carga, para que de esta manera se convierta en un área de trabajo sobre la cual se coloca el acero de refuerzo para la losa de fondo y parte de los muros de la lumbrera, procediendo posteriormente a

cimbrar perimetralmente el tramo respectivo con una altura próxima a los 2.0 m y a realizar el colado correspondiente para su construcción consecutiva.

Terminada la primer etapa de colado, se inyecta aire al interior del tanque metálico para propiciar su flotación y retirar así el sistema de viguetas radiales de sostenimiento, quedando listo para iniciar la primera inmersión respectiva, provocada al desalojar de una forma controlada el aire atrapado en el interior del tanque.

El descenso de la estructura tanque-lumbrera es guiado a través de los cuatro malacates que permiten su ajuste en caso necesario, sumergiéndose hasta que la sección del muro esté al nivel del brocal para detenerlo nuevamente con las viguetas radiales, prosiguiendo posteriormente con el siguiente tramo de armado, cimbrado, colado y descenso respectivo. Este proceso se repite cuantas veces sea necesario hasta colocar el tanque sobre el fondo de la excavación (fig. 19), procediendo a construir las traves de liga entre el muro de la lumbrera y el brocal exterior.

Cabe hacer notar que durante el ciclo de colados e inmersiones, se llega a requerir de colocar un lastre adicional en el interior de la lumbrera a base de lodo, a fin de ayudar a las inmersiones de la estructura.

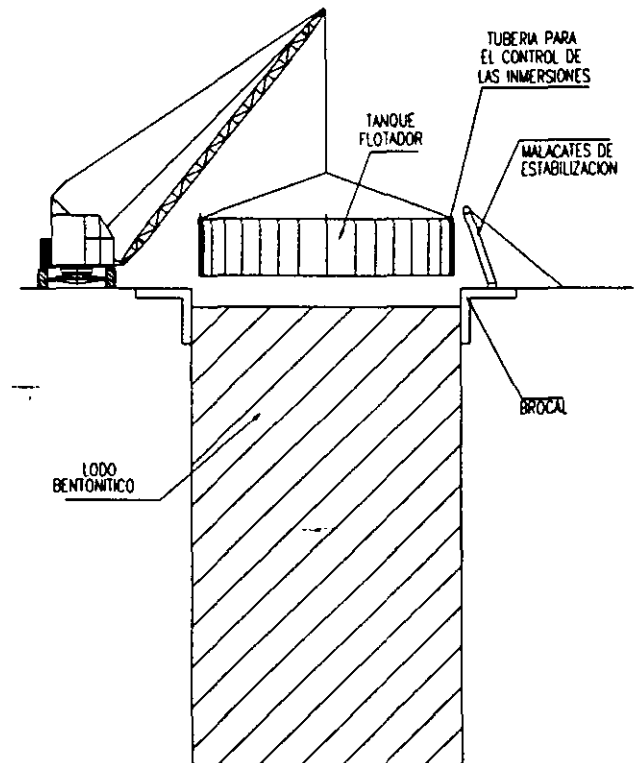


FIG. 18 COLOCACIÓN DEL TANQUE FLOTADOR

Relleno de la zanja anular.

A través de las tuberías instaladas en el tanque de flotación y prolongadas hasta la parte superior de la lumbrera, se rellena con mortero el interior del tanque de flotación, asimismo mediante diversas líneas de tuberías tremie instaladas perimetralmente, se rellena el espacio anular entre el muro de la lumbrera y la pared de la excavación (fig. 20), a fin de proporcionar un confinamiento adecuado y evitar la flotación de la estructura al momento de desalojar el lastre.

Sustitución del suelo.

A continuación en la zona de salida y/o llegada del túnel a la lumbrera (fig. 21), se sustituye el suelo natural por un mortero de baja resistencia y con mejores características mecánicas, de tal forma que el escudo excavador de frente presurizado pueda atravesarlo sin dificultad, a la vez de permitir la demolición de la pared de la lumbrera sin peligro de una falla de extrusión del material expuesto, al inicio de la excavación del túnel.

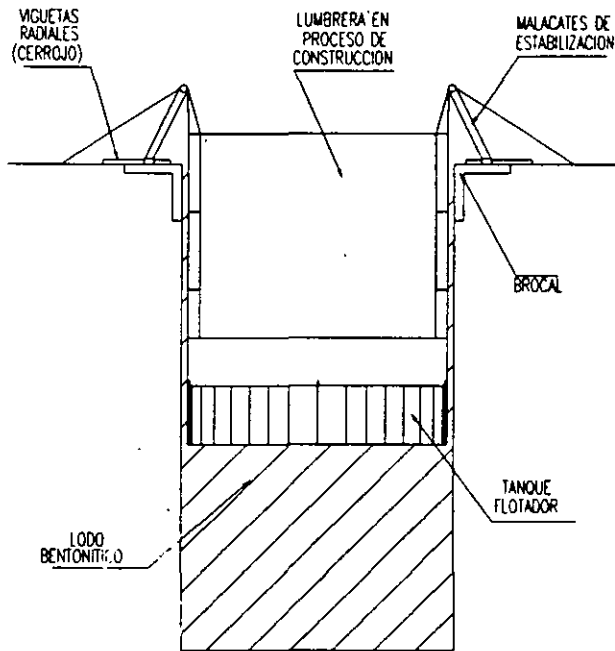


FIG. 19 PROCESO DE INMERSION DE LUMBRERA

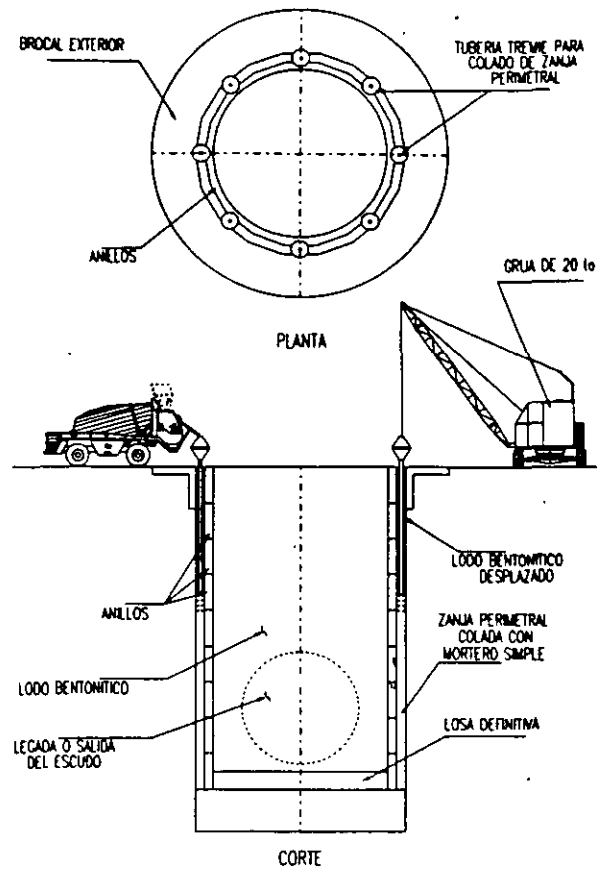


FIG. 20 RELLENO DE LA ZANJA PERIMETRAL

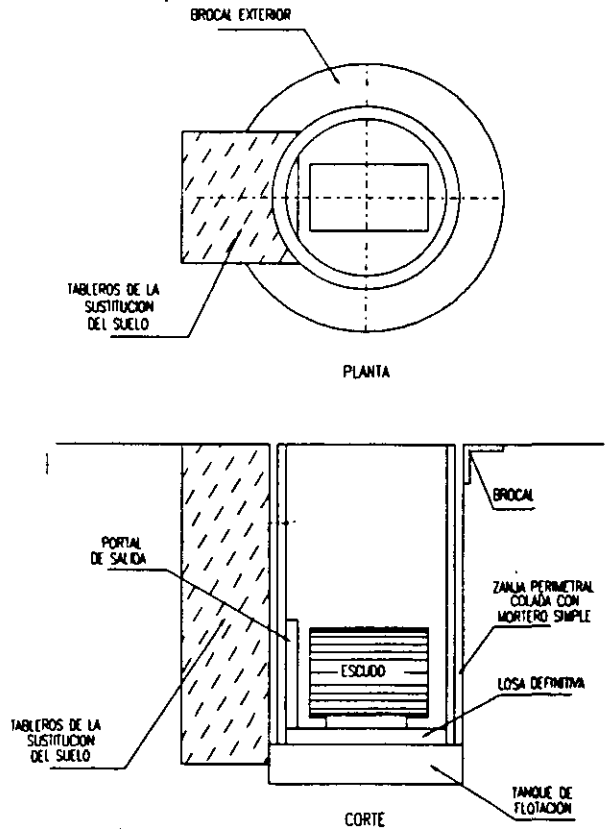


FIG. 21 SUELO MEJORADO A LA SALIDA DEL ESCUDO

3.6. LUMBRERAS DE ANILLOS PREFABRICADOS.

Construcción de brocales y excavación de zanja anular.

Se construyen dos brocales de concreto reforzado y sección circular (fig. 15), los cuales sirven de guía para efectuar la excavación de los tableros de la zanja anular, estos tableros circunscriben holgadamente el diámetro exterior de la lumbrera y se distribuyen uniformemente para ser excavados de forma alterna utilizando un equipo de almeja guiada, hasta concluir la zanja anular a la profundidad de proyecto (fig. 16), durante esta actividad y conforme a la extracción de material se restituye el volumen desalojado por un lodo bentonítico, para conservar la estabilidad de las paredes de la excavación.

Excavación del núcleo.

A continuación se demuele el brocal interior, para proceder a retirar el núcleo de suelo remanente hasta concluir la excavación a la profundidad establecida en el proyecto (fig. 17), mediante un equipo con almeja mecánica y sustituyendo el material excavado por un lodo bentonítico de propiedades especificadas.

Terminada la excavación del núcleo y utilizando grúas de gran capacidad, se procede a colocar, bajar y descansar sobre el fondo de la coquedad, el primer anillo de concreto prefabricado (fig. 22), el cual incluye el acoplamiento de las guías y preparaciones necesarias para la instalación de estructuras metálicas que servirán para llevar a cabo el descenso de los anillos subsiguientes, debidamente orientados.

Descenso del primer anillo.

En un área cercana a la lumbrera se construyen anticipadamente los anillos de concreto reforzado, fabricados con el espesor marcado en el proyecto y con una cierta altura (aproximada a los 3.0 m), modulada de acuerdo al número de secciones estimadas para alcanzar la profundidad de proyecto, cada anillo está debidamente reforzado con secciones metálicas en su interior y atiesado correctamente para evitar su deformación durante su manejo, colocación e inmersión respectiva.

Colado de la losa de fondo.

A continuación se procede con el colado de la losa de fondo (fig. 23), mediante la instalación de varias líneas de tubería tremie colocadas y distribuidas estratégicamente en toda el área de la lumbrera por colar, para propiciar un espesor uniforme del concreto colocado, en todo el fondo de la lumbrera y lograr sellar perfectamente el primer anillo en su parte inferior en el contacto con el fondo.

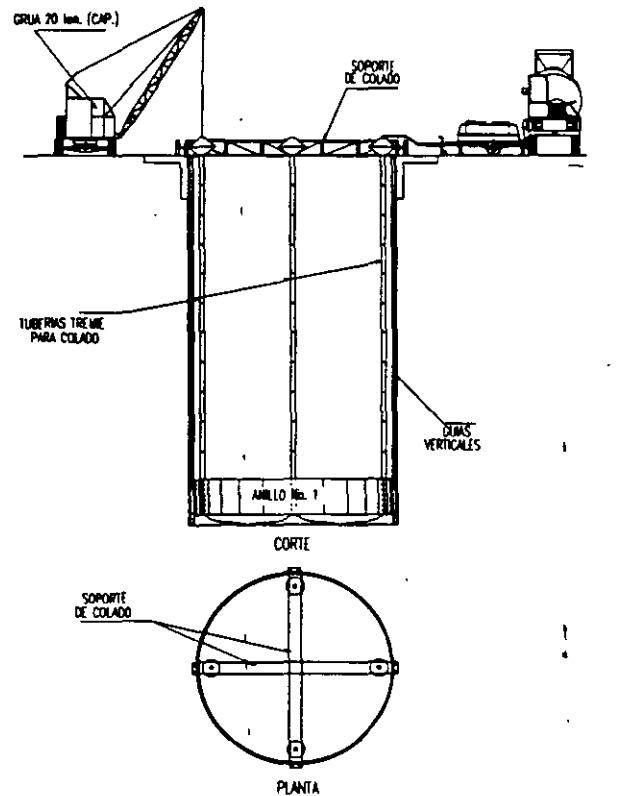


FIG. 22 DESCENSO DEL PRIMER ANILLO

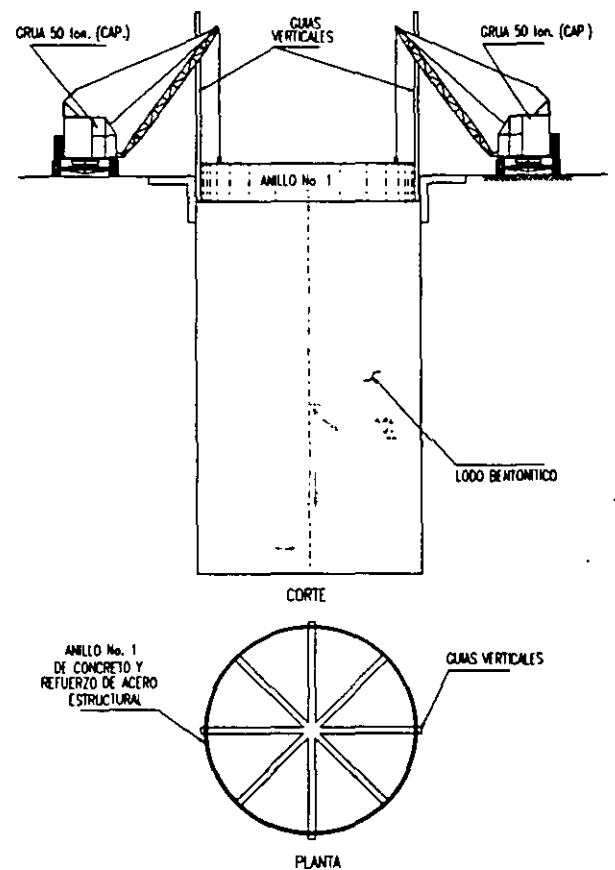


FIG. 23 COLADO DE LA LOSA DE FONDO

Descenso de los anillos subsiguientes.

Posteriormente se van colocando y bajando sistemáticamente los anillos restantes de concreto reforzado (fig. 24), los que presentan un orden cronológico preestablecido y con una orientación correctamente definida por las guías metálicas fijadas al primer anillo, debido principalmente a que los anillos inferiores contienen una zona específica de mortero simple que corresponde a la orientación de salida o llegada del escudo a través de la lumbrera, implementadas de acuerdo a las coordenadas preestablecidas en el proyecto respectivo.

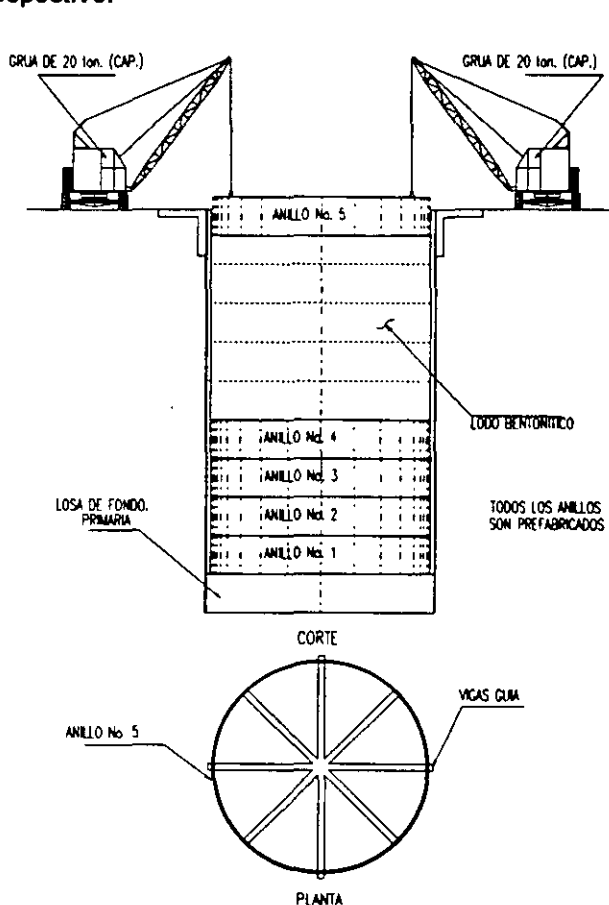


FIG. 24 COLOCACIÓN DE ANILLOS SUBSIGUIENTES

Relleno de la zanja anular.

A continuación se procede con el relleno del espacio anular entre el muro de la lumbrera y las paredes de la excavación (fig. 20), mediante la instalación de varias líneas de tubería tremie que permiten colocar el mortero perimetralmente de manera uniforme, a fin de sellar correctamente las uniones de los anillos subsiguientes y confinar adecuadamente los muros.

Segundo colado de los muros.

Finalmente se desaloja el lodo bentonítico del interior de la lumbrera, para proceder a su limpieza y colocación del acero de refuerzo que corresponde al

segundo colado para el ajuste y terminado de la losa de fondo, así como para concluir el espesor del m de la lumbrera, en donde se utiliza una cinta deslizando que permita realizar un colado continuo en toda la altura de la lumbrera (fig. 25).

En esta etapa se construyen también las estructuras de concreto reforzado correspondientes a los portales de entrada y salida que delimiten las zonas de mortero, para la llegada y salida de los túneles que convergen a dicha lumbrera.

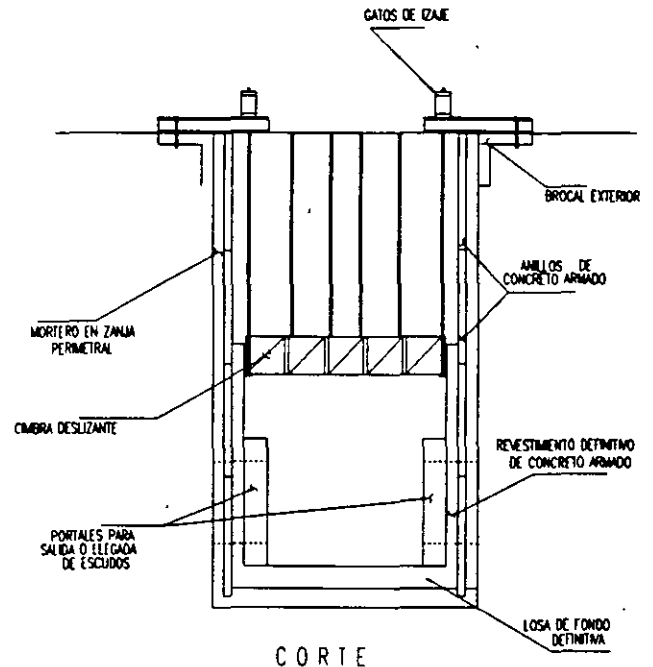


FIG. 25 SEGUNDO COLADO DEL REVESTIMIENTO DE LA LUMBRERA

4.0 PROCEDIMIENTOS DE TUNELADO PARA SUELOS FIRMES

El proceso de excavación de túneles en suelos firmes, depende en gran parte de las condiciones de flujo de agua y de la geometría misma del túnel y del grado de autosoporte del material, el proceso de excavación se realiza en una, dos ó más etapas que dependen de la estabilidad propia del material, suficiente para permitir colocar un ademe primario que le dé autosoporte a la oquedad, como puede ser la colocación de marcos metálicos (fig. 26) o concreto lanzado simple o reforzado con malla de acero o mediante la inclusión de fibras metálicas, complementado este sistema con anclaje y drenes (fig. 27).

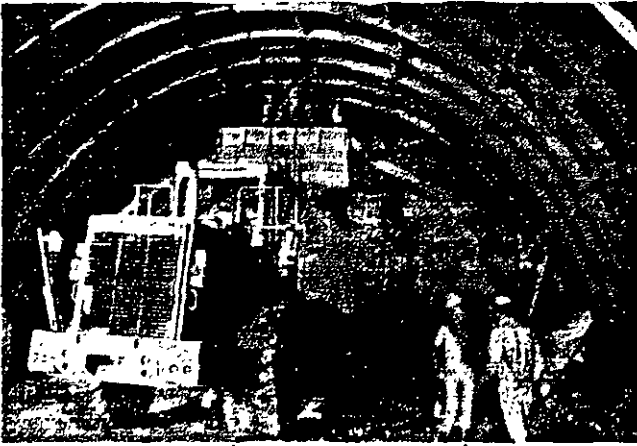


FIG. 26 COLOCACIÓN DE MARCOS METÁLICOS.



FIG. 27 COLOCACIÓN DE CONCRETO LANZADO

4.1. EXCAVACIÓN SOPORTADA CON ANCLAJE Y CONCRETO LANZADO.

Como estabilización y protección inicial a los desprendimientos en las paredes y clave de un túnel recién excavado y posteriormente contra el intemperismo (fig. 28), se colocan las capas de concreto lanzado que sean necesarias para dar el espesor establecido, utilizando una gran diversidad de equipos, dentro de los que destaca el robojet que mecaniza totalmente el proceso de colocación, posteriormente se efectúa el curado del concreto mediante el rocío permanente de agua o con la colocación de una membrana de curado, según establezcan las normas vigentes.

Colocación del anclaje.

Las características y especificaciones del anclaje se establecen anticipadamente, a fin de suministrarse con longitud y diámetro requerido, además de preparar la inyección de relleno a utilizarse, que puede ser a base de morteros o de resinas epóxicas.

Su colocación consiste en la perforación del barreno con un diámetro igual a dos veces el del ancla, para recibir el relleno de mortero o de resina, de fraguado rápido.

En el caso de utilizar mortero, las anclas se preparan previamente con la instalación de separadores metálicos y dos mangueras (una corta y otra larga), que sirven para el suministro del mortero y como testigo.

Al introducir el ancla se "calafatea" el barreno con una mezcla de fraguado rápido, para proceder a la inyección del relleno, al utilizar resinas, sus compuestos se introducen al barreno previamente en cartuchos separados a fin de que se rompan, mezclen e integren, al momento de girar el ancla con el equipo de barrenación.

Cada ancla tendrá en su extremo que sobresale del terreno, una placa para contribuir a la estabilización de los bloques de la excavación, la cual queda ahogada dentro del concreto lanzado.

4.2. EXCAVACIÓN CON ESCUDOS MECANIZADOS O MANUALES

Puede emplearse este tipo de herramienta de excavación cuando el material es básicamente firme y permite contener un espacio libre que se dispone para atacar el frente (fig. 29), actividad que puede realizarse manualmente o empleando equipo rozador (fig. 30) y retroexcavadoras según el tamaño y características del proyecto. Existe una gran diversidad en dimensiones y capacidades para los escudos de frente abierto que les permiten acoplar un buen sistema de soporte frontal a la vez de implementar otros aditamentos mecanizados, para realizar y agilizar el proceso de excavación y rezaga.

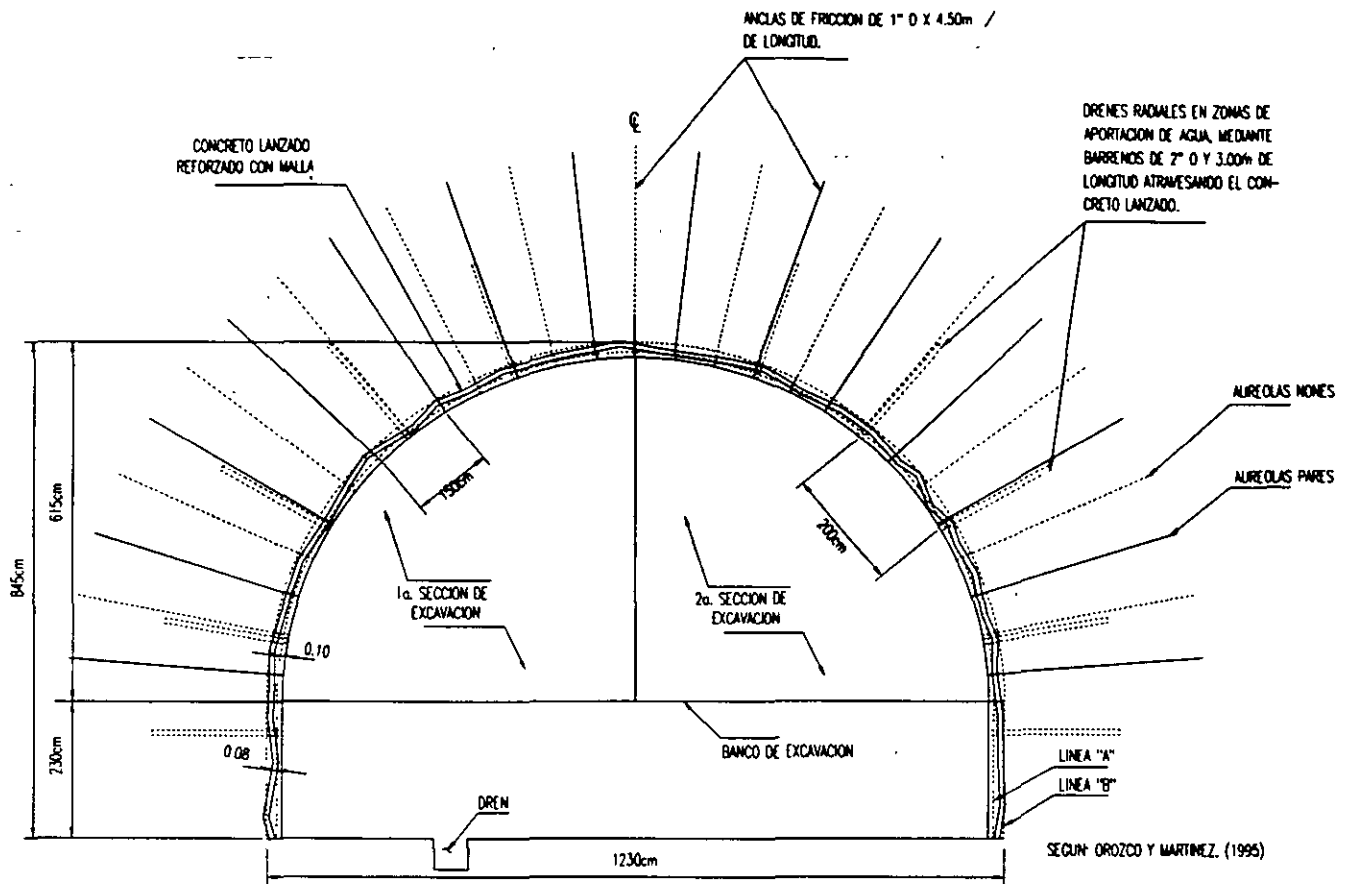
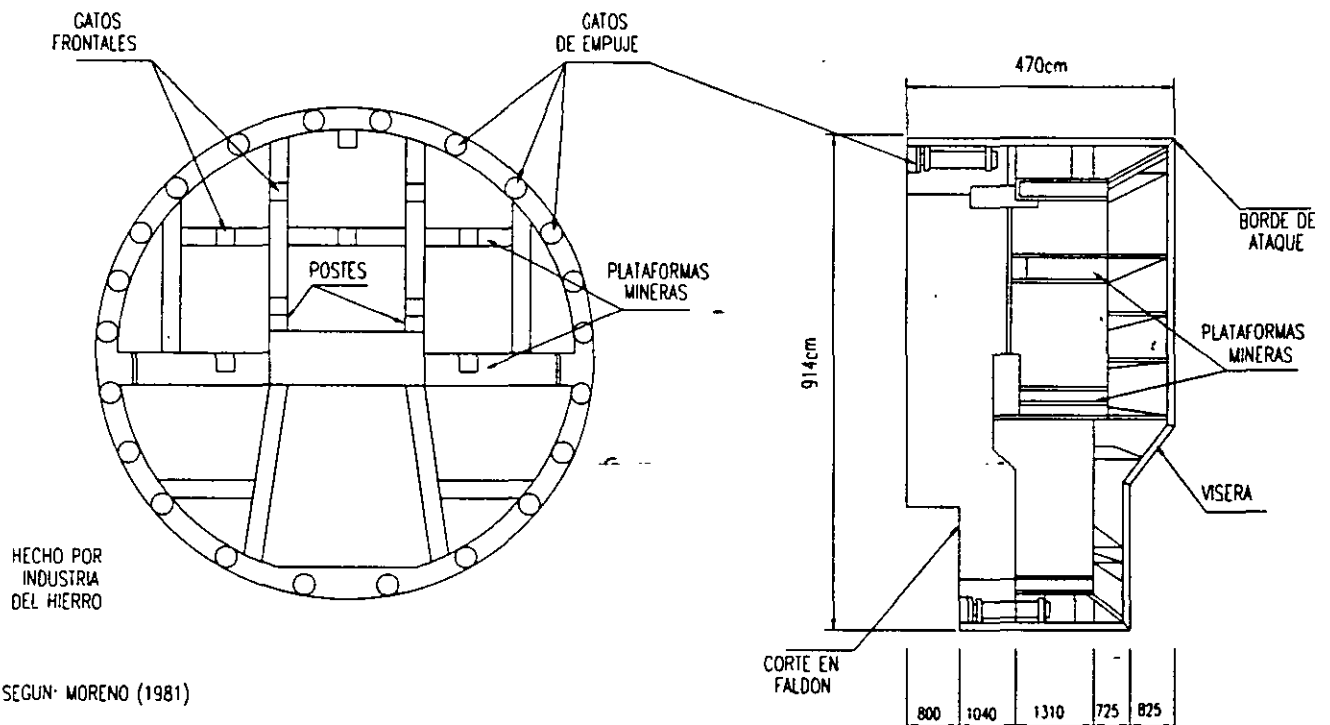
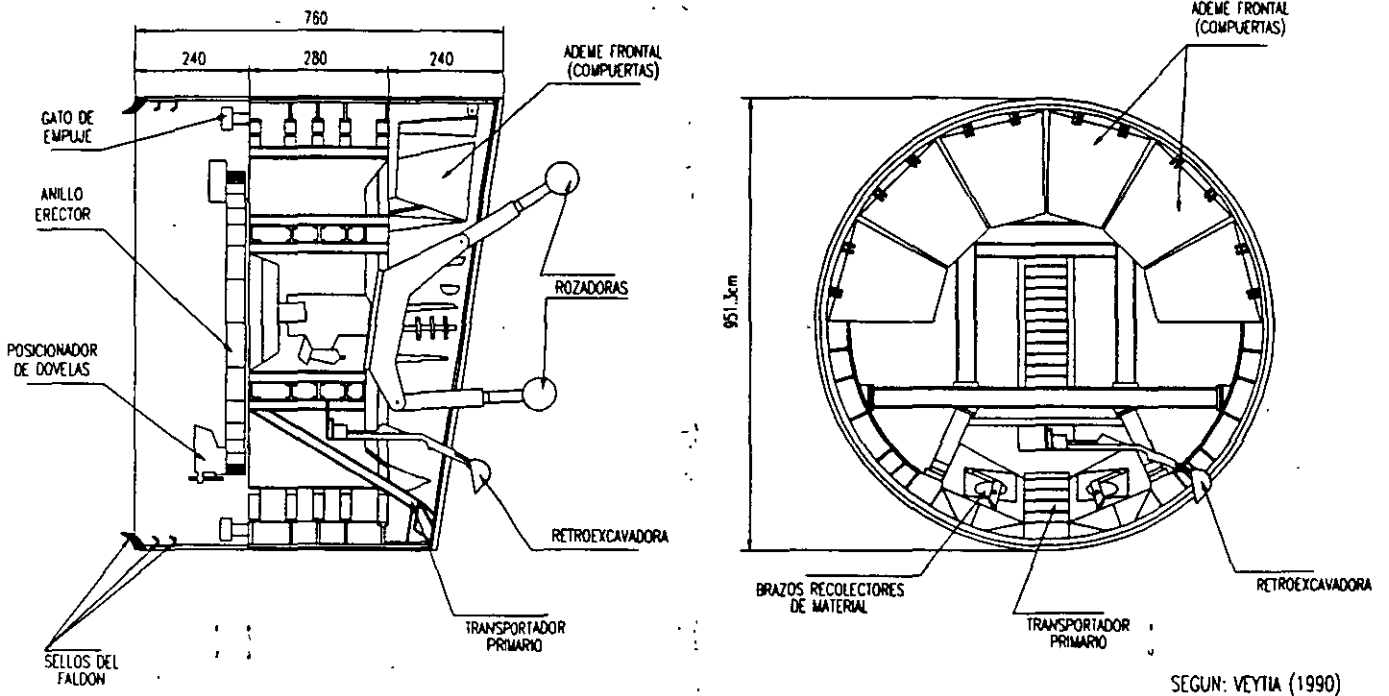


FIG. 28 REVESTIMIENTO PRIMARIO DEL TÚNEL A BASE DE CONCRETO LANZADO Y ANCA



CON ESTE ESCUDO SE INSTALARON DOVELAS DE CONCRETO, EXPANDIBLES, DE 25cm DE ESPESOR Y 80cm DE ANCHO; TRES PIEZAS POR ANILLO

FIG. 29 ESCUDO DE FRENTE ABIERTO DE 9.14 m DE DIÁMETRO.



CON ESTE ESCUDO SE INSTALARON DOVELAS DE CONCRETO ATORNILLADAS, DE 30cm DE ESPESOR Y 120cm DE ANCHO, OCHO PIEZAS POR ANILLO.

FIG. 30 ESCUDO MECANIZADO DE 9.513 m DE DIÁMETRO

4.3 EXCAVACIÓN CON EL MÉTODO PREMILL

La técnica PREMILL consiste en realizar un corte perimetral del terreno, utilizando una sierra mecánica accionada por un equipo móvil hidráulico, montada sobre un carril con las dimensiones y geometría de la sección transversal del túnel, de acuerdo al proyecto (fig. 31).

Dependiendo de las condiciones del terreno, el corte perimetral de la sección de excavación, se realiza con una profundidad establecida y en secciones parciales o en una sola operación, hasta concluir el perímetro del túnel, lo que permite implementar un soporte del túnel en secciones sucesivas para conformar las bóvedas de revestimiento primario tronco-cónicas (fig. 32), el que está parcialmente traslapado para asegurar su continuidad.

Cada sección de corte con la fresadora, se rellena inmediatamente con concreto lanzado de alta resistencia, de fraguado rápido y con el espesor solicitado, impidiendo así que el material empiece a ceder y provoque asentamientos del terreno

Este método se aplica eficientemente en terrenos cohesivos y en suelos firmes, donde las soluciones

tradicionales de consolidación y estabilidad del terreno por excavar resultan muy complicadas y antieconómicas, permitiendo avanzar y ademar el terreno con una bóveda continua por delante del frente de excavación (fig. 30), en una longitud preestablecida y antes de proceder a retirar el material del núcleo central que le dá soporte, reduciendo drásticamente los asentamientos inducidos por el tuneo, elimina los tratamientos de estabilización, las sobre-excavaciones y mejora las condiciones de seguridad.

Este método permite la colocación de marcos metálicos como soporte complementario al revestimiento primario de concreto lanzado, asegurando la estabilidad del terreno antes de proceder al retiro del material remanente, que puede realizarse en una sola operación a sección completa.

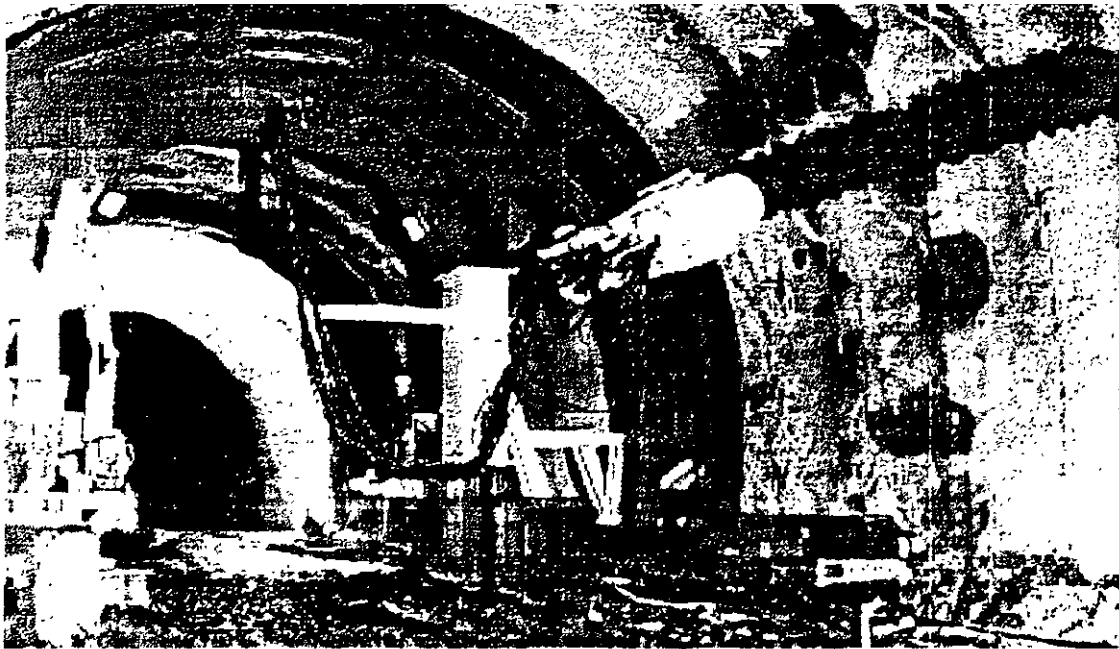


FIG. 30 EXCAVACIÓN CON EL MÉTODO PREMILL

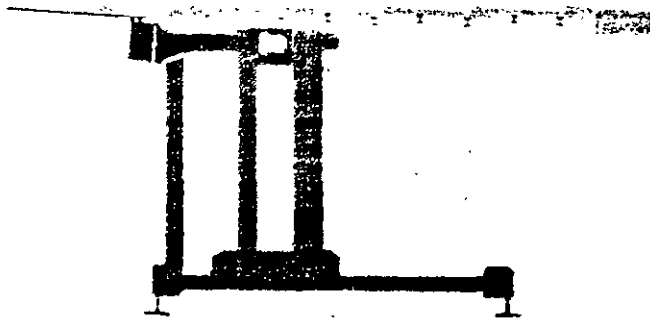


FIG. 31 SECCIÓN DEL EQUIPO HIDRÁULICO-MECÁNICO.

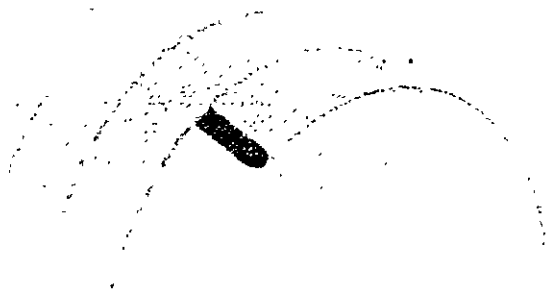


FIG. 32 BÓVEDAS TRONCO-CÓNICAS DE CONCRETO LANZADO

4.4. EXCAVACIÓN CON INCLUSIÓN DE JET GROUTING.

La aplicación del método permite realizar el tratamiento en una gran variedad de suelos sueltos granulares y hasta arcillas, para solucionar diversas condiciones de inestabilidad en suelos heterogéneos, siendo una alternativa a las inyecciones convencionales y otros métodos directos de tratamientos, al crear una consolidación temporal o permanente del terreno circundante, que mejora las características mecánicas del material y le permite un mayor tiempo de autoaporte para la excavación de los túneles.

Consiste en la introducir una barrena para el remoldeo del suelo y con ella misma efectuar la inyección de mezclas fraguantes empleando una técnica capaz de mejorar las características mecánicas e hidráulicas del terreno circundante al barreno (fig. 33), introduciendo a través de pequeñas perforaciones en la barrena, las mezclas cementantes suministradas a elevadas presiones (300 a 600 atmósferas aproximadamente) de acuerdo a las características establecidas, adecuadas al tipo de terreno y a las condiciones del mejoramiento requerido, a fin de conglomerar "in situ" el suelo remoldeado y crear una consistencia homogénea, conforme a las progresiones ascendentes establecidas, al extraer paulatinamente la barra de perforación e introducir al terreno la mezcla inyectada.

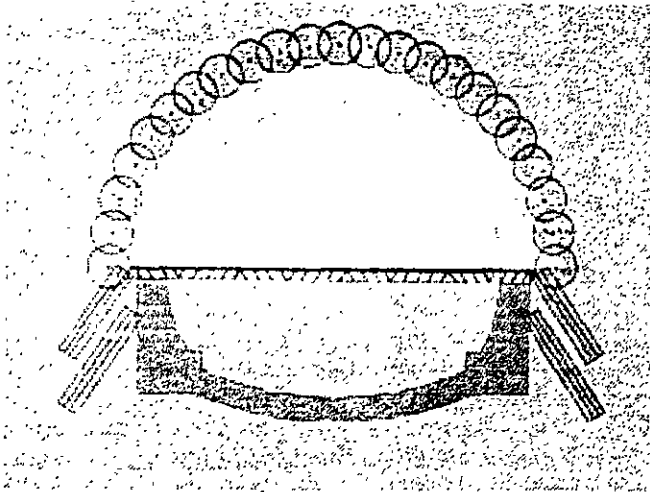


FIG. 33 ESTABILIZACIÓN PERIMETRAL CON LA TÉCNICA DEL JET GROUTING

Existen diversas alternativas en el número y diámetro de los orificios de inyección del tipo de mezclas fraguantes, de la presión aplicada, de la velocidad de rotación de la barrena y de la velocidad de extracción, estas condiciones establecen las características del diámetro probable y la resistencia inducida a la columna del suelo tratado por este método.

Esta alternativa para la excavación de túneles en suelos firmes pero poco estables, consiste en crear una barrera de suelo mejorado alrededor de la bóveda y partes laterales del túnel, a través de los barrenos antes mencionados con la dirección, profundidad y separación establecida de acuerdo a las condiciones del terreno y al objetivo principal de implementar el método del jet grouting (fig. 34), sea éste para la impermeabilización, consolidación o ambas condiciones de mejoramiento del terreno por excavar, la secuencia para la ejecución de los barrenos es conforme a los avances del frente de excavación (fig. 35), a fin de crear un traslape entre las secciones consecutivas del tratamiento, propiciar la continuidad del revestimiento primario y la estabilización del túnel.

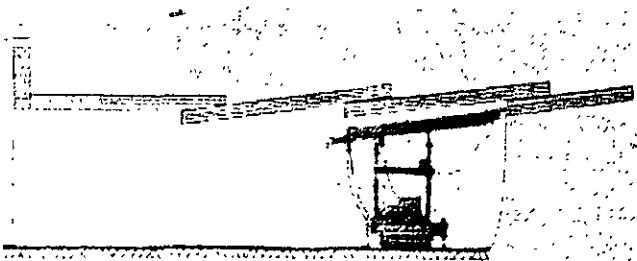


FIG. 34 ESTABILIZACIÓN DIRECTA DESDE EL FRENTE DE EXCAVACIÓN, MEDIANTE JET GROUTING

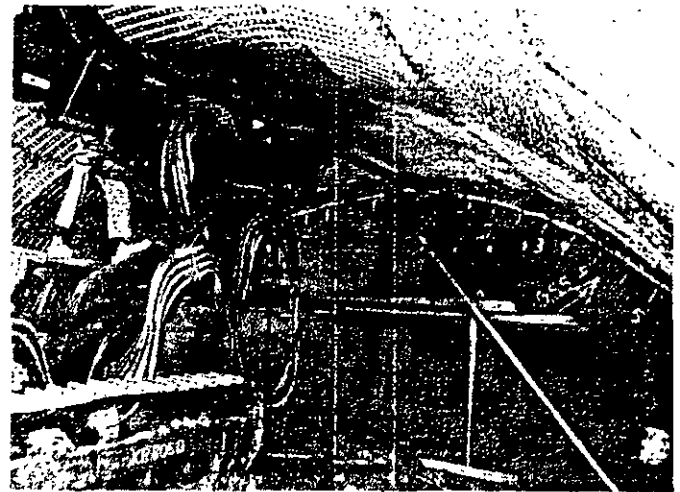


FIG. 35 PROCESO DE EJECUCIÓN DEL JET GROUTING

4.5 LUMBRERAS DE ACCESO EN SUELOS FIRMES.

Excavación de brocales.

La excavación de lumbreras en suelos firmes inicia también con la construcción de los brocales, los cuales se forman al excavar una zanja perimetral con profundidad aproximada a tres metros, dejando las paredes estabilizadas mediante un recubrimiento de concreto lanzado reforzado con malla metálica, en caso necesario se instala un anclaje sistemático, a fin de poder construir la parte exterior del brocal perimetral a base de concreto reforzado para soportar las concentraciones de carga causadas por el equipo de construcción.

Este brocal delimita el diámetro de la lumbrera y garantizar la verticalidad de la excavación, además de servir para facilitar la circulación y posicionamiento de los equipos de trabajo.

EXCAVACIÓN DE LA LUMBRERA.

Posteriormente se excavan las siguiente etapas establecidas con avances de 2.0 m aproximadamente (fig. 36), a fin de permitir revestir las paredes con concreto lanzado hasta formar una capa de 10 a 20 cm, repitiendo este ciclo de trabajo hasta llegar a la profundidad de proyecto.

Este método permite colocar diversos tipos de revestimiento primario, como es el caso de implementar marcos metálicos, anillos de dovelas con inyección del espacio anular, etc. de forma muy similar a la excavación de un túnel vertical.

Al detectar filtraciones en la excavación, se canalizan con tubos y mangueras que permitan desalojar libremente los escurrimientos hacia el interior del pozo, y extraerlos posteriormente mediante un sistema de bombeo de achique.

Una vez terminada la excavación de la lumbrera, se procede al armado y colocación del concreto hidráulico para la losa de fondo y paredes, dando el nivel necesario para recibir el equipo de excavación.

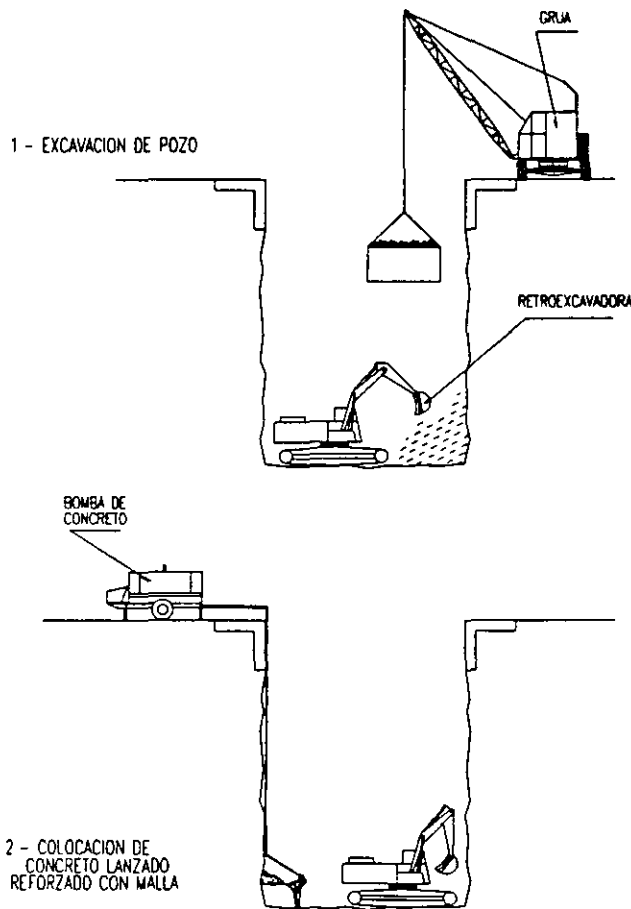


FIG. 36 CONSTRUCCIÓN DE LUMBRERAS EN SUELOS FIRMES

5.0 REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

Posterior a la terminación de la excavación del túnel, se procede a la construcción del revestimiento definitivo generalmente a base de concreto reforzado, en donde se habilita y coloca primeramente el acero de refuerzo de acuerdo a lo indicado en el proyecto, colocando y ensamblando posteriormente la cimbra metálica para el confinamiento y compactación del concreto hidráulico y dar así el diámetro terminado.

5.1 CON CIMBRA MONOLÍTICA.

Su uso es frecuente en túneles excavados en materiales con cierto grado de autosuporte y de gran

diámetro, ya que utilizar una cimbra telescópica para estos casos, resulta antieconómico por los gran volúmenes manejados y los correspondie tiempos de colado y de espera del fraguado del concreto, afectando así la realización del siguiente cambio de cimbra a la nueva posición.

El procedimiento de colado puede realizarse de la siguiente manera:

- Colado de las guarniciones laterales de la sección del túnel, utilizando una cimbra metálica toda vez que se ha colocado el soporte primario.
- Construcción del revestimiento de la sección de la clave del túnel, mediante una cimbra monolítica de corta longitud, actividad realizada a un cierta distancia del frente de excavación y de las respectivas guarniciones, para no interferir con dichas actividades.
- Finalmente la conclusión del revestimiento de la sección restante del túnel, al colocar el concreto en la cubeta.

5.2 CON CIMBRA TELESCÓPICA.

Se realiza la limpieza de las paredes del endovelado y la colocación del acero de refuerzo en la sección por colocar, para el ensamble y acoplamiento inicial de la cimbra metálica en el interior del túnel (fig. 37) introducida y armada por el extremo del túnel, que inicie las actividades del revestimiento,

AL concluir la colocación del concreto y alcanzado su fraguando, se procede al traslado de cada módulo de la cimbra hacia el nuevo tramo por colar, desacoplando la tomillería de las uniones longitudinales y transversales entre los módulos, utilizando una estructura rodante llamada transportador que desacopla los módulos y los traslada consecutivamente por secciones a través del interior de la propia cimbra.

La colocación de los módulos en el siguiente tramo; se inicia con la instalación de los separadores necesarios para ubicarla correctamente sobre el endovelado a la vez de darle la alineación y elevación respectiva, la que estará de acuerdo a los datos que determine el área de topografía y con base a la rasante hidráulica a conservar para el túnel revestido.

Los tramos de túnel con presencia de curvas horizontales y/o verticales, originan que las uniones transversales entre los módulos presenten una cierta abertura, las que deberán ser cerradas mediante un tapón de madera y/o cerchas bien calafateadas, para evitar la fuga de lechada y dar el acabado necesario al concreto en dicha zona.

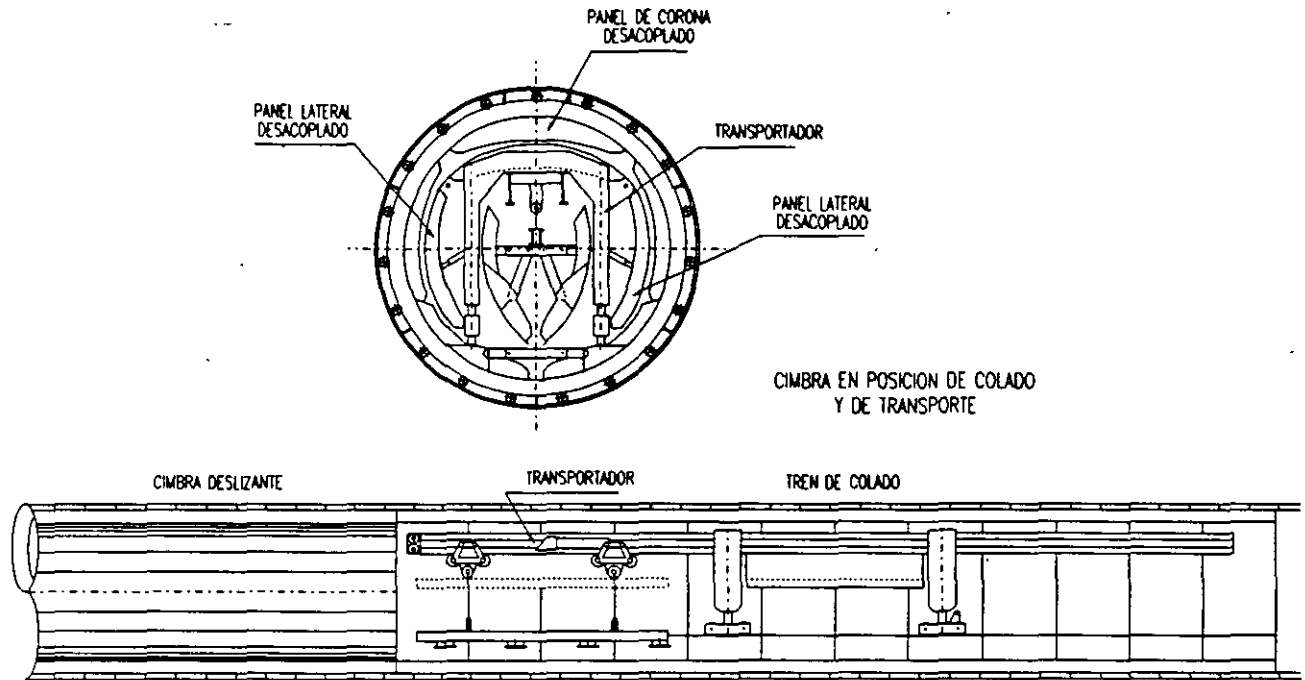


FIG. 37 CIMBRA TELESCÓPICA PARA EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

Secuencia del colado.

El concreto se recibe en la superficie y se conduce a través de bombeo y por tubería hasta la ubicación de la cimbra en el interior del túnel, para su colocación dentro de la cimbra se utiliza un equipo distribuidor llamado snorkel, que se conecta y vierte el flujo al interior de la cimbra a través de las válvulas o de las ventanillas ubicadas en la parte inferior y lateral de la cimbra, llenándola consecutivamente en el sentido del avance de los colados hasta una cierta distancia, definida en base al talud natural que guarda el concreto fluido, con esta secuencia, se va colocando el concreto hasta llenar la cimbra en las primeras ventanillas. Simultáneamente se realiza el acomodo y compactación del concreto, mediante la operación de los vibradores instalados en la cimbra, a fin de colocarlo uniformemente de acuerdo a su talud natural.

Cuando el concreto alcance el nivel superior de la cimbra, se realiza el cambio en la posición del equipo distribuidor o snorkel, para reanudar el proceso de bombeo del concreto, hasta llenar nuevamente al nivel de las siguientes ventanillas y repetir la operación sucesivamente, hasta confirmar que se encuentra completamente llena la cimbra.

6.0 ASPECTOS DEL CONTROL TOPOGRÁFICO.

Actualmente el concepto de topografía especializada para obras subterráneas es más versátil, preciso y con gran modernización, al emplear aparatos electrónicos tendientes a la optimización de los recursos para el cálculo y dibujo, de uso frecuente, guardando siempre sus principios elementales y apoyados en la utilización de cartografía y fotografías aéreas, tal es el caso del establecimiento de niveles y rasantes de un túnel, el estudio altimétrico de elevaciones de la obra, definir el perfil del terreno sobre el eje del túnel referido a bancos de nivel profundo, con propiedad y control oficial.

Dependiendo del tipo de trabajo, será seleccionando el equipo necesario, la periodicidad de mediciones y la precisión requerida en estas actividades a fin de ofrecer un servicio adecuado. Dentro de los diferentes conceptos para el control topográfico realizado durante la construcción de obras subterráneas, destacan los siguientes.

En la construcción de lumbreras :

1. Levantamiento de poligonales envolventes con orientación astronómica, ligadas a puntos de catastro y/o de coordenadas.
2. Posicionamiento en proyección horizontal del centro de lumbreras.
3. Planteamiento del eje del túnel.

4. Trazo de los ejes de llegada y salida de los túneles.
5. Control altimétrico de las secciones y estructuras durante su construcción.
6. Definir profundidades y verticalidad de las estructuras excavadas coladas.
7. Seccionamiento de los cortes realizados para el caso de suelos firmes.

Para el caso de construcción de túneles, la topografía asume gran importancia al constituirse en el guía del constructor, realizando principalmente las siguientes actividades :

1. Planteamiento geométrico lineal del desarrollo del túnel.
2. Verificación superficial de la distancia real sobre el eje del túnel.
3. Determinación de ejes, niveles y trazos en el interior de las obras subterráneas, con los replanteamientos necesarios.
4. Trazo y control de las curvas de enlace durante la excavación.
5. Control del trazo, alineamiento horizontal y vertical, así como los niveles del túnel.
6. Verificación y seccionamiento del túnel.
7. Medición de los movimientos registrados en la superficie del terreno, conforme al paso de la excavación.
8. Determinación de los movimientos registrados por el revestimiento primario en los túneles, con respecto al tiempo de excavación.

En la actualidad, los escudos pueden contener sistemas de medición integrados a un equipo topográfico guía, con rayos láser más versátiles y precisos para este tipo de trabajo, acoplados sobre un teodolito pre-orientado hacia una tarjeta de registro situada estratégicamente sobre el escudo, para el continuo control altimétrico y de horizontalidad en cada uno de los avances del escudo, con datos visuales inmediatos y almacenamiento de registros mediante sistemas de software, para su análisis posterior, conservándolos y archivándolos de una manera más práctica.

REFERENCIAS.

Desing of tunnel liners and support systems, 1996,
D.V. Deere, R. B. Peck, J. E. Monses, B. Schmidt.

Tunnels & Tunnelling, revistas varias, Londres 1986-1996.

Memoria descriptiva de las obras del drenaje profundo del Distrito federal, México 1997.

EXCAVACION DE TUNELES
EN ROCA SANA

Ingeniero Enrique Lavín Higuera

I.- ANALISIS DEL PROBLEMA

Quien tiene la misión de planear la excavación de un túnel y en general de una obra, parte de la certeza de que los estudios preliminares y el proyecto, fueron realizados por expertos en las diversas disciplinas inherentes al objetivo. En consecuencia, corresponde al constructor analizar perfectamente la información para así realizar una correcta planeación del desarrollo del túnel o de cualquier obra.

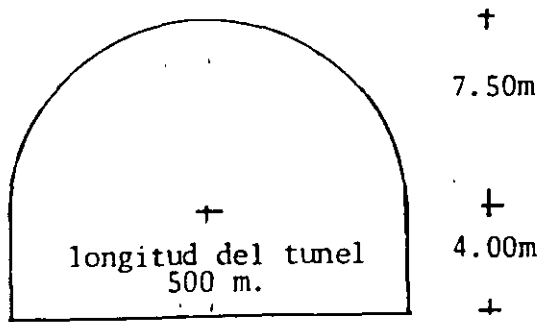
El estudio del suelo o de la roca ocupa para nuestros fines, un lugar prominente. Pero también es importante la consideración de innumerables aspectos, resaltando de entre ellos :

- a) Geometría y longitud de túnel
- b) Perfil geológico, contactos y fallas
- c) Propiedades de los suelos o de las rocas
- d) Buzamientos, estratificación y fracturación
- e) Nivel freático y flujos subterráneos
- f) Localización de la obra

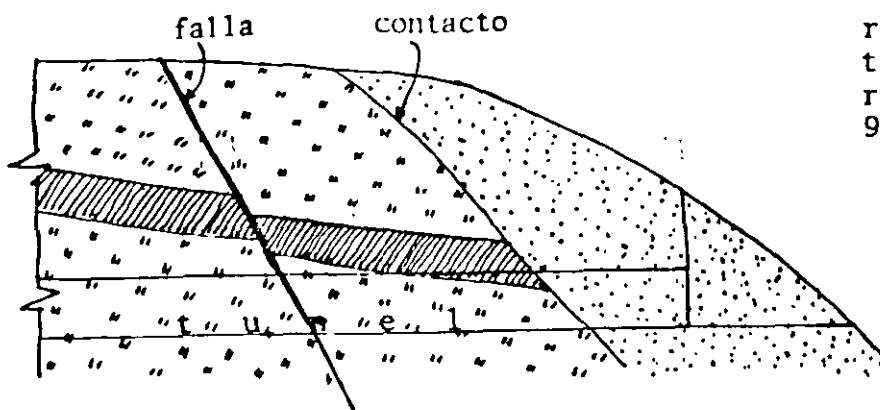
El análisis de los anteriores nos permite conocer la calidad de la roca así como sus accidentes geológicos y la acción que pudiera ejercer el flujo de agua en el material o en el procedimiento constructivo. Hay que considerar, que por el hecho de clasificar una roca bajo la denominación de "sana", no está exenta de problemas para su excavación y estabilidad. Puede ser necesario la aplicación de elementos de soporte primario, tales como ademe metálico, anclajes, concreto lanzado, inyecciones de consolidación, revestimiento primario, etc.

Para determinar con la mayor precisión posible las características más importantes del terreno, el mejor método es el de construir un túnel de exploración de dimensiones reducidas en la totalidad de la longitud, inversión que seguramente fructificará mayormente que su costo.

Así por ejemplo tenemos un caso hipotético, del cual plantearemos en el tema IV su solución simplista:



granito suave, roca ignea intrusiva, formación masiva; clasificación tunelera: n°. 1- duro; $W=2.9 \text{ ton/m}^3$; velocidad sónica = 4,000- m/seg.



roca homogénea, no estratificada; recuperación de núcleo 93%; R.Q.D. 88%

II.- ESTUDIO DE METODOS Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Es usual que la vanguardia de la construcción en general la lleven los fabricantes de maquinaria y materiales. Por razones comerciales obvias, los fabricantes apoyan el desarrollo de sus productos y de nuevos métodos constructivos, con investigación y experimentación en sus centros tecnológicos.

Si bien es muy importante conocer lo más avanzado en métodos constructivos, lo es más, el seleccionar el procedimiento constructivo, más idóneo para nuestro medio, que reporte las mayores economías y que implique la menor inversión. ¹

En relación con la maquinaria no siempre se puede conseguir lo más avanzado, máxime si la tecnología no es nacional. Aparte de que lo más novedoso es muy costoso, hay otro tipo de implicaciones como por ejemplo: permisos de importación créditos en el exterior y divisas, difíciles de conseguir; extemporaneidad para tener la máquina al pie de la obra; falta de refacciones y servicios; operación y mantenimiento defectuoso por desconocimiento del equipo; etc. Además debe justificarse con precisión la inversión en equipo nuevo, con la posibilidad de su amortización en un contrato específico.

III.- PLANEACION

El elaborar una planeación del desarrollo de un obra implica muchas de las veces, haber determinado la alternativa definitiva por procedimiento iterativo. Después de haber un planteamiento es necesario revisarlo para determinar si es el óptimo en función de la economía, de la productividad, de la rentabilidad, de la inversión y del flujo de caja, así como de la disponibilidad de los recursos.

Una planeación correcta, debe incluir :

- a) Determinación del procedimiento
- b) Selección de la maquinaria, determinación de las plantillas de personal y de recursos materiales.
- c) Cálculo de la productividad de los conjuntos y utilización de los recursos materiales.
- d) Ciclos de producción
- e) Programa de construcción
- f) Cálculo del costo de producción
- g) Flujo de caja

En consecuencia a la planeación, el seguimiento y control del proceso constructivo nos permitirá determinar planteamientos inexactos y su repercusión sobre la programación y la economía. Además se habrá apreciado que factores podrán ser los correctivos que nos permitan llevar a su consecución el propósito original.

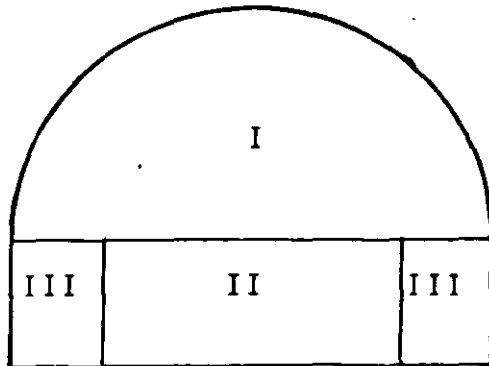
IV.- PLANTEAMIENTO PARA LA RESOLUCION DE UN CASO HIPOTETICO

Al final del tema I establecimos la información básica del caso hipotético del cual ahora plantearemos simplistamente, los aspectos medulares del procedimiento de excavación y del diseño de voladuras. Es común que la problemática de construcción de túneles radique no sólo en lo que desarrollaremos en este tema, sino que en ocasiones los demás aspectos aislados o en conjunto constituyen la base primordial para la solución. Basta mencionarlos para darnos cuenta de su importancia: conducción de aire comprimido, de electricidad y de agua; ventilación, iluminación y bombeo; instalaciones para barrenar, ademar o lanzar concreto; revestimiento -primario y definitivo; subestaciones de alta tensión, carcamos de bombeo y tanques reguladores de aire comprimido; drenajes y canalizaciones; planta de energía y de compresores; etc.

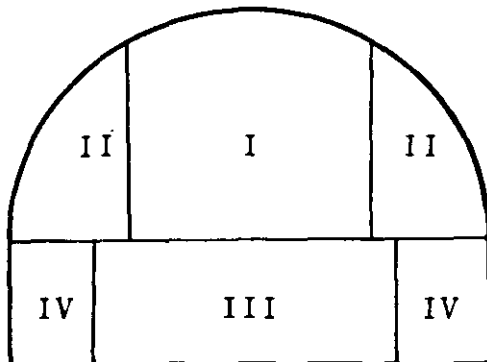
A) División de la sección de construcción

Para la excavación de túneles de grandes dimensiones (como es el caso que nos ocupa), existen diversos métodos constructivos dependiendo del tipo de suelo o roca. Todos son coincidentes en dividir la sección en dos o varias etapas de excavación, siendo las razones de ello: la economía, la seguridad y la productividad.

Para el caso hipotético que estamos exponiendo, dado la calidad de roca que se tiene se podría resolver con cualquier de las siguientes alternativas.



- I.- excavación de bóveda
- II.- banqueo vertical
- III.- banqueo horizontal



- I.- excavación piloto
- II.- laterales de bóveda
- III.- banqueo vertical
- IV.- banqueo horizontal

El método ilustrado en la primera de estas figuras es el más económico siempre y cuando la roca sea de buena y uniforme calidad, como es el caso hipotético propuesto. Dadas estas características, se puede considerar que no es necesario la aplicación de ningún tipo de soporte.

Si los estudios no tuvieran la precisión deseable o si hay incertidumbre en cuanto al comportamiento del terreno, es preferible efectuar la excavación con un método más seguro como el que se ilustra en la segunda figura. El llevar un frente piloto permitirá conocer el comportamiento del terreno para así prever lo necesario, anticipadamente a la terminación de la excavación de la sección de bóveda. Debe considerarse que la calidad del terreno, puede variar inesperadamente o puede presentarse algún accidente geológico no previsto.

Las dimensiones de la sección piloto dependería de las características de la roca y del equipo de perforación y rezaga.

Por lo demás, el hecho de dividir la sección de bóveda en dos etapas, no implica que la productividad en su conjunto sea menor: se puede efectuar los ciclos de excavación de ambas etapas simultáneamente pero con un desfaseamiento por ejemplo, de 15 m. También se puede intentar con menores riesgos, mayor profundidad de avance por voladura.

El banqueo vertical se efectúa una vez concluido los trabajos de excavación de la sección de bóveda en toda la longitud del túnel, para así tener mayores ventajas en el acceso y la ventilación. De esta manera, el equipo de barrenación se manejaría por un portal cuyo nivel es el del arranque de la bóveda; y el equipo y el de rezaga, se operaría por el otro portal cuyo nivel es el del piso del túnel terminado. Para la barrenación se puede utilizar perforadora sobre orugas, equipo que nos permitirá efectuar el trabajo con mayor rapidez y economía.

El banqueo lateral se realiza prácticamente por necesidad. La suma de las longitudes de perforadora más la de la barra, impide que se pueda efectuar con eficiencia, la barrenación en las orillas de la excavación de la sección inferior. Por ello es que debe barrenarse para darle salida horizontal a la voladura y de paso, se aprovecha para efectuar voladura de corte controlado en el contorno de la excavación. Cualquier sobre-excavación o desprendimiento provocado en las paredes, habrá de rellenarse costosamente con concreto hidráulico en la etapa del revestimiento definitivo.

Por otro lado, es factible excavar la sección inferior con barrenación horizontal y procedimiento constructivo cíclico tipo túnel. La decisión final estará influida por las características del terreno, el tipo de soporte que se tenga previsto para la sección completa del túnel, y por la economía.

B) Equipo de construcción

Los grupos de maquinaria que son factibles de utilización en la excavación de un túnel deben analizarse no sólo en cuanto a su capacidad de producción, sino también, en función de sus dimensiones, de sus alcances, de su movilidad y de los espacios necesarios para su operación. No hay que olvidar que en este caso dentro del túnel, la maquinaria habrá de operar en espacios reducidos.

La barrenación y la rezaga, son las dos actividades que consume más tiempo (de allí su importancia) en el ciclo de excavación, razón por la cual, debe tenerse especial cuidado al seleccionar estos dos conjuntos distintivos.

Dependiendo de las propiedades del terreno, existe una relación directa de la dimensión de la sección con el consumo unitario de explosivos y la profundidad de barrenación. Si la estabilidad del túnel no admite el que se produzcan voladuras profundas, entonces debe utilizarse brocas de barrenación de diámetros pequeños (de 31 a 38- mm); por el contrario, si fuese posible efectuar voladura profundas, podría utilizarse mayores diámetros (de 38 a 57 mm) de las brocas. Y así, dependiendo del diámetro propicio de barrenación se seleccionará las perforadoras ya sea de tipo manual o montadas.

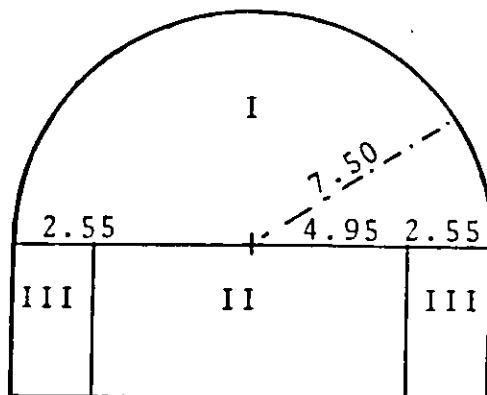
En la integración de los conjuntos de maquinaria que serían los adecuados para su utilización, la dimensión del equipo de rezaga será consecuencia del equipo elegido para la barrenación.

En excavaciones amplias si el volumen por rezagar lo justifica, es posible utilizar volteos pesados y cargadores de grandes dimensiones. Este equipo también es propicio si se estuviera excavando con el método de excavación piloto - laterales con un desfase de 15 m , sólo que el cargador para rezagar al frente piloto deberá retroceder hasta la frente de laterales donde estarán esperando los volteos pesados. Por otro lado debe tenerse presente que el conjunto integrado por camiones ligeros y cargador de descarga lateral, es muy versátil para la construcción de túneles medianos o grandes.

Considerando que el tipo de roca que tenemos en este caso, es apropiado para efectuar barrenaciones y voladuras entre 3 y 6 m de profundidad, se elige un jumbo autopropulsado equipo con 2 brazos hidráulicos y brocas de 2 1/4" Ø. Para la rezaga se utilizará cargador de 7.0 yd³ y volteos pesados de 35.0 ton. cortas.

La productividad de los conjuntos en función de las condiciones de trabajo será : barrenación 60 m/hr; rezaga 100 m³/hr.

C) Datos Geométricos



Area	I=	88.36 m ²
Area	II=	39.60 m ²
Area	III=	20.40 m ²
		148.36 m ²

4.00 Area Total

acotaciones en m

D) Diseño de la voladura de la sección de bóveda (I)

a) Voladura de corte controlado.

En páginas anteriores se comentó acerca de la importancia de efectuar con precisión el corte del contorno perimetral de la sección. Hay dos métodos que son los más usados: el smooth blasting (voladura perfilada) y el presplitting (voladura prefracturada). Para excavaciones en túneles es preferible utilizar el primer método debido principalmente a que la perforación y voladura se efectúan, tanto de los barrenos de contorno como de los demás, prácticamente en forma simultánea.

Para nuestro caso concreto que estamos utilizando un diámetro de barrenación de 2 1/4" tendremos aproximadamente lo siguiente: espaciamiento E de 75 cm.; bordo B de 105 cm.; y concentración de carga de 0.25 kg/m. Los datos anteriores son tomados del libro Rock, Blasting, de la siguiente tabla que reproducimos fielmente, en relación con el método smooth blasting :

diámetro del barreno		concentración de carga	espaciamiento	bordo
mm	pulg	kg/m	E m	B m
30	1 1/4	0.10	0.50	0.70
37	1 1/2	0.12	0.60	0.90
44	1 3/4	0.17	0.60	0.90
50	2	0.25	0.80	1.10
62	1 1/2	0.35	1.00	1.30
75	3	0.50	1.20	1.60

Con estos datos tenemos definidos la ubicación de los barrenos en el contorno así como la siguiente semicircunferencia interior.

Los barrenos de contorno cargan con la concentración de carga determinada de 0.25 kg/m. Para la siguiente semicircunferencia interior los barrenos se espacian y cargan prácticamente igual que los complementarios del resto de la sección.

b) Barrenos complementarios (ayudantes, levantadores, de tabla, etc).

Son los barrenos que ayudan a los de cuña a darle "salida" a la voladura. Para efectos prácticos es necesario determinar sólo dos datos: separación de los barrenos y carga unitaria.

En términos simples se puede igualar la dimensión del espaciamiento con el bordo, para así dibujar una cuadrícula en la sección de bóveda. Después de diseñar la voladura de contorno y la ubicación de la siguiente semicircunferencia interior (a 1.05 m de la perimetral), se tiene bóveda de 6.45 m de radio.

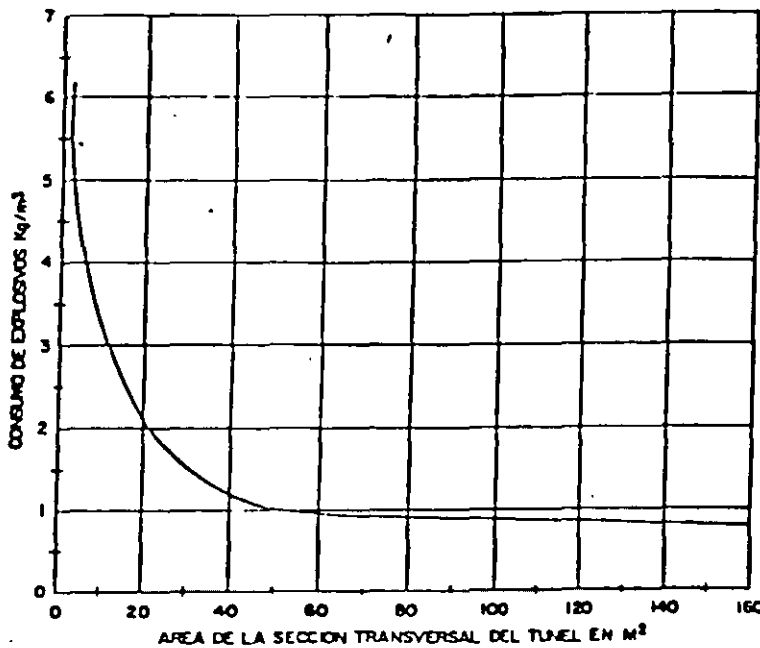
Separación de barrenos :

altura de la sección 6.45 m
ancho de la sección 12.90 m
 $S = 0.8 B_{max}$
 $B_{max} = 35 \varnothing$ a $45 \varnothing$
 $\varnothing = 2 \frac{1}{4}'' = 5.71 \text{ cm}$
 $S = 0.8 \times 35 \times 5.71 = 1.60 \text{ m}$
 $S = 0.8 \times 45 \times 5.71 = 2.06 \text{ m}$
Separación práctica

$$\text{vertical} = \frac{6.45 \text{ m}}{4 \text{ esp}} = 1.61$$

$$\text{horizontal} = \frac{12.90 \text{ m}}{8 \text{ esp}} = 1.61$$

Para la determinación del consumo general de explosivos, utilizaremos la gráfica siguiente tomada del libro Manual on Rock Blasting :

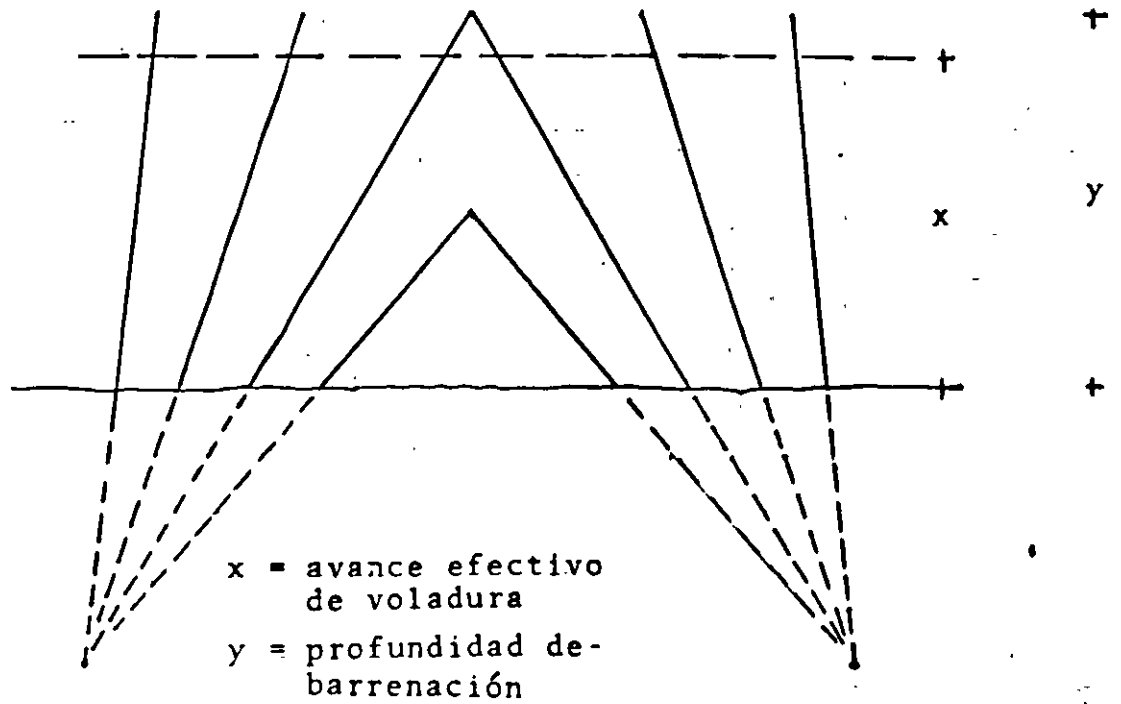


sección de bóveda
88.36 m²

c) Barrenación de cuña.

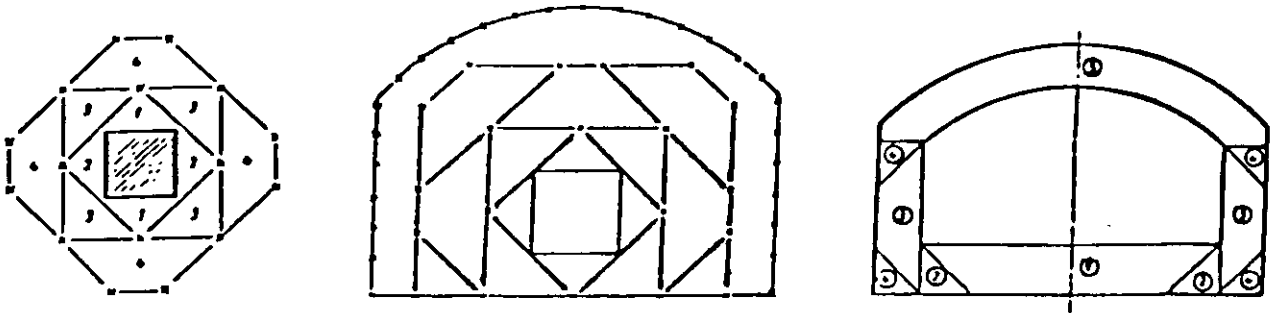
En una sección tan amplia como ésta, se puede utilizar cualquier tipo de cuña, siendo las más prácticas la de "V", la de tijera y la de abanico. Por simplicidad describiremos la primera, la cual se ilustra en la figura siguiente.

Los barrenos más profundos de la cuña deben igualar en profundidad a los demás. Debe formarse un ángulo de 30° entre el barreno y un plano vertical que pase por el eje del túnel. De la profundidad de la "V" al frente de trabajo del túnel, se puede ubicar otras "V" cantidad que dependerá del diámetro de barrenación y de la profundidad proyectada de la voladura.



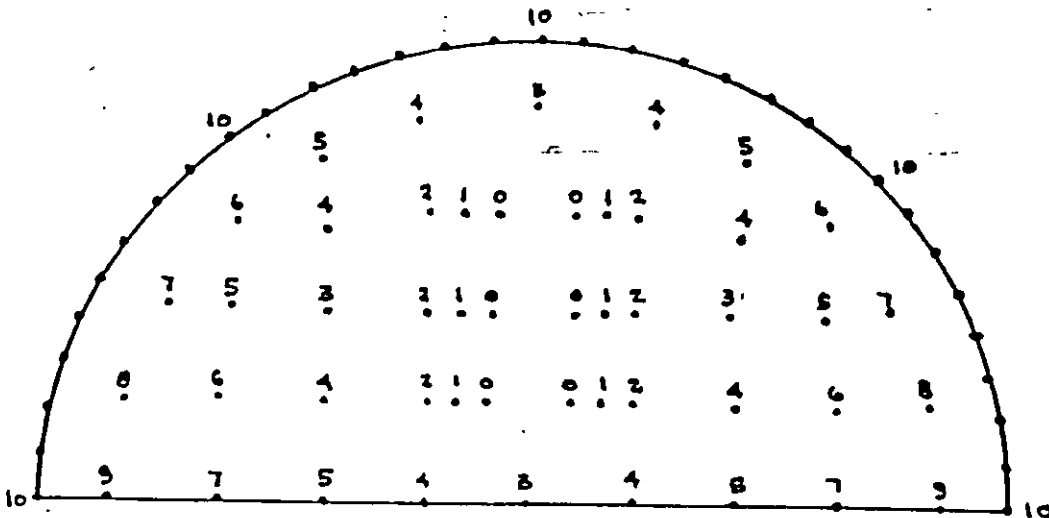
d) Secuencia de disparo (retardos)

Para este diseño, se utilizará el método que se ilustra en las figuras siguientes.



e) Plantilla de barrenación y disparo

En la figura siguiente están representados todos los aspectos que han sido expuestos.



f) Reusmen de datos del diseño de la voladura.

Superficie	88.36 m ²
Profundidad de barrenación	4.00 m
Avance efectivo por voladura	3.60 m
Separaciones de barrenos:	
de contorno	0.73 m
complementarios (aproxim)	1.61 m
Cantidad de barrenos	81
Consumo general de explosivos	0.90 kg/m ³
Longitud barrenada por voladura	324.00 m
Volumen por ciclo	318.10 m
Coefficiente de barrenación	1.02 m/m ³

g) Ciclo de trabajo.

Para las actividades de barrenación y rezaga, se calcularán los tiempos con la productividad del equipo establecido en el inciso (B) . Para las demás actividades el tiempo que se establece es la común duración en este tipo de trabajos.

trazo	0.50 hr
barrenación	5.40
carga	0.50
voladura	0.25
ventilación	0.50
amacice	0.50
rezaga	3.18

total 10.83 hr

E) Diseño de la voladura del banqueo vertical (II)

La voladura del banqueo vertical se diseña con los mismos principios de voladura a cielo abierto. En este caso concreto el banco tiene 4.00 m de altura y 9.90 m de base. Se utilizará perforadora sobre orugas para hacer la barrenación, con broca de 2 1/4" , de tal forma que AC=2B.

a) Dimensiones básicas

Diámetro del barreno, = 5.71 cm
 Altura de corte, AC = 4.00 m
 Bordo teórico, B = 35 ϕ = 35 x 5.71 cm = 2.00 m
 Espaciamiento, E = 1.2B = 1.2 x 2.00 = 2.40 m
 Sub barrenación SB = 0.3B = 0.3 x 2.00 = 0.60 m
 Taco, T = B = 2.00 m
 Altura de carga de fondo, CF = 1.3 B = 1.3 x 2.00 = 2.60 m
 Profundidad del barreno, PB = AC + SB = 4.00 + 0.60 = 4.60 m
 Para efectos prácticos, E = B
 Modulación del espaciamiento = $\frac{9.90 \text{ m}}{4 \text{ espacios}} = 2.47 \text{ m}$

b) Carga de los barrenos

$$\phi = 57.1 \text{ mm}$$

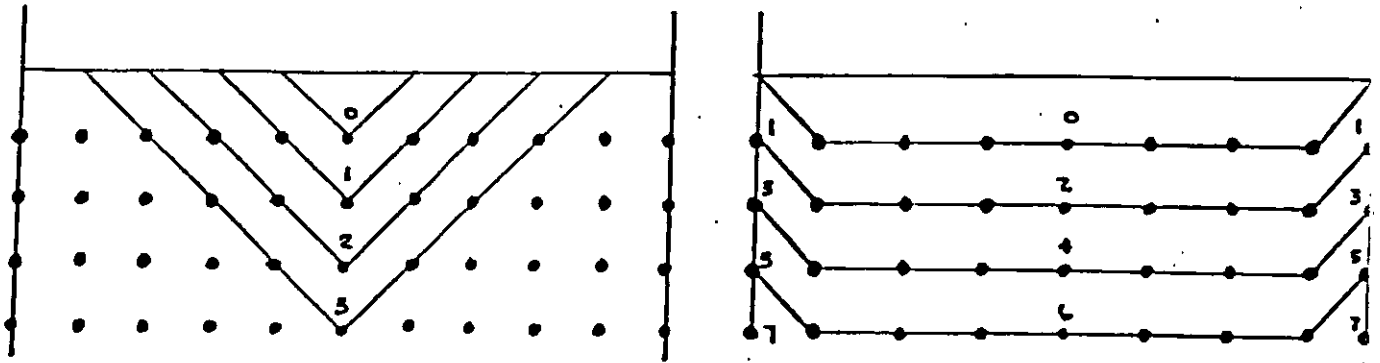
$$\text{Carga de fondo, } QF = \frac{\phi^2 (\text{mm}^2)}{1,000} = \frac{(57.1)^2}{1,000} = 3.26 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de columna, } QC = 0.4 QF = 0.4 \times 3.26 = 1.30 \text{ kg/m}$$

La carga de fondo QF, debe distribuirse en la longitud CF; y así mismo lo correspondiente a la carga de columna QC, en CC.

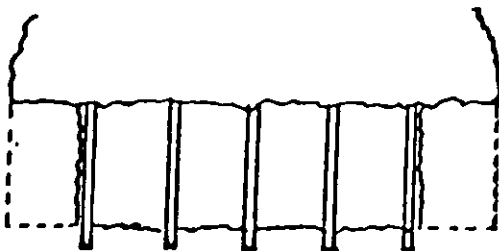
c) Secuencia de disparo.

Puede utilizarse cualquiera de los principios ilustrados en las figuras siguientes.

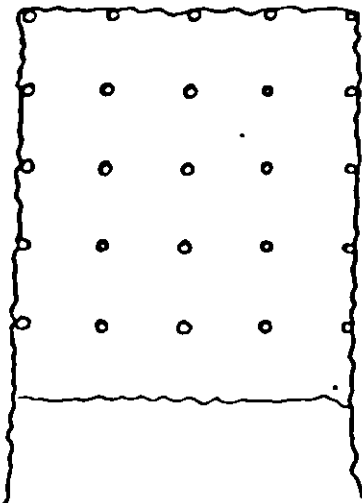


d) Plantilla de barrenación y disparo.

Se representa en las figuras siguientes los datos y principios expuestos.



sección transversal
acotaciones en m



planta
acotaciones en m

F) Diseño de la voladura del banqueo horizontal III

Los principios utilizados para este tema son los mismos que se emplearon en el desarrollo del inciso (D) diseño de la voladura de la sección de bóveda. Por lo tanto, la ubicación, función y carga de los barrenos, es similar.



V.- BIBLIOGRAFIA

"Rock Blasting" . U. Langefors y B. Kihlstrom. John Wiley & Sons, Inc. Suecia, 1963.

"Cimentaciones y Túneles". Paul Galabru. Editorial Reverte, S.A. España, 1965.

"Túnel Engineering Handbook" . John O. Bickel y T. R. Kuesel. Van Nostrand Reinhold Company Inc. E.U.A., 1982.

"Manual on Rock Blasting " . K.H. Fraenkel y colaboradores. Atlas Copco Aktiebolag y Sahdvikens Jernverks Aktiebolag. Suecia, 1958.

Instrumentación de túneles

S. R. Herrera Castañeda, Fac. de Ingeniería, U.N.A.M.

RESUMEN. La instrumentación de túneles excavados en suelos y rocas 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 el que se realiza la excavación, permitiendo tomar decisiones y ejecutar acciones expeditas para reducir riesgos en su estabilidad y en el de estructuras adyacentes.

1.- OBJETIVO

Los programas de instrumentación y observación de túneles, tienen por objeto proporcionar información que se emplea para los siguientes aspectos:

- a) evaluar la estabilidad del túnel y determinar la necesidad de realizar cambios en el procedimiento de excavación y soporte para asegurar la estabilidad.
- b) evaluar el diseño del túnel para las condiciones reales de la geología y prever los posibles cambios de diseño para otras partes del proyecto.
- c) determinar las causas del movimiento del terreno, la magnitud y distribución de los movimientos y sus efectos en estructuras aledañas, determinar las modificaciones al procedimiento constructivo, para minimizar los movimientos.

Para que un programa de instrumentación tenga éxito, es necesario que se relacione con los problemas más significativos del diseño y la construcción.

Los resultados deben correlacionarse con la geología y los sucesos constructivos en el sitio, de tal forma que se puedan interpretar los datos registrados.

Para obtener los beneficios de un programa de instrumentación y observación, 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 en forma expedita

La siguiente información debe ser recopilada durante la instrumentación y medición

a) resumen geológico

descripción de las filtraciones de agua

sobre-excavación

calidad y resistencia del terreno

zonas de debilidad aledañas al sitio

condiciones del frente del túnel

b) historial del procedimiento de construcción (excavación y soporte)

c) dimensiones de las excavaciones y los soportes

d) gráficas de tiempo, donde los resultados medidos y el historial de construcción se comparen

e) posición del frente del túnel y el tiempo de instalación de los soportes y revestimiento

f) comparación de la geología y de los resultados de la instrumentación, empleando secciones transversales y longitudinales

g) comparación de las mediciones registradas con los valores pronosticados durante el diseño

h) descripción de la precisión de los instrumentos, calibración, rango de error y método de instalación.

Los instrumentos no deben ser demasiado complicados o difíciles de instalar. Tampoco deben verse afectados por la humedad y condiciones ambientales comunes dentro de un túnel. El rango de error del instrumento debe ser pequeño en comparación con las mediciones reales del comportamiento del túnel.

Para algunas obras subterráneas, basta con un programa de instrumentación sencillo y complementado con un observador experimentado de la geología y del procedimiento de construcción, para otras obras, se requiere de un equipo de instrumentistas e ingenieros dedicados a medir los aparatos e interpretar los resultados con el objeto de decidir las modificaciones necesarias al proyecto oportunamente.

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 son 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 son la construcción de otro túnel cercano, cambios en las condiciones del agua en el subsuelo, incremento de la carga de roca ó suelo sobre el revestimiento y otras causas

2.- PLANEACION

La planeación de un programa de instrumentación y observación geotécnico, debe seguir los pasos que a continuación se señalan:

- Revisión de la información geológica
- Revisión de los conceptos de diseño y construcción
 - Definición del problema
 - Decidir si la observación de campo puede ser de ayuda
- Selección de las variables que deberán monitorearse
- Formular las alternativas de diseño y construcción
 - Diseño preliminar del programa y su costo estimado
 - Selección de instrumentos
 - Definir el tipo de ayuda que se requiere del constructor y su coordinación
 - Diseño final del programa y preparación de las especificaciones
 - Costo final estimado
 - Operación

3 - OPERACION

Durante la operación de un programa de instrumentación, se llavan a cabo las siguientes actividades.

- Adquisición de los equipos
 - Inspección y calibración
- Instalación de los instrumentos
 - Medición y observación
 - Interpretación de datos
- Evaluación del diseño y método de construcción
 - Efectuar los cambios necesarios en diseño y/o construcción

En paralelo con la etapas de **medición y observación** se realiza el levantamiento geológico del frente de excavación y se actualiza el registro del historial de construcción. También previo al inicio de los trabajos se debe tener preparada la forma de organizar los datos, de su interpretación y de reporte.

4 - OBSERVACION E INSTRUMENTACION DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS

a) ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES

La medición de asentamientos de la superficie del terreno por medio de equipos ópticos ha sido y continuará siendo uno de los más comunes

medios de evaluación del efecto de la excavación de un túnel en suelos blandos, debido a la relativa facilidad con que las mediciones se pueden realizar y porque los asentamientos son a menudo la causa directa daños a las edificaciones.

La precisión de este método generalmente está controlada por la técnica empleada para ejecutarlo y por la naturaleza de los puntos de referencia utilizados.

b) DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES SUPERFICIALES

En general, las mediciones de desplazamientos horizontales superficiales del suelo se efectúan únicamente para verificación de instrumentos que emplean otra técnica de medición.

Existen cuatro métodos: líneas de colimación, cadenamiento directo con cinta de acero ó extensómetro de barra, distanciómetro electrónico y triangulación.

Cualquiera de estos métodos requieren de un monumento para referencia fija que sea confiable y situado lejos de la zona de influencia de la excavación.

c) MEDICION DE LA INCLINACION DE EDIFICIOS

Otro indicador de asentamiento del terreno es la inclinación de los edificios y otras estructuras adyacentes al túnel.

Generalmente la medición se realiza por medio de equipos como el tránsito ó plomadas de peso o de tipo óptico.

d) ASENTAMIENTOS DEL SUBSUELO

La medición de asentamientos del suelo bajo la superficie del terreno, usando puntos de referencia profundos ó extensómetros, son tal vez el tipo de observación mas importante relacionado con el comportamiento de un túnel.

Combinada con alguna técnica de medición horizontal, tal como el inclinómetro, se puede lograr determinar un modelo tridimensional del comportamiento

El término "extensómetro" denota un instrumento para medir separación ó acercamiento entre puntos, figura 1. Si uno de los puntos está fijo o si se realiza una medición independiente del asentamiento total del aparato, es posible determinar los asentamientos absolutos.

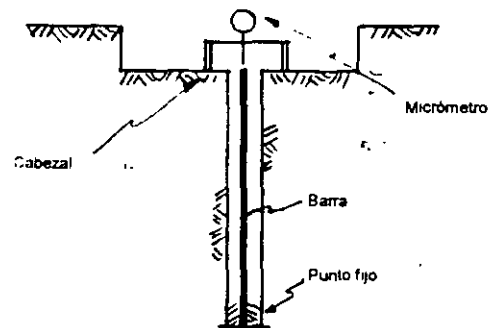


FIGURA 1

Diagrama de un extensómetro de barra

La precisión requerida para túneles excavados en suelos blandos, es sustancialmente menor que se requiere para túneles en roca. La precisión generalmente varía de 2 a 0.2 mm. En suelos blandos la magnitud de los desplazamientos esperados es mucho mayor que la de roca.

Es conveniente instalar los extensómetros y otro tipo de instrumentación superficial previamente al paso del túnel por el sitio de interés, con el objeto de registrar los desplazamientos totales producidos por la excavación, figura 2.

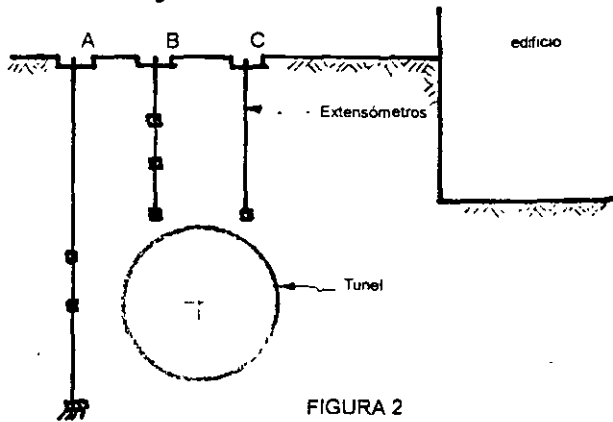


FIGURA 2

Medición de asentamientos superficiales con extensómetros

Para la medición de movimientos horizontales a profundidad se emplea el inclinómetro. Los desplazamientos laterales del túnel, por lo general, son menores que los verticales. El inclinómetro se debe llevar mas abajo de la zona que se considere será influenciada por el túnel, ya que los cálculos se realizan suponiendo que el fondo del aparato es fijo, figura 3

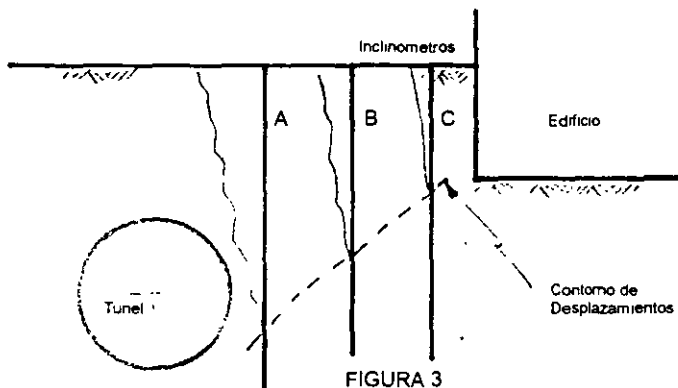


FIGURA 3

Medición de desplazamientos horizontales con inclinómetros

e) DESPLAZAMIENTO VERTICAL DEL REVESTIMIENTO

El desplazamiento absoluto vertical del revestimiento del túnel se puede obtener empleando levantamientos tipo ópticos dentro del túnel. Se requiere un buen banco ó referencia fija como prerequisite para estas mediciones. Puede localizarse un apoyo seguro ubicándolo bajo el piso del túnel, cimentado al menos a un diámetro del fondo de éste y verificándolo con frecuencia con otro banco que se localice en el área del portal.

La medición de los desplazamientos en la bóveda puede realizarse con un nivel ó por medio de un laser, instalado a cierta distancia del área de interés y usando puntos de referencia específicos colocados en el revestimiento en dicha zona, figura 4.

f) EXTENSOMETROS COLOCADOS DESDE EL TUNEL

En algunas circunstancias puede requerirse y ser de interés para el geotécnico, medir los desplazamientos del suelo usando extensómetros instalados durante la construcción desde el interior del túnel. Los extensómetros para instrumentación en roca son muy precisos y generalmente dan información importante de la estabilidad del túnel. Para

túneles en suelos estos instrumentos son mucho menos precisos y generalmente dan información de los desplazamientos que se originan en el suelo por los vacíos dejados entre éste y el revestimiento.

g) DEFORMACIONES DEL REVESTIMIENTO DEL TUNEL

Los cambios de diámetro vertical y horizontal son las deformaciones que con mayor frecuencia se miden en un túnel. A veces se requiere medir segmentos (cuerdas) de la sección del túnel si se quieren determinar asimetrías debidas a la distorsión que sufre el revestimiento.

La medición de las deformaciones del revestimiento se usa para verificar la estabilidad de éste y ayudar a controlar las deformaciones, para determinar la necesidad de medidas correctivas que eviten sobre esforzar el revestimiento y su colapso.

La medición de deformaciones se realiza a menudo con un extensómetro portátil de cinta o alambre también mediante extensómetros de barra, figura 4

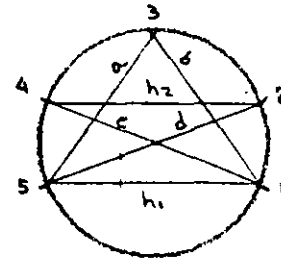


FIGURA 4

Medición de deformaciones en el revestimiento

h) MEDICION DE CARGAS EN EL REVESTIMIENTO

La medición de la carga que actúa sobre el revestimiento de un túnel, se ha realizado principalmente por medio de tres métodos: el primero, midiendo la deformación del revestimiento del túnel empleando aparatos mecánicos ó medidores de cuerda vibrante. El segundo, es la medición directa por medio de celdas de carga y el tercero empleando celdas de presión colocadas en el interior del revestimiento

i) OBSERVACIONES DEL AGUA EN EL SUBSUELO

La principal razón para efectuar observaciones del agua en suelos granulares es el de garantizar el abatimiento del nivel del agua previamente a la excavación del túnel. En general, los túneles en arenas bajo el nivel freático, no son factibles de realizar a menos de que el nivel del agua haya sido adecuadamente abatido ó bien empleando aire comprimido. Cuando a lo largo de la excavación de un túnel se encuentra un estrato permeable saturado, el abatimiento del nivel del agua se realiza mediante bombeo a través de pozos profundos. Sin embargo si las zonas permeables aparecen como paquetes individuales, el abatimiento es mucho mas difícil, pudiendo existir la posibilidad de entrada de agua en el frente del túnel en forma inesperada.

Para la mayoría de los casos de túneles en suelos granulares se recomienda la instalación de piezómetros tipo Casagrande.

Las observaciones del agua en suelos cohesivos se efectúan para determinar la distribución de la presión de poro cerca del túnel. Si la consolidación del suelo alrededor del túnel se debe al flujo de agua hacia la excavación, se pueden predecir los asentamientos a partir de éstas mediciones. También a partir de las mediciones de presión de poro se pueden determinar los esfuerzos efectivos. En suelos cohesivos con permeabilidad de 10^{-6} cm/s los piezómetros tipo Casagrande tienen un tiempo de recuperación de cerca de una hora. Para suelos menos permeables o donde se requiere la información más rápida, se emplean

piezómetros tipo neumático o de otra clase.

g) condiciones de agua

h) inyecciones y las características con que se ejecutor

5.- OBSERVACION E INSTRUMENTACION DE TUNELES EN ROCA

El aspecto mas importante para la interpretación de los datos obtenidos de una sección instrumentada en roca es la geología del sitio. Por ejemplo, la orientación de las discontinuidades y zonas de cizallamiento controlan el relajamiento, la sobreexcavación, el desprendimiento de bloques y la carga sobre los sistemas de soporte del túnel. En muchos casos la información geológica original se logra comprender totalmente cuando se realizan los levantamientos de detalle. Por esta razón, las bases de cualquier programa de instrumentación y observación debe ser la geología del túnel

La medición de desplazamientos mediante extensómetros es la que en la mayoría de los casos da mejores resultados, y permiten evaluar la estabilidad de la excavación

Se requiere bastante información de los desplazamientos de la roca y realizar correlaciones con modelos analíticos para que junto con la geología se logre una buena interpretación. La planeación de un sistema de soporte para dar solución a un problema detectado, puede realizarse mejor si se cuenta además con información del volumen de roca involucrado en el movimiento del terreno. Para ello es importante que el punto de anclaje de los extensómetros sea lo suficientemente profundo para que se conozca además de la magnitud de los desplazamientos, la profundidad donde se producen.

Además de la geología y de la medición de desplazamientos en la roca, el siguiente punto importante que debe considerarse es la del comportamiento de los soportes, ya que éste puede variar dependiendo nuevamente de la geología local, la cual deberá ser mapeada en detalle.

El empleo de un programa de instrumentación y observación en un túnel excavado en roca es de especial ayuda durante su construcción, permitiendo verificar el diseño o indicar áreas donde se requiere efectuar modificaciones a los sistemas soporte. Es indispensable donde la excavación tiene una sección de grandes dimensiones, donde las condiciones geológicas esperadas son complejas, donde existe la posibilidad de grandes movimientos que podrían causar problemas de estabilidad ó dañar estructuras adyacentes.

a) OBSERVACIONES DURANTE CONSTRUCCION

Los puntos que deben observarse y registrarse con detalle durante la construcción son los siguientes:

- a) dimensión de la excavación
- b) longitud de avance por voladura ó turno
- c) sobreexcavación: forma del perímetro, tamaño de la zona sobreexcavada
- d) método de excavación
 - voladuras con explosivos
 - mecánicamente
 - tuneleadora
- e) soporte colodado y sus características
- f) procedimiento de excavación

b) EXTENSOMETROS COLOCADOS EN BARRENOS

Como ya se dijo antes, la medición de desplazamientos en roca es el tipo de medición que proporciona mejores resultados y se emplean extensómetros generalmente colocados dentro de perforaciones.

Un extensómetro puede consistir de una sola barra anclada al fondo del barreno y un cabezal en el extremo exterior. la medición se realiza por medio un indicador de carátula ó con un medidor de profundidades entre el cabezal y la barra. También se pueden colocar varias barras ancladas a distintas profundidades dentro de un mismo barreno empleando un cabezal común

Los extensómetros se pueden instalar desde la superficie, si la cobertura de roca no es muy grande, previamente a la excavación del túnel con lo cual es posible medir los desplazamientos totales ocurridos al paso del túnel, se requiere en este caso, una medición adicional externa , para determinar los movimientos del cabezal. También se pueden instalar los extensómetros durante la construcción, desde el interior del túnel, figura 5

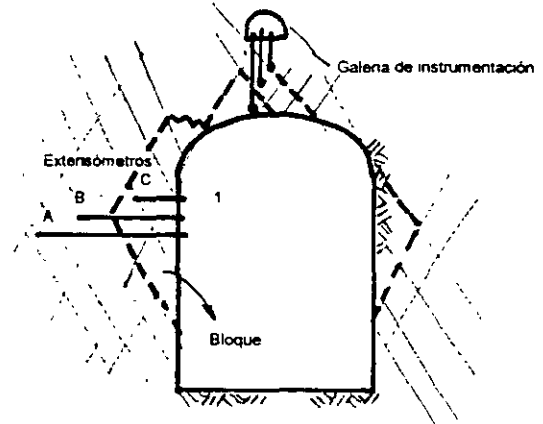


FIGURA 5
Localización de extensómetros en una caverna en roca

El anclaje de la barra mas profunda debe ser tal que permita determinar totalmente la zona involucrada en el movimiento. Al colocar varias barras con distinta profundidad de anclaje se determina con mayor precisión el limite de la masa de roca en movimiento

En la instrumentación de grandes cavernas, la colocación de los aparatos se acostumbra realizar desde galerías localizadas en la vecindad de la futura excavación, además la misma galería se emplea con fines de exploración geológica, lo cual permite que la ubicación de los aparatos se haga donde se esperan problemas específicos.

c) METODO PARA GRAFICAR LOS DATOS

Los datos deben anotarse en una libreta de campo la cual contenga las lecturas anteriores. Después de tomada la lectura se debe verificar inmediatamente con las anteriores para determinar si existen cambios significativos y si existe la posibilidad de error en la toma de la lectura misma.

Cuando existen diferencias significativas entre las lecturas en curso y las anteriores, se deben tomar vanas lecturas de verificación, registrar los eventos mas importantes de construcción ocurridos en el lapso de tiempo entre la toma de lecturas y realizar una inspección visual para detectar signos de movimiento de la roca ó anomalías en los soportes colocados. Todo ésto debe quedar registrado en la libreta de campo. En la oficina de campo los datos deben graficarse (desplazamiento vs tiempo) anotando además la posición del frente de excavación y los otros eventos relacionados con la excavación y soporte del terreno, figura 6 .

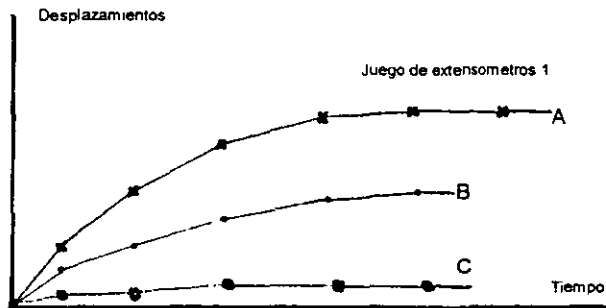


FIGURA 6
Gráfica desplazamiento vs. Tiempo

Cuando se miden extensómetros constituidos por varios puntos de anclaje y que fueron colocados desde el interior del túnel, la interpretación se deberá encaminar a determinar la profundidad donde ocurre el movimiento, ésta se identifica porque los extensómetros anclados dentro del bloque de roca desplazado, permanecen sin cambio significativo, ya que son arrastrados junto con el cabezal ó punto externo, la identificación es distinta cuando los extensómetros se colocaron desde la superficie del terreno o desde una galería.

El criterio para determinar si la magnitud de los desplazamientos es de riesgo para la estabilidad de la excavación se hace mediante la comparación de los desplazamientos registrados con otros valores, ya sean pronosticados por medio de cálculo ó bien medidos en otra zona del túnel donde se tiene asegurada la estabilidad.

REFERENCIAS

Cording, E. J., Hendron, Jr., A J et al, 1975. Methods for geotechnical observations and instrumentation in tunneling. Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign

MICROTUNELEO: NUEVA TECNOLOGIA PARA UN GRAN MERCADO.

Adrián Lombardo Aburto.

RESUMEN. Se describe la técnica de microtuneleo, los componentes que conforman el sistema, los factores que determinan su uso, las áreas de aplicación y cómo se planea una obra de microtuneleo.

ANTECEDENTES.

Actualmente en nuestro país la instalación de servicios hidráulicos, sanitarios, energéticos y de comunicación en las ciudades, se realiza mayormente con procedimientos constructivos a cielo abierto, ocasionando grandes irrupciones superficiales tanto a su población como a otras instalaciones existentes. El sobre costo y el impacto que se genera por dichas condiciones, normalmente no es tomado en consideración por lo difícil que resulta valuarlo a pesar del daño evidente que ocasiona.

La población, quien en forma directa sufre las consecuencias, cada vez está más renuente a permitir este tipo de molestias, a pesar de los beneficios que los trabajos traen consigo.

Situaciones como éstas se han presentado en otros países, siendo los más desarrollados los que han podido hacerle frente a la problemática mediante el uso de nuevas técnicas y maquinaria, que permiten la construcción y el mantenimiento de instalaciones sin la necesidad de excavar a cielo abierto.

La utilización comercial de máquinas para microtuneleo inicia en los años setentas, principalmente en Japón, Inglaterra, Francia y Alemania. Desde entonces han evolucionado considerablemente, contando hoy en día con equipos confiables capaces de excavar en una variedad muy amplia de suelos y rocas, bajo el nivel de agua freática y a profundidades hasta de 30 mts.

La incorporación de la electrónica y los sistemas computarizados han jugado un papel fundamental en el desarrollo de las máquinas, permitiendo operarlas a control remoto con gran confiabilidad.

Actualmente se cuenta en el mundo con una amplia experiencia en la construcción de servicios mediante microtuneleo, ya que se han

perforado mas de 3,500 kilómetros, de los cuales una gran parte ha sido ejecutado por los japoneses.

DESCRIPCION DE MICROTUNELEO.

Se describe al microtuneleo como la perforación mecánica de túneles de pequeño diámetro; es decir, de 30 cms. hasta 3.00 mts., operados a control remoto, capaces de ser direccionados manteniendo la línea respecto al proyecto topográfico, estableciendo un equilibrio constante con las presiones del subsuelo y capaz de instalar en forma simultanea la tubería.

COMPONENTES QUE CONFORMAN EL SISTEMA.

Son seis los principales componentes del sistema, los cuales tienen una función específica que a continuación se describe y que trabajan en forma coordinada para realizar la actividad. Los componentes se ubican algunos en superficie, otros en la lumbrera y el resto en el interior del túnel.

1.- MAQUINA PERFORADORA . (ESCUDO CORTADOR)

Representa el componente fundamental del sistema ya que éste realiza la perforación del túnel, mantiene la estabilidad mecánica del frente y de las paredes y permite controlar la dirección de la máquina.

La máquina está conformada en su exterior por un cilindro de acero el cual sirve como ademe para soportar las cargas del terreno y para alojar en su interior las partes mecánicas de la máquina; es decir, la cabeza cortadora, la cámara presurizada, el gato hidráulico de la transmisión, los motores eléctricos de la transmisión, los gatos hidráulicos para direccionar la máquina, la tarjeta topográfica y la cámara de televisión, entre otros.

El cilindro de acero exterior esta dividido en tres partes: la frontal que es donde se aloja la cabeza cortadora, la cámara presurizada y la transmisión. La central que está articulada con respecto a la frontal y es donde se alojan los gatos hidráulicos para direccionar la cabeza cortadora, y la trasera o faldón, la cual es fija a la central y donde se conecta el revestimiento definitivo (tubería).

La cabeza cortadora es capaz de trabajar en ambas direcciones, lo que permite corregir el giro del escudo durante la perforación; así mismo es capaz de desplazarse hacia adelante y hacia atrás, proporcionando un soporte mecánico al frente, evitando los desplazamientos de la masa de suelo.

El elemento más característico entre una máquina y otra es la cabeza cortadora, ya que ésta varía en su geometría, en la disposición y tipos de sus herramientas de corte de acuerdo al material a ser perforado.

En cuanto a su geometría existen cabezas cortadoras planas, en forma de estrella, en forma de cono y esféricas. Las herramientas de corte son fabricadas de acero con recubrimientos de carburo de tungsteno, las hay principalmente en forma de dientes, picas o discos.

Existen en el mercado máquinas perforadoras que integran dentro de su cabeza cortadora trituradoras de cono, lo que permite perforar suelos con presencia de boleos.

2.- SISTEMA DE LODOS.

El sistema de lodos tiene tres funciones básicas: la de formar una película impermeable en el suelo (cake) para evitar la fuga de lodos, generar un soporte hidrostático en el frente de la excavación para equilibrar las presiones hidrostáticas del suelo y la de transportar a superficie mediante bombeo la rezaga de la perforación.

Este sistema en superficie consiste de tanques de almacenamiento y sedimentación donde se regulan la densidad y viscosidad de los lodos para ser bombeados mediante tuberías al frente de la excavación, donde se mezclan con el nuevo material excavado incrementando su densidad y siendo bombeados a superficie para su sedimentación, extracción del excedente y su reuso.

La presión del sistema de lodos es monitoreada en el frente de la excavación permanentemente y controlada mediante el uso de bombas de velocidad variable.

3.- SISTEMA DE EMPUJE.

Consiste en un sistema de gatos hidráulicos a nivel, ubicados en el fondo de la lumbrera, que transmiten su empuje a la tubería mediante un anillo repartidor de presión, permitiendo el hincado de la misma y el avance de la máquina cortadora. Estos gatos son

accionados a presión desde superficie por una unidad de bombas hidráulicas y eléctricas.

Los sistemas de empuje están diseñados de acuerdo al diámetro de la tubería que se va a hincar, a la longitud del trayecto y a las características del suelo que se va a perforar.

La geometría de los gatos de empuje y del anillo repartidor de presión, varían de acuerdo al espacio que se disponga y a la longitud de cada tubo.

Cuando se excede la capacidad de los gatos de empuje ubicados en la lumbrera es necesario instalar estaciones intermedias de empuje.

4.- SISTEMA DE DIRECCION.

Tiene la función de mantener dentro de tolerancias permisibles (± 2.5 cms.) el alineamiento vertical y horizontal del túnel de acuerdo al proyecto topográfico. Para lo cual se dispone de una serie de gatos hidráulicos en la parte central del escudo que permiten mover de arriba a abajo y de derecha a izquierda la cabeza cortadora.

Este sistema de gatos es accionado desde la cabina del operador en superficie, ya que en ésta se recibe por televisión la información topográfica proporcionada por el rayo laser y la tarjeta desde el interior del túnel.

5.- SISTEMA DE LUBRICACION.

Con la finalidad de disminuir la fricción existente entre el suelo y la tubería hincada, se inyecta desde la superficie y por el interior de la tubería instalada algún agente lubricante, como puede ser bentonita o polímero, que fluya alrededor de la misma. Esto ayuda a disminuir considerablemente la presión de los gatos de empuje, consiguiéndose mayores distancias de hincado y evitándose daños en la tubería por sobreesfuerzo.

Este sistema instalado en superficie consiste de un tanque de almacenamiento para el agente lubricante, de una bomba de inyección y tuberías

6.- CABINA DE CONTROL.

Esta cabina ubicada en superficie permite controlar y dirigir toda la operación. En ella, se recibe la información de todos los sistemas a través de sensores.

La operación de esta cabina requiere de un técnico altamente calificado, capaz de tomar decisiones oportunas.

En ella se recibe información tal como: presiones hidráulicas, presiones hidrostáticas del frente, amperaje de los motores, revoluciones de las bombas, carrera de los gatos, giro e inclinación de la máquina, información topográfica, etc. Los fabricantes de equipo ofrecen diferentes tipos de cabinas de control, desde muy simples en cuanto al nivel de información que se recibe, hasta muy complejas en su procesamiento.

OPERACION DEL SISTEMA.

Una vez descritos los componentes que conforman el sistema, estamos en condiciones de conocer la forma en que se establece el ciclo de trabajo.

Para dar inicio a cualquier operación de microtuneleo es necesario contar con una lumbrera de entrada y una lumbrera de salida, la dimensión de la lumbrera de entrada está regida por las dimensiones longitudinales de la máquina excavadora y del sistema de gatos, ya que deben de ser alojados en la parte inferior de la lumbrera. La lumbrera de salida es de dimensiones menores ya tan sólo debe ser capaz de alojar la máquina excavadora.

Una vez alineada la máquina excavadora en el fondo de la lumbrera, se conectan las tuberías de lodo, cables eléctricos y mangueras hidráulicas. Se inicia la circulación de lodos por todo el sistema; es decir, de los tanques de superficie por toda la tubería hasta llegar al frente de la máquina, regresando por tubería hasta los tanques. Una vez establecida la circulación de los lodos se pone en marcha la cabeza cortadora y se hinca la máquina al terreno mediante los gatos de empuje. Durante dicho proceso el material excavado es sedimentado y rezagado de los tanques.

Una vez que el cuerpo de la máquina excavadora ha penetrado en el suelo, se desconectan mangueras, tuberías y cables, y se procede a bajar el primer tramo de tubería; ésta se alinea en el fondo de la lumbrera, se une a la máquina excavadora, se vuelven a conectar mangueras, tuberías y cables y se procede al siguiente empuje - perforación. Cabe aclarar que durante el proceso de empuje - perforación se inyecta la substancia lubricante alrededor de la tubería para disminuir las fuerzas de fricción. Dicho ciclo se repite hasta llegar a la lumbrera de salida, donde es retirada la máquina excavadora. Esta se regresa a la misma lumbrera de entrada y se instala en dirección opuesta, dando así inicio a un nuevo tramo de perforación. Esta maniobra persigue aprovechar las instalaciones de los equipos de superficie y lumbrera que ya se tienen instalados.

FACTORES QUE DETERMINAN SU USO.

Por facilidad propongo clasificar los factores que determinan su uso en tres grupos: Factores técnicos, económicos y sociales.

1.- FACTORES TECNICOS.

Cualquier excavación, ya sea a cielo abierto o en túnel tienden a modificar el estado de esfuerzos existente en la masa del suelo. Por ello, resulta necesario conocer dicho estado de esfuerzos para determinar el procedimiento constructivo más adecuado; es decir, que permita excavar manteniendo en equilibrio todas las fuerzas que actúan, generando el menor daño posible a las construcciones o instalaciones aledañas.

El estado de esfuerzos en la masa del suelo se comportará de manera diferente de acuerdo a las características físicas y mecánicas de los mismos, a la presencia de agua, a la profundidad de la excavación, al ancho o al diámetro de la misma y al tiempo que se mantenga abierta.

Existen diferentes teorías para determinar dicho comportamiento, éstas salen del objetivo de este escrito; sin embargo, quiero dejar de manifiesto la importancia que representa conocerlas.

El uso de los microtuneles en ocasiones es obligado, ya que no es posible excavar a cielo abierto, o bien, existen restricciones en cuanto al nivel permitido de asentamientos en superficie, o no es posible desaguar el suelo.

2.- FACTORES ECONOMICOS.

Hay ocasiones en que técnicamente es factible el uso de algun otro procedimiento constructivo que no sea microtuneleo; sin embargo, económicamente resulta más costoso. Tal es el caso de las excavaciones dentro de zonas urbanas, donde la reparación de la infraestructura existente o el sacarla de operación, representan un sobrecosto.

De igual forma existen excavaciones a cielo abierto profundas, o en condiciones de suelos difíciles de excavar, que resultan más económicas construyendolas con microtuneleo.

La posibilidad que representa el microtuneleo para excavar a profundidad o atravesando obstaculos naturales o de infraestructura, en ocasiones significa una ventaja económica en los proyectos.

3.- FACTORES SOCIALES.

No es común que en nuestro medio incrementemos al costo directo de un proyecto, aquellos costos indirectos o daños que le generamos a la sociedad por el hecho de construir nuestras instalaciones a cielo abierto. Me refiero a daños como el incremento de tránsito, mayor consumo de combustibles, mayor contaminación, baja en las ventas de los comercios, accidentes, daños en sus propiedades, suspensión de servicios (agua, teléfono, luz, etc), reposición de la infraestructura existente, entre otros. Tal vez por lo difícil que significa valuarlos; sin embargo, representan un sobre costo que pagamos todos a nivel país.

No tengo duda que el microtuneleo en las zonas urbanas representa una alternativa rentable para la sociedad, cuando al costear los proyectos se hagan intervenir, todos los factores técnicos, económicos y sociales.

APLICACIONES.

Son amplias las aplicaciones que puede tener el microtuneleo en nuestro país, por mencionar algunas:

1.- INSTALACIONES.

- * Nuevos drenajes.
- * Rehabilitación de drenajes.
- * Agua potable.
- * Telecomunicaciones.
- * Energía eléctrica.
- * Oleoductos y gasoductos.

2.- PARA LIBRAR OBSTACULOS.

- * Canales.
- * Carreteras.
- * Ríos.
- * Construcciones.
- * Ferrocarriles.
- * Aeropuertos.
- * Etc.

3.- CONDICIONES DIFICILES.

- * Excavaciones profundas.
- * Condiciones de suelo o roca difíciles de excavar.
- * Cercanía a estructuras o instalaciones importantes.

VENTAJAS DEL MICROTUNELEO.

Una vez descritas las partes que conforman un sistema de microtuneleo, los factores que determinan su uso y las áreas de aplicación, estamos en condiciones de mencionar las principales ventajas de esta técnica.

- * Es posible perforar una gama muy amplia de suleos y rocas.
- * El sistema permite mantener en equilibrio las presiones existentes en el suelo y las del agua.
- * Las deformaciones superficiales resultan despreciables.
- * Es posible excavar sin abatir el nivel de aguas freáticas existentes en el terreno.
- * Se evitan las molestias en superficie.
- * Es posible direccionar la máquina con gran precisión.
- * Disminuye el uso de mano de obra.
- * El procedimiento constructivo aumenta la seguridad del personal.
- * Se garantiza la estanqueidad de la tubería instalada.
- * Disminuye los costos totales de construcción.

PLANEACION DE UNA OBRA DE MICROTUNELEO.

Si bien los sistemas de microtuneleo que existen en el mercado son sumamente confiables y la técnica como tal presenta una serie de ventajas respecto a otros procedimientos constructivos, su éxito o fracaso dependen en gran medida de la planeación que se realice antes de su ejecución.

A continuación propongo la secuencia que se debe seguir:

1.- DEFINICION DEL TRAZO Y UBICACION DE LUMBRERAS.

Los alineamientos horizontales y verticales del túnel deben de ser en línea recta, utilizando las lumbreras de acceso y salida para los cambios de direcciones que se requieran.

Los alineamientos topográficos, así como la ubicación de lumbreras se definen tomando en consideración los siguientes factores:

- * La pendiente hidráulica que requiera la tubería.
- * El túnel debe de contar con un techo mínimo de un diámetro, de preferencia uno y medio.
- * Debe alojarse en los estratos del suelo que resulten más conveniente para su excavación.
- * Las interferencias existentes en la zona.
- * El nivel de deformaciones permisibles en superficie.
- * El nivel de aguas freáticas.
- * La presencia de cavernas u oquedades, sobre todo cuando se excava en calizas.
- * Accesos en superficie.
- * Disminuir al máximo las molestias en superficie durante la excavación de las lumbreras y con la ubicación provisional de los equipos, oficinas y almacenes.

2.- LEVANTAMIENTO DE INTERFERENCIAS.

Debido a que la mayoría de estos túneles son someros, resulta fundamental el levantamiento de las interferencias que puedan existir a lo largo del trazo. En la actualidad se cuenta con herramientas que ayudan a la detección de interferencias, como son: los detectores electrónicos, el realizar pozos de 2 1/2" mediante presión de agua y succión, y la investigación a través de vecinos u otras dependencias.

Las consecuencias de no haber detectado oportunamente alguna interferencia pueden resultar costosa, ya que se pueden dañar las instalaciones, y detener la excavación; además de que repararlas implicaría excavar a cielo abierto.

3.- ESTUDIOS GEOTECNICOS.

Es necesario realizar algunos sondeos paralelos al túnel, que permitan determinar las características físicas y mecánicas de los materiales, así como la ubicación del nivel de aguas freáticas y las presiones hidrostáticas.

Se recomienda que dichos sondeos lleguen a una profundidad de un diámetro por abajo del túnel, y que no crucen la zona de

perforación, ya que esto puede ocasionar fugas de lodo y despresurización del frente.

4.- ELECCION DEL EQUIPO DE MICROTUNELEO.

El conocimiento del subsuelo juega un papel fundamental en la elección de la máquina excavadora y de sus herramientas de corte.

Conocer las características de los equipos de los diferentes fabricantes, así como la experiencia de estos en trabajos similares, resulta de gran ayuda.

El diámetro de la máquina es determinado por la sección hidráulica de la tubería; sin embargo, es conveniente homologar los diámetros del proyecto hasta donde sea costeable, para perforar mayores distancias con una misma máquina.

Para elegir entre los diferentes sistemas de microtuneleo que ofrecen los fabricantes, es conveniente revisar los componentes que los conforman y cómo se adecúan estos al tipo de terreno por perforar; como son: El tipo de cabeza cortadora, como ésta proporciona soporte mecánico al frente, el soporte hidrostático, las herramientas de corte, las aberturas de la cabeza cortadora, si cuenta con trituradora integrada o no, las revoluciones por minuto de la cabeza cortadora, el torque de la cabeza cortadora, las direcciones de rotación, el empuje en la transmisión, de qué forma regula la presión de lodos en el frente, posibilidad de intercambio de la cabeza cortadora, posibilidades de crecimiento en el diámetro de la máquina, profundidad a la que puede operar, distancias factibles de recorrer entre lumbreras, rendimiento esperado, sistema de dirección, sistema de rezaga, capacidad del sistema de empuje, sistema de lubricación, alcances en el sistema de operación, entre otros.

Por último, pero igual de importante, es necesario considerar el valor de adquisición o arrendamiento, la vida útil del equipo, la disponibilidad de refacciones, el acceso a servicio y la capacitación que ofrece el fabricante.

5.- DIMENSIONAMIENTO Y CONSTRUCCION DE LUMBRERAS.

El dimensionamiento de las lumbreras está dado por la longitud de la máquina cortadora que se pretende utilizar, la longitud y ancho de los gatos de empuje y las dimensiones de la tubería a hincar. La lumbrera de entrada debe de ser capaz de alojar la máquina cortadora y el sistema de gatos de empuje (este a su vez

a la tubería). Por su parte, las lumbreras de recepción deben de ser capaces de alojar la máquina cortadora.

El diseño estructural de las lumbreras y su procedimiento constructivo, se rigen por la geometría de las mismas (ancho, largo y profundidad), así como de las condiciones del suelo en las que se van a excavar. Pudiendo ser construidas: con tablaestaca, vigueta y ademe, concreto lanzado, dovelas prefabricadas, flotadas, sin ademe, etc.

6.- TIPO DE TUBERIA.

Existen diversos tipos de tubería que pueden ser utilizadas para microtuneléo, como son: las de concreto reforzado, acero, barro, asbesto cemento, etc. Siendo la más común la de concreto reforzado.

Estas tuberías normalmente tienen un espesor mayor que las tradicionales ya que además de las cargas verticales, tienen que resistir los empujes horizontales del hincado. La unión de los tubos debe de ser con un lado hembra y otro macho, sin campana y con sello de goma para su hermeticidad. La tubería debe de ser lisa en su exterior para disminuir la fricción en el hincado. La longitud de la tubería debe facilitar las maniobras del hincado (a mayor longitud menos uniones); sin embargo, cuando ésta es muy larga implica mayores maniobras y lumbreras más grandes. Normalmente se acostumbra longitudes de 2 a 3 mts.

7.- LUBRICACION DE LA TUBERIA Y ESTACIONES INTERMEDIAS DE EMPUJE.

Las variables que determinan la longitud a la que es posible hincar la tubería están dadas por:

- * El diámetro de la tubería.
- * Resistencia al empuje horizontal de la tubería.
- * Fricción entre el terreno y la tubería.
- * Rugosidad de la tubería.
- * Carga del suelo sobre la tubería.

Con la finalidad de lograr mayores distancias de hincado y disminuir los esfuerzos en la tubería, es necesario lubricar el perímetro exterior de la misma para disminuir la fricción. Sin embargo, una vez que llegamos al límite permisible, queda la alternativa de introducir secciones de tubería de acero con gatos de empuje integrados.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

UNAM



**FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

ESTUDIO Y DISEÑO DEL PAVIMENTO

ING. ESTEBAN AMBRIZ REYES

ESTUDIO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

I. INTRODUCCION

II. ANTECEDENTES

III. SECCION ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

- 1) Funciones de las distintas capas del pavimento.
- 2) Pavimento "Flexible"
- 3) Pavimento "Rígido"
- 4) Pavimento semirígido

IV. FACTORES QUE AFECTAN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

- 1) Clima
- 2) Tránsito y cargas
- 3) Drenaje y subdrenaje
- 4) Terreno de cimentación
- 5) Bancos de material

V. TRANSITO

- 1) Técnicas de medición del tránsito
- 2) Tránsito de diseño

VI. ESTUDIOS NECESARIOS Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

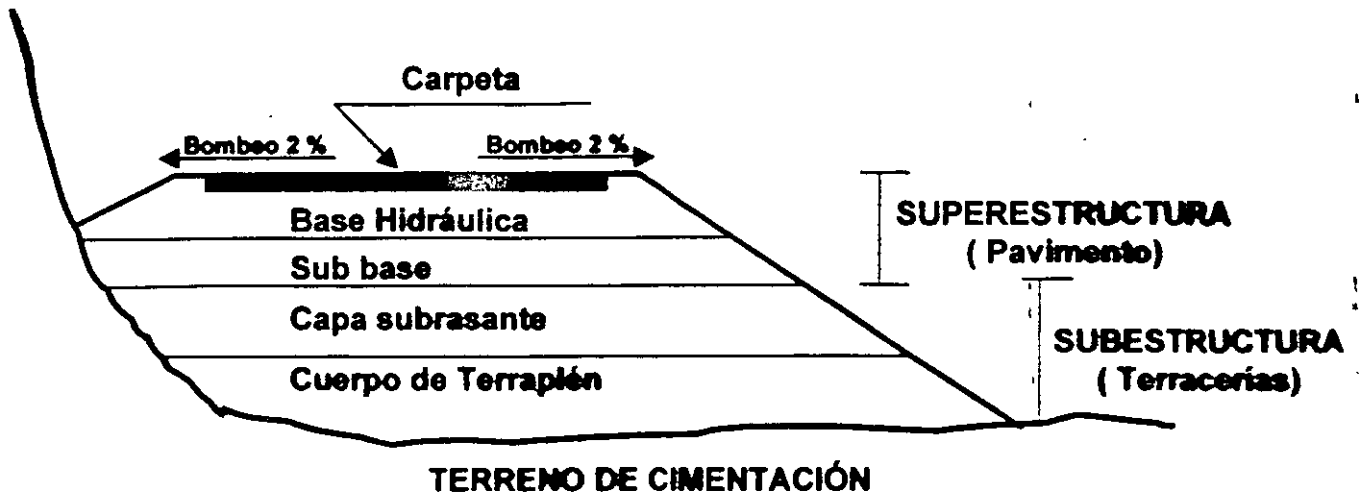
- 1) Estudios geotécnicos. Bancos de material
- 2) Pruebas más comunes para el diseño de pavimentos
- 3) Normas de calidad de los materiales

VII. METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS

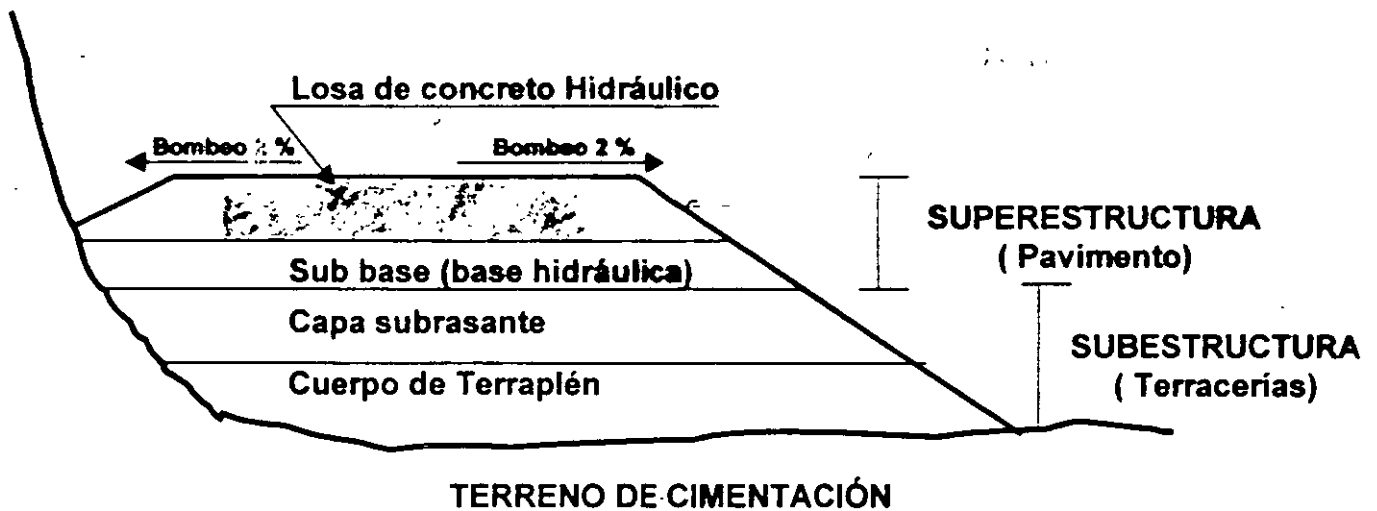
- 1.- Pavimento flexible
- 2.- Pavimento rígido

ESTRUCTURA DE UNA CARRETERA

A) CON PAVIMENTO FLEXIBLE



B) CON PAVIMENTO RIGIDO





Universidad Nacional Autónoma de México.
Facultad de Ingeniería.
División de Educación Continua.

Método de diseño de la UNAM para pavimentos flexibles.

Datos requeridos:

De tráfico:

- T.D.P.A.
- Composición vehicular.
- Periodo de diseño.
- Factor de distribución.
- Factor de carril.
- Porcentaje de vehículos cargados.

De materiales.

- Valor Relativo de Soporte de cada capa del pavimento

Procedimiento:

1. Cálculo del tránsito equivalente acumulado

Se utilizará el formato propuesto en el instructivo para el diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras elaborado para la SCT por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

- a) En la columna 1 se anotan los tipos de vehículos que componen el tráfico de diseño.
- b) En la columna 2 se anota la composición vehicular del tráfico de diseño expresado en porciento.
- c) En la columna 3 se anotan el porcentaje de vehículos cargados y vacíos por cada tipo, expresado en percentiles.
- d) En la columna 4 se anota la composición vehicular cargada o vacía expresado en percentiles, este valor es el producto de la composición vehicular (columna 2) por el porcentaje de vehículos cargados o vacíos (columna 3)
- e) Se determinan los coeficientes de daño para cada vehículo y a la profundidad deseada lo cual se puede hacer con las tablas (figuras D1 a D10) contenidas en el apéndice "D" del instructivo arriba mencionado.
 - Se selecciona la tabla que corresponde al tipo de vehículo.
 - Se determinan los valores que corresponden al tipo de camino que se esta diseñando.
 - Se elige la parte de la tabla que corresponde a la condición de carga del vehículo (cargado o vacío), según sea el caso.
 -



Universidad Nacional Autónoma de México.

Facultad de Ingeniería.

División de Educación Continua.

- Mediante la formula cuyo resultado es directamente es el espesor mínimo equivalente sobre una capa.

$$Z = \left[\left(1 - \frac{VRS_z}{VRS_o [1.5]^{\log EL}} \right)^{-\frac{2}{3}} - 1 \right]^{-\frac{1}{2}} \cdot 15$$

donde:

z = espesor mínimo equivalente sobre una capa.

VRSz = Valor relativo de soporte crítico.

ΣL = Ejes equivalentes acumulados.

VRSo = valor que representa el nivel de confianza.

Qu	VRSo	
	Base	Subbases y Terracerías
0.6	7.55	3.13
0.7	8.14	3.46
0.8	8.89	3.88
0.9	10.03	4.57

El espesor real se obtiene dividiendo el espesor equivalente entre el coeficiente estructural ai siendo:

Carpetas de riego	$a_i = 0$
Concreto asfáltico	$a_i \leq 2$
Materiales estabilizados mecánicamente	$a_i = 1$

El método marca que los espesores mínimos por capa cuando estos se incluyan en la estructura.

Carpeta	4 cms
Base	15 cms
Subbase	12 cms
Subrasante	30cms



Universidad Nacional Autónoma de México.

Facultad de Ingeniería:

División de Educación Continua.

- El renglón de sumatoria (Σ) indica el coeficiente de daño para ese vehículo en el tipo de camino de diseño para distintas profundidades, debiéndose seleccionar la que corresponde a la profundidad buscada, la cual se anota en la columna 5a, 5b, 5c o 5d.
- f) En la columnas 6a, 6b, 6c y 6d se anota el numero de ejes equivalentes sencillos que se obtienen del producto de la composición vehicular cargada o vacía (columna 4) por cada uno de las coeficientes de daño (columnas 5)
- g) Se calculan los ejes equivalentes para transito unitario sumando cada una de las profundidades (columnas 6).
- h) Se calcula el coeficiente de acumulación de tránsito con la formula:

$$C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] * 365$$

donde:

C_T = Coeficiente de acumulación de tránsito.

n = Periodo de diseño.

R = Tasa de crecimiento promedio anual.

- g) Se calcula el tránsito equivalente acumulado (ΣL) para la profundidad deseada en el periodo de diseño. Esto es el producto de los ejes equivalentes para transito unitario (T_o) por el coeficiente de acumulación de tránsito (C_T).
- h) Se selecciona el nivel de confianza del 0.6 a 0.9 con base al tipo de camino, el control que se vaya a tener durante su construcción y tipo de conservación que se espera darle durante su vida útil.
- i) Determinación de espesores de las capas del pavimento.

Para los espesores mínimos equivalentes requeridos sobre una capa de material, puede hacerse mediante el uso de nomogramas o la formula de diseño:

- Mediante el uso de nomogramas. Se selecciona el que corresponde al nivel de confianza para el cual se va a diseñar, estos están contenidos en el apéndice "A" del instructivo de diseño (figuras de la A4 a la A7). El espesor se obtiene bajando una línea recta desde el valor del VRS de la capa hasta la curva que representa el valor ΣL , ese punto es el espesor mínimo equivalente sobre una capa el cual se lee en la estala que aparece del lado izquierdo de la gráfica.

CALCULO DE TRANSITO ACUMULADO A EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS.

CARRETERA: Frontera sur,
 TDPA (98): 560 en ambas direcciones.

TRAMO: _____
 Del Km: _____ Al Km: _____

Coefficiente de distribución para el carril de proyecto: 0,50

TDPA Inicial en el carril de diseño: 280

Tasa de crecimiento anual (r): 3 %

TIPO DE VEHICULOS (1)	COMPOSICION (%) (2)	DISTRIBUCION CARGADO / VACIO (3)		COMPOSICION CARGADO / VACIO (4)	COEFICIENTES DE DAÑO (5)				EJES EQUIVALENTES (6)							
		CARGADO	VACIO		Z=0 (a)	Z=15 (b)	Z=30 (c)	Z=60 (d)	Z=0 (a)	Z=15 (b)	Z=30 (c)	Z=60 (d)				
A (A2)	5,00	Cargado	1,00	0,050	0,004	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000			
		Vacio														
P (A'2)	45,00	Cargado	0,50	0,225	0,536	0,064	0,023	0,015	0,121	0,014	0,005	0,003				
		Vacio	0,50	0,225	0,536	0,002	0,000	0,000	0,121	0,000	0,000	0,000				
B2	15,00	Cargado	0,50	0,075	2,000	1,010	0,902	0,899	0,150	0,076	0,068	0,067				
		Vacio	0,50	0,075	2,000	0,492	0,258	0,194	0,150	0,037	0,019	0,015				
B3	10,00	Cargado	0,50	0,050	1,999	1,190	0,756	0,756	0,100	0,060	0,038	0,038				
		Vacio	0,50	0,050	1,999	0,240	0,060	0,036	0,100	0,012	0,003	0,002				
C2	0,00	Cargado	0,50	0,000	2,000	1,070	0,936	0,899	0,000	0,000	0,000	0,000				
		Vacio	0,50	0,000	2,000	0,044	0,006	0,004	0,000	0,000	0,000	0,000				
T2 - S1	5,00	Cargado	0,50	0,025	3,000	2,729	3,072	3,331	0,075	0,068	0,077	0,083				
		Vacio	0,50	0,025	3,000	0,132	0,027	0,012	0,075	0,003	0,001	0,000				
T2 - S2	5,00	Cargado	0,50	0,025	4,000	3,110	2,661	2,790	0,100	0,078	0,067	0,070				
		Vacio	0,50	0,025	4,000	0,154	0,033	0,019	0,100	0,004	0,001	0,000				
T3 - S2	5,00	Cargado	0,50	0,025	5,000	3,491	2,250	2,249	0,125	0,087	0,056	0,056				
		Vacio	0,50	0,025	5,000	0,113	0,023	0,012	0,125	0,003	0,001	0,000				
T3 - S3	5,00	Cargado	0,50	0,025	6,000	5,239	4,746	5,758	0,150	0,131	0,119	0,144				
		Vacio	0,50	0,025	6,000	0,154	0,040	0,023	0,150	0,004	0,001	0,001				
T3-S2-R2	0,00	Cargado	0,50	0,000	7,000	8,367	9,327	11,401	0,000	0,000	0,000	0,000				
		Vacio	0,50	0,000	7,000	0,180	0,043	0,024	0,000	0,000	0,000	0,000				
T3-S2-R4	5,00	Cargado	0,50	0,025	9,000	10,221	9,327	11,403	0,225	0,256	0,233	0,285				
		Vacio	0,50	0,025	9,000	0,165	0,041	0,022	0,225	0,004	0,001	0,001				
SUMAS	100,00			1,000	Ejes equivalentes para tránsito unitario (To) =				2,091	0,837	0,688	0,765				
TDPA Inicial	280					To				ΣE						
TASA	0,03					Z=0	Z=15	Z=30	Z=60	Z=0	Z=15	Z=30	Z=60			
VIDA DE PROYECTO	10	$CT = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] \cdot 365$								2.450.185	980.285	806.623	896.778			
	20												5.743.028	2.297.706	1.890.657	2.101.974
	30								2,091	0,837	0,688	0,765	10.168.335	4.068.209	3.347.508	3.721.655

NOTAS 1 -

Los coeficientes de daño son de acuerdo al REGLAMENTO SCT, de pesos, dimensiones y capacidades de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal (diario oficial del 26/01/94)

2 -

Se considera que todos los camiones están cargados con la carga máxima permitida por el mencionado REGLAMENTO de la SCT



Cálculos:

- Espesor de la carpeta

$\Sigma L = 10,168,335$

$VRS_B = 100\%$

$VRS_o = 10.03$ (valor que representa el nivel de confianza)

$$z = \left[\left(1 - \frac{100}{10.03 \cdot [1.5]^{\log(10,168,335)}} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{-1/2} - 15 = 16.90$$

$z_1 = 16.00 \text{ cm.}$

considerando que la carpeta es de concreto asfáltico $a_1=2$

$z_1 = 8.00 \text{ cm.}$

- Espesor de la base.

$\Sigma L = 4,068,209$

$VRS_{SB} = 20\%$

$VRS_o = 4.57$

$$z = \left[\left(1 - \frac{20}{4.57 \cdot [1.5]^{\log(4,068,209)}} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{-1/2} - 15 = 28.92$$

$z_2 = 29.00 \text{ cm.}$

$z_2 - z_1 = 29.00 - 16.00 = 13.00 \text{ cm} < z_{min}$

$\therefore z_2 = 15.00 \text{ cm.}$

considerando que la capa es estabilizada mecánicamente $a_1=1$

$z_2 = 15.00 \text{ cm.}$

- Espesor de la subbase.

$\Sigma L = 3,347,508$

$VRS_{SR} = 14.80\%$

$VRS_o = 4.57$

$$z = \left[\left(1 - \frac{14.8}{4.57 \cdot [1.5]^{\log(3,347,508)}} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{-1/2} - 15 = 34.39$$



$z_3 = 34.00 \text{ cm.}$

$z_3 - z_2 = 34.00 - 29.00 = 5.00 \text{ cm} < z_{\min}$

$\therefore z_3 = 12.00 \text{ cm.}$

considerando que la capa es estabilizada mecánicamente $a_i=1$

$z_3 = 12.00 \text{ cm.}$

- **Espesor de la subrasante.**

$\Sigma L = 3,347,508$

$VRS_T = 5.00\%$

$VRS_o = 4.57$

$$z = \left[\left(1 - \frac{5}{4.57 * [1.5]^{\log(3,347,508)}} \right)^{-2/3} - 1 \right]^{-1/2} - 15 = 63.75$$

$z_4 = 64.00 \text{ cm.}$

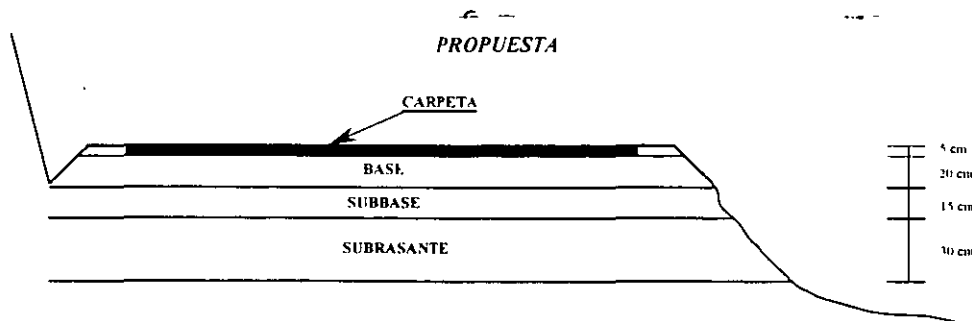
$z_4 - z_3 = 64.00 - 34.00 = 30.00 \text{ cm}$

$\therefore z_4 = 30.00 \text{ cm.}$

considerando que la capa es estabilizada mecánicamente $a_i=1$

$z_4 = 30.00 \text{ cm.}$

Diseño	
Capa	Espesor (cm)
Carpeta	8.00
Base	15.00
Subbase	12.00
Subrasante	30.00





**Universidad Nacional Autónoma de México.
Facultad de Ingeniería.
División de Educación Continua.**

Gráficas de diseño estructural.

Figuras de la A-4 a la A-7

17 12 11 10

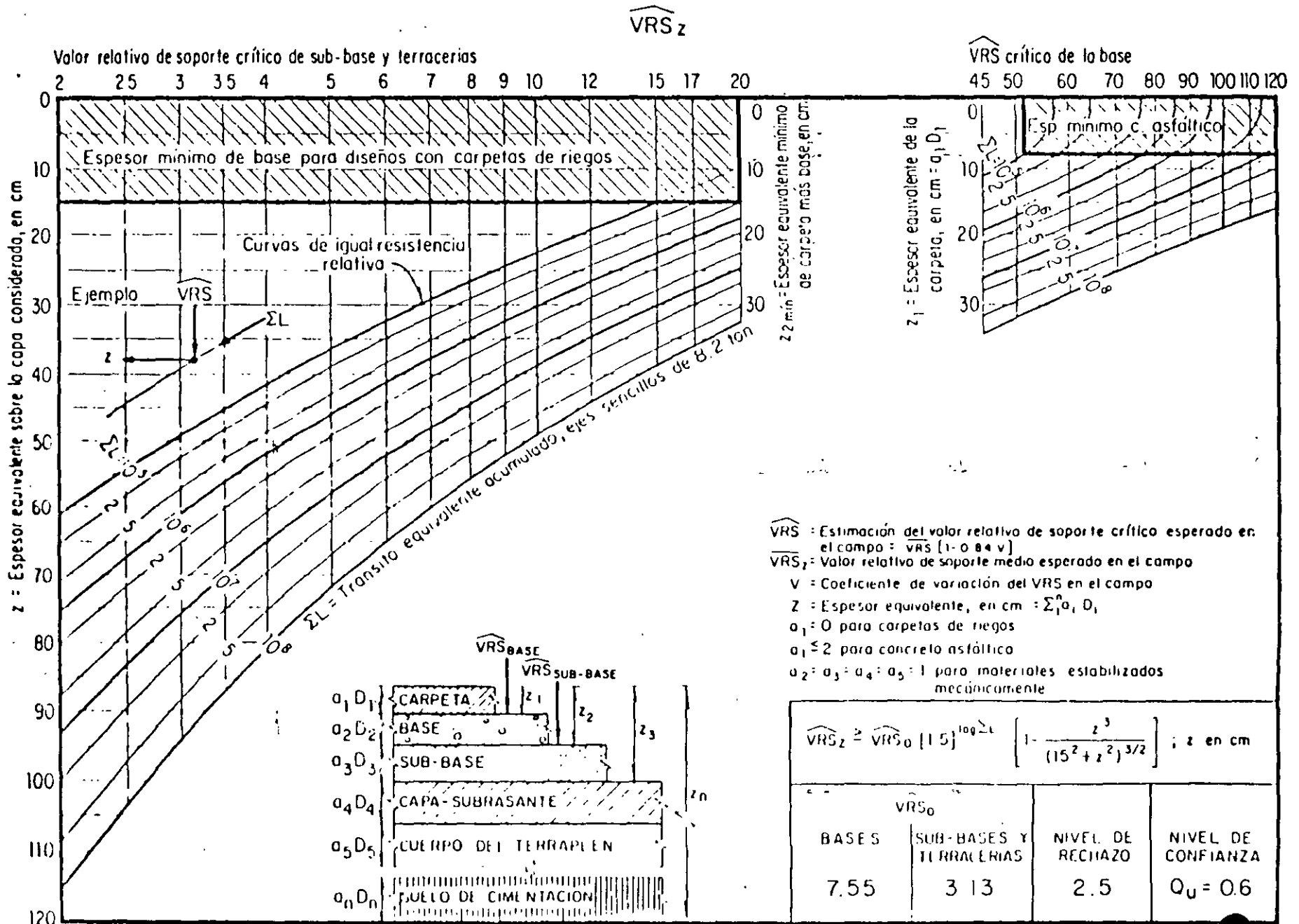


Fig A4 Gráfico para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

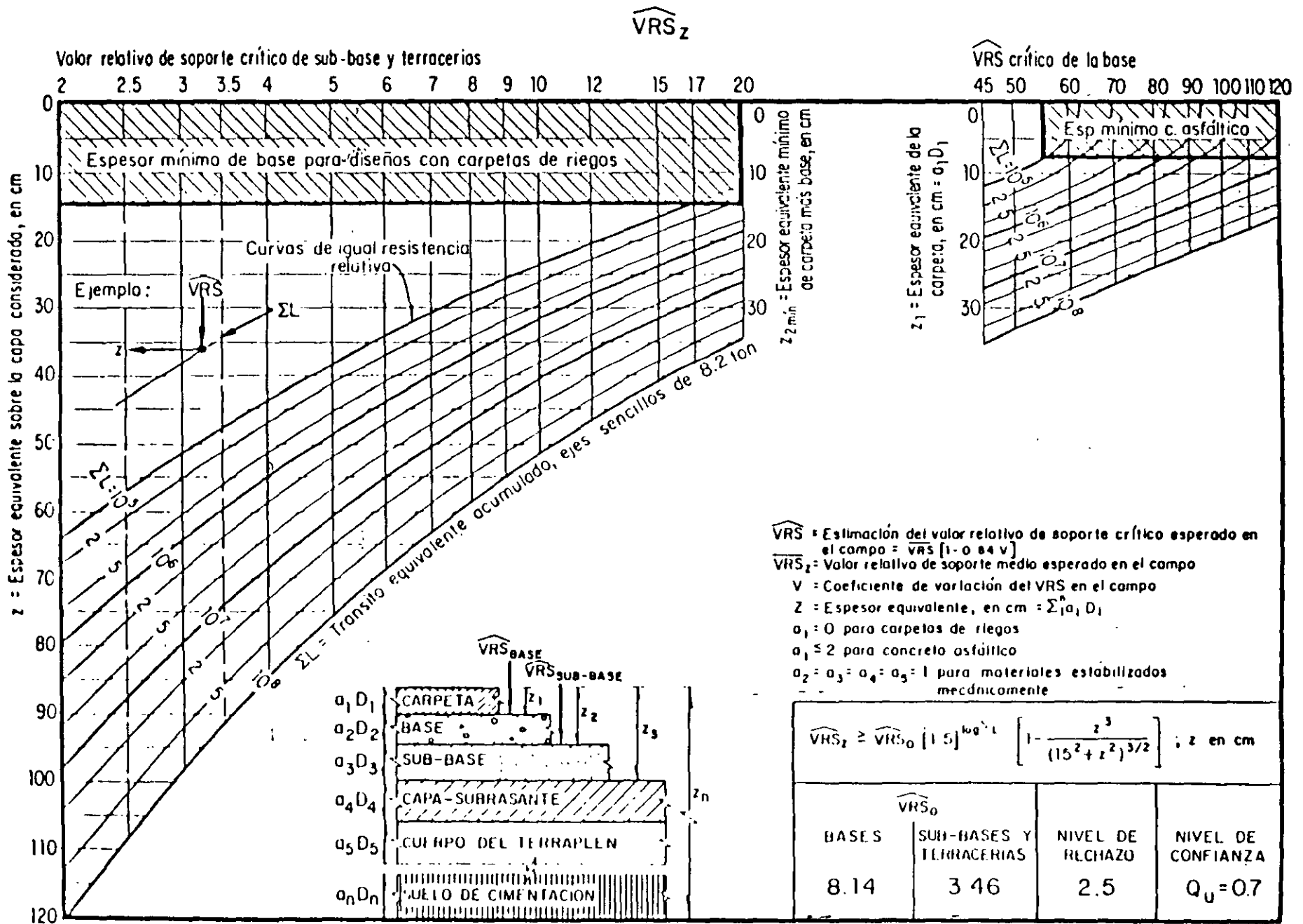


Fig A5. Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

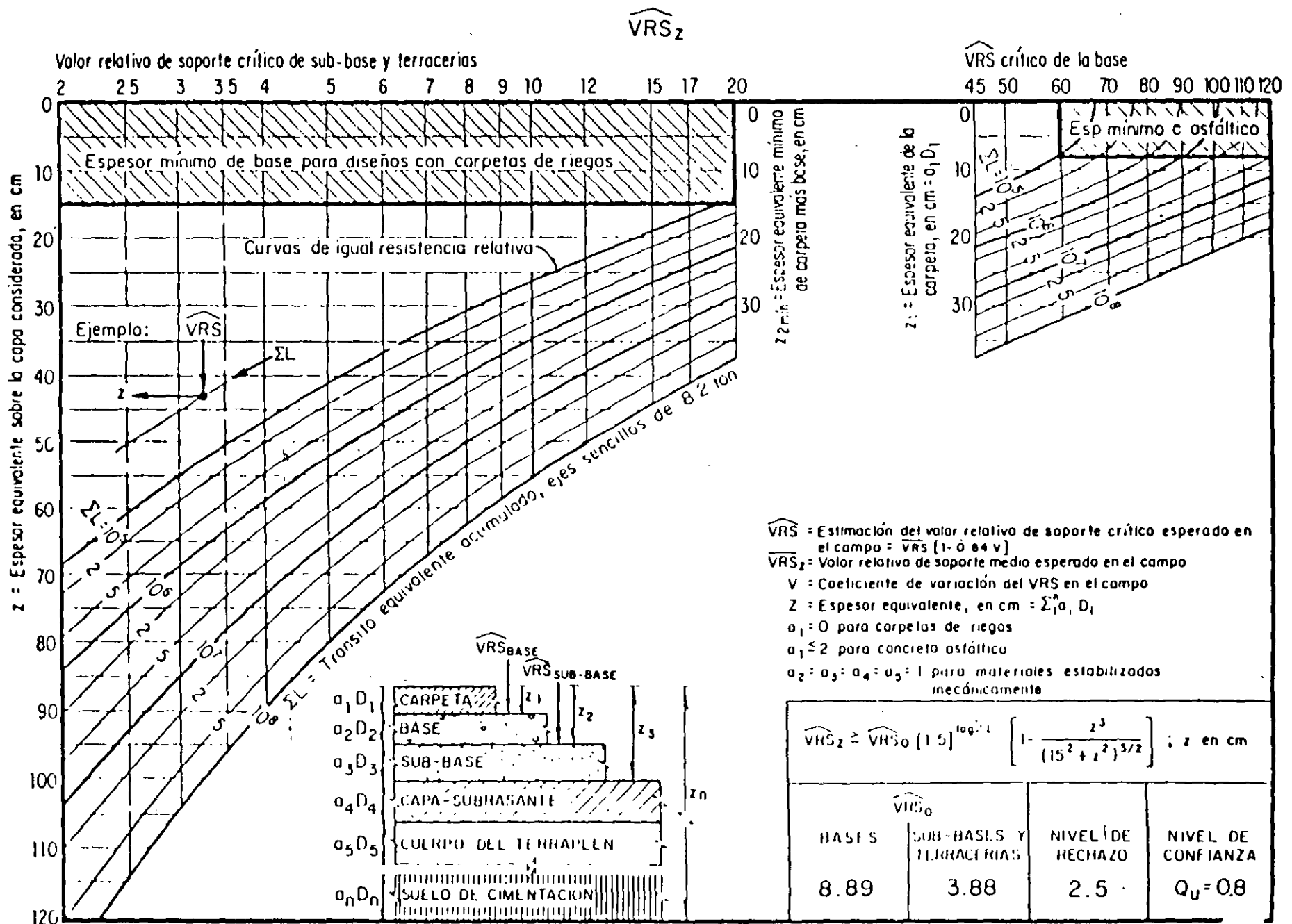
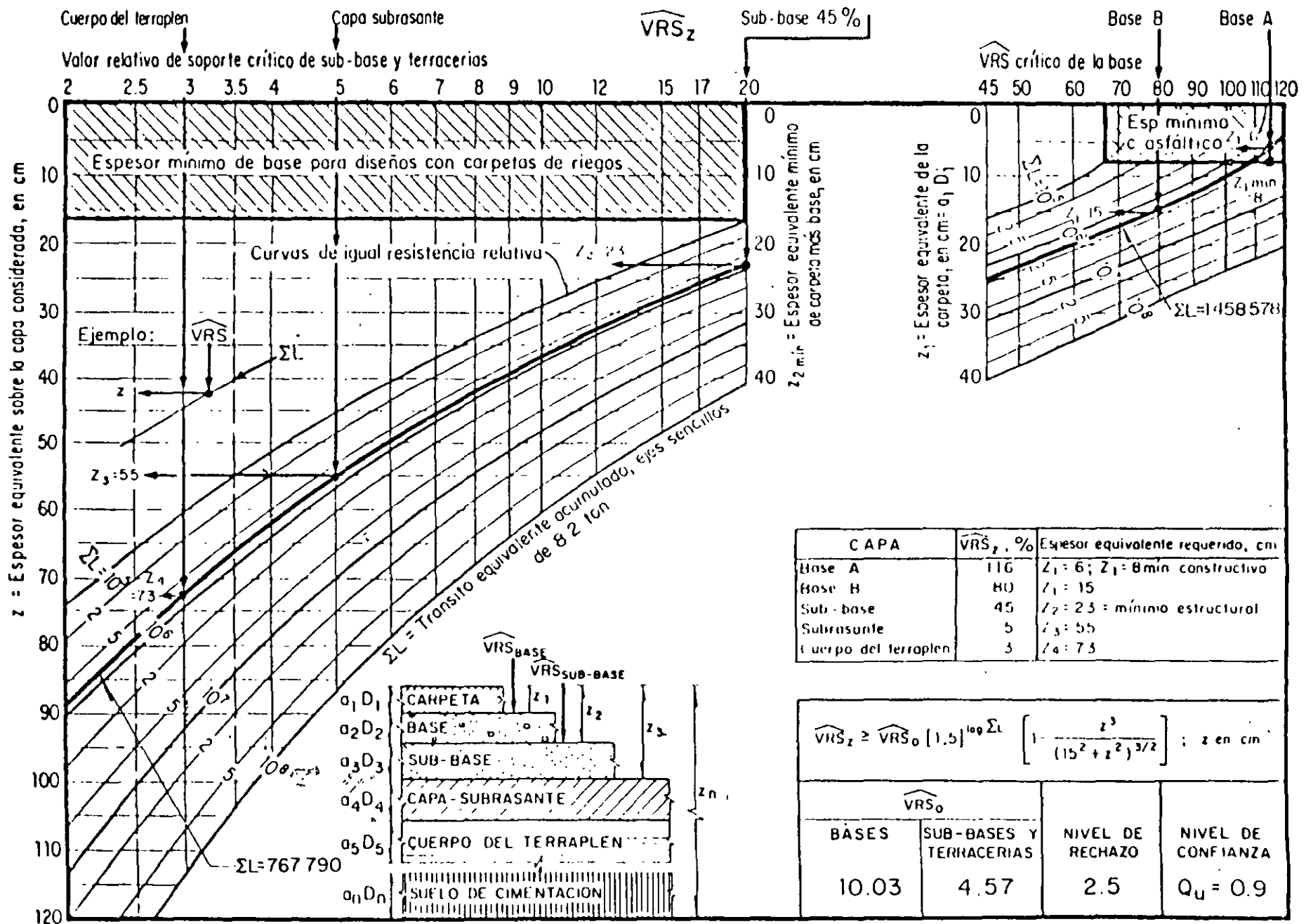


Fig A6. Gráfico para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible



Ejemplo: Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible



Universidad Nacional Autónoma de México.
Facultad de Ingeniería.
División de Educación Continua.

Coeficientes de daño.
Figuras de la D-1 a la D-10



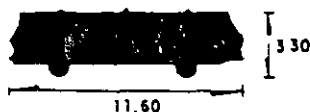
A2 Automóvil

Camino A,B,C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 ^a		1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
2 ^a		1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
Σ		2.0	1.6		0.004	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000



A'2 Camión ligero, con capacidad de carga hasta de 3 ton

Camino A,B,C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 ^a		1.7	1.3	4.6	0.268	0.003	0.000	0.000	0.268	0.001	0.000	0.000
2 ^a		3.8	1.2	4.6	0.268	0.061	0.023	0.015	0.268	0.001	0.000	0.000
Σ		5.5	2.5		0.536	0.064	0.023	0.015	0.536	0.002	0.000	0.000



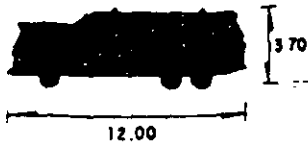
B2 Autobús de dos ejes

Camino A, B, C	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1 ^a	5.5	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.001	0.010
	2 ^a	10.0	7.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.679	0.501	0.433
	Σ	15.5	10.5		2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.757	0.502	0.443
Camino B	1 ^a	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.001	0.010
	2 ^a	9.0	6.5	5.8	1.000	1.234	1.403	1.630	1.000	0.558	0.359	0.292
	Σ	14.0	10.0		2.000	1.495	1.509	1.701	2.000	0.637	0.360	0.302
Camino C	1 ^a	4.0	3.0	5.8	1.000	0.126	0.002	0.021	1.000	0.044	0.009	0.004
	2 ^a	8.0	6.0	5.8	1.000	0.944	0.900	0.878	1.000	0.448	0.249	0.190
	Σ	12.0	9.0		2.000	1.070	0.902	0.899	2.000	0.492	0.258	0.194

†Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

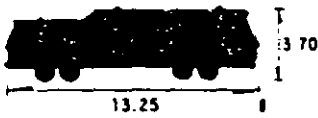
- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig D1. Coeficientes de daño



B3 Autobús de tres ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1**	5.5	4.0	5.4	0.666	0.286	0.155	0.116	0.666	0.107	0.034	0.021
	2**	14.0	8.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.214	0.057	0.037
	Σ	19.5	12.0		1.999	1.369	0.877	0.852	1.999	0.321	0.091	0.058
Camino B	1*	5.0	4.0	5.4	0.666	0.216	0.099	0.070	0.666	0.107	0.034	0.021
	2**	14.0	7.5	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.172	0.042	0.026
	Σ	19.0	11.5		1.999	1.299	0.821	0.805	1.999	0.279	0.076	0.047
Camino C	1*	4.0	3.5	5.4	0.666	0.107	0.034	0.021	0.666	0.068	0.018	0.010
	2**	14.0	7.5	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.172	0.042	0.026
	Σ	18.0	11.0		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.240	0.060	0.036



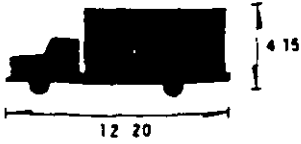
B4 Autobús de cuatro ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1***	7.0	5.0	5.4	1.333	0.136	0.030	0.018	1.333	0.038	0.006	0.003
	2**	14.0	8.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.214	0.057	0.037
	Σ	21.0	13.0		2.666	1.219	0.752	0.753	2.666	0.252	0.063	0.040
Camino B	1**	7.0	5.0	5.4	1.333	0.136	0.030	0.018	1.333	0.038	0.006	0.003
	2**	14.0	8.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.214	0.057	0.037
	Σ	21.0	13.0		2.666	1.219	0.752	0.753	2.666	0.252	0.063	0.040
Camino C	1**	7.0	5.0	5.4	1.333	0.136	0.030	0.018	1.333	0.038	0.006	0.003
	2**	14.0	8.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.214	0.057	0.037
	Σ	21.0	13.0		2.666	1.219	0.752	0.753	2.666	0.252	0.063	0.040

† Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

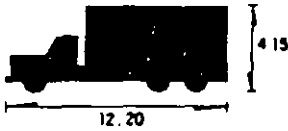
- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig D2. Coeficientes de daño



C2 Camión de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1	5.5	3.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.079	0.019	0.010
	2**	10.0	3.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.044	0.009	0.004
	Σ	15.5	6.5		2.000	1.890	2.457	2.939	2.000	0.123	0.028	0.014
Camino B	1**	5.0	3.0	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.044	0.009	0.004
	2**	9.0	3.0	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.044	0.009	0.004
	Σ	14.0	6.0		2.000	1.495	1.589	1.701	2.000	0.088	0.018	0.008
Camino C	1**	4.0	2.5	5.8	1.000	0.126	0.036	0.021	1.000	0.022	0.003	0.002
	2**	8.0	2.5	5.8	1.000	0.944	0.900	0.878	1.000	0.022	0.003	0.002
	Σ	12.0	5.0		2.000	1.070	0.936	0.899	2.000	0.044	0.006	0.004



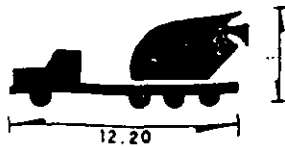
C3 Camión de tres ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
Camino A	1*	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2**	18.0	4.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
	Σ	23.5	8.5		3.000	2.817	2.457	2.940	3.000	0.154	0.039	0.023
Camino B	1*	5.0	3.8	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.106	0.028	0.016
	2**	15.0	4.2	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.021	0.002	0.001
	Σ	20.0	8.0		3.000	1.876	1.178	1.160	3.000	0.127	0.030	0.017
Camino C	1*	4.0	3.5	5.4	0.666	0.107	0.034	0.021	0.666	0.068	0.018	0.010
	2**	14.0	4.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.015	0.002	0.001
	Σ	18.0	7.5		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.083	0.020	0.011

† Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

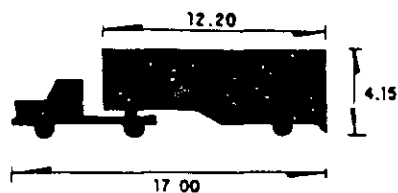
- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig D3. Coeficientes de daño



C4 Camión de cuatro ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1*	5.5	4.5	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.187	0.064	0.040
	2**	22.5	8.0	5.8	3.000	2.422	2.289	2.818	3.000	0.084	0.020	0.011
	Σ	28.0	12.5		4.000	2.771	2.456	2.937	4.000	0.271	0.084	0.051



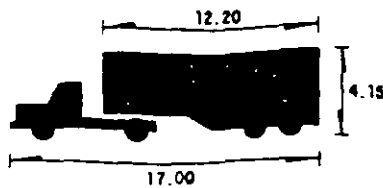
T2-S1 Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1*	5.5	3.2	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.057	0.012	0.006
	2*	10.0	3.4	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.071	0.016	0.009
	3*	10.0	3.4	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.071	0.016	0.009
	Σ	25.5	10.0		3.000	3.431	4.747	5.759	3.000	0.199	0.044	0.024
Camino B	1*	5.0	3.0	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.044	0.009	0.004
	2*	9.0	3.0	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.044	0.009	0.004
	3*	9.0	3.0	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.044	0.009	0.004
	Σ	23.0	9.0		3.000	2.729	3.072	3.331	3.000	0.132	0.027	0.012

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

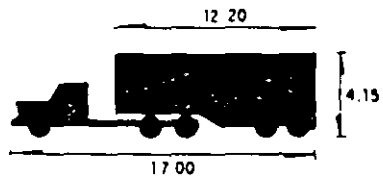
Fig D4. Coeficientes de daño



T2-S2

Tractor de dos ejes con
semirremolque de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
Camino A	1 ^{**}	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{**}	10.0	3.5	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.079	0.019	0.010
	3 ^{***}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	33.5	11.5		4.000	4.358	4.747	5.760	4.000	0.222	0.057	0.032
Camino B	1 ^{**}	5.0	3.4	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.071	0.016	0.009
	2 ^{**}	9.0	3.4	5.8	1.000	1.234	1.483	1.630	1.000	0.071	0.016	0.009
	3 ^{**}	15.0	3.7	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.012	0.001	0.001
	Σ	29.0	10.5		4.000	3.110	2.661	2.790	4.000	0.154	0.033	0.019



T3-S2

Tractor de tres ejes con
semirremolque de dos ejes

Camino	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z=0	z=15	z=30	z=60	z=0	z=15	z=30	z=60
Camino A	1 ^{**}	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{**}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 ^{***}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	41.50	12.0		5.000	5.285	4.747	5.761	5.000	0.160	0.040	0.023
Camino B	1 ^{**}	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.019	0.010
	2 ^{**}	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 ^{**}	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	35.0	11.5		5.000	3.491	2.256	2.249	5.000	0.113	0.023	0.012

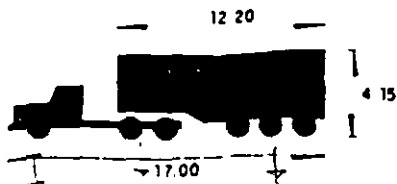
† Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

*EJE SENCILLO

**EJE TANDEM

***EJE TRIPLE

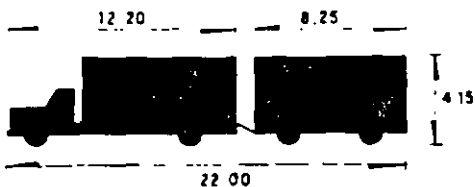
Fig D5. Coeficientes de daño



T3-S3

Tractor de tres ejes con
semirremolque de tres ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1	2	3	Σ	1	2	3	Σ
	1	5,5	4,0	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,126	0,036	0,021
	2	18,0	4,0	5,8	2,000	2,468	2,290	2,821	2,000	0,017	0,002	0,001
	3	22,5	5,0	5,8	3,000	2,422	2,289	2,818	3,000	0,011	0,002	0,001
	Σ	46,0	13,0		6,000	5,239	4,746	5,758	6,000	0,154	0,040	0,023



C2-R2

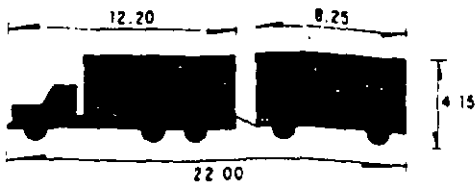
Camión de dos ejes con
remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1	2	3	Σ	1	2	3	Σ
	1	5,5	3,5	5,8	1,000	0,349	0,167	0,119	1,000	0,079	0,019	0,010
	2	10,0	3,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,044	0,009	0,004
	3	10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000
	4	10,0	2,0	5,8	1,000	1,541	2,290	2,820	1,000	0,009	0,001	0,000
	Σ	35,5	10,5		4,000	4,972	7,037	8,579	4,000	0,141	0,030	0,014

+Cargas máximas de acuerdo con el 'Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT', México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

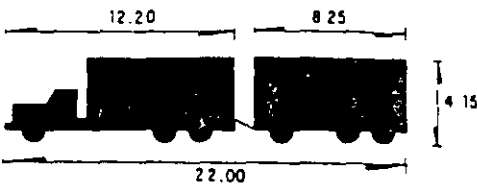
Fig D6. Coeficientes de daño



C3-R2

Camión de tres ejes con
remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1	2	3	4	1	2	3	4
	1	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2	18.0	4.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
	3	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
	4	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
	Σ	43.5	12.5		5.000	5.899	7.037	8.590	5.000	0.172	0.041	0.023



CR-R3

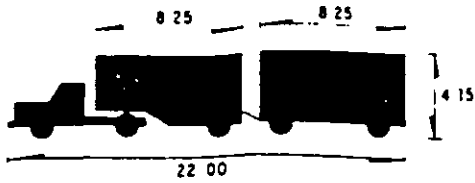
Camión de tres ejes con
remolque de tres ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1	2	3	4	1	2	3	4
	1	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2	18.0	4.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
	3	10.0	2.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.009	0.001	0.000
	4	18.0	3.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.005	0.000	0.000
	Σ	51.5	13.5		6.000	6.885	7.037	8.591	6.000	0.169	0.040	0.023

+Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

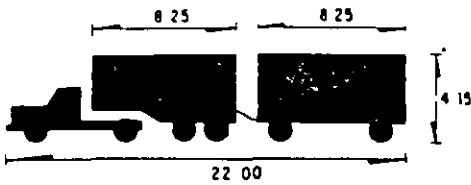
Fig D7. Coeficientes de daño



T2-S1-R2

Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1	2	3	4	5	6	7	8
	1	5.5	3.2	5.8	1.000	0.344	0.167	0.119	1.000	0.052	0.012	0.004
	2	10.0	3.4	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.071	0.016	0.009
	3	10.0	2.4	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.019	0.003	0.001
	4	10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
	5	10.0	2.2	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.013	0.002	0.001
	Σ	45.5	13.5		5.000	6.513	9.327	11.399	5.000	0.174	0.035	0.016



T2-S2-R2

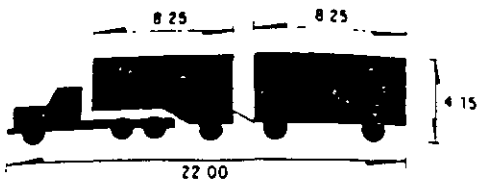
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
					1	2	3	4	5	6	7	8
	1	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2	10.0	4.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.126	0.036	0.021
	3	18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000
	4	10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
	5	10.0	2.2	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.013	0.002	0.001
	Σ	53.5	16.0		6.000	7.440	9.327	11.400	6.000	0.289	0.077	0.044

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D.F., 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

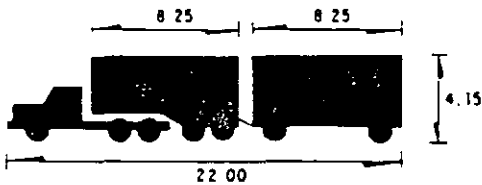
Fig D8. Coeficientes de daño



T3-S1-R2

Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	† d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	†Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1 [†]	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3	10.0	2.5	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.022	0.003	0.002
	4 [†]	10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
	5	10.0	2.2	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.013	0.002	0.001
	Σ	53.5	15.0		6.000	7.440	9.327	11.400	6.000	0.193	0.045	0.026



T3-S2-R2

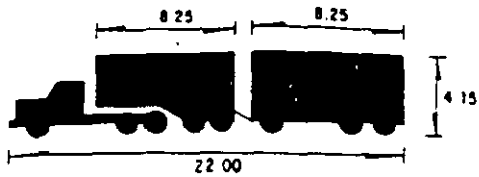
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	† d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	†Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1 [†]	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{††}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 ^{††}	18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000
	4 [†]	10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
	5 [†]	10.0	2.2	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.013	0.002	0.001
	Σ	61.5	16.0		7.000	8.367	9.327	11.401	7.000	0.180	0.043	0.024

† Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

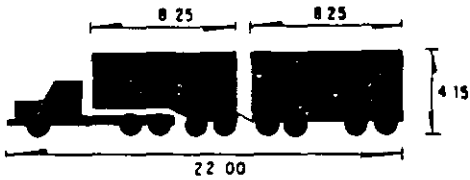
Fig D9. Coeficientes de daño



T3-S2-R3

Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de tres ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		ρ , kg/cm ²	d_m : Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v : Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1 ^{**}	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{***}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 ^{***}	18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000
	4 ^{**}	10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
	5 ^{***}	18.0	3.2	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.006	0.001	0.000
	Σ	69.5	17.0		8.000	9.294	9.327	11.401	8.000	0.173	0.042	0.023



T3-S2-R4

Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes

Camino A	Conjunto	Peso, en ton		ρ , kg/cm ²	d_m : Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v : Coeficiente de daño vacío			
		+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1 ^{**}	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{***}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3 ^{***}	18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000
	4 ^{**}	18.0	3.3	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.007	0.001	0.000
	5 ^{***}	18.0	3.2	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.006	0.001	0.000
	Σ	77.5	18.0		9.000	10.221	9.327	11.403	9.000	0.165	0.041	0.022

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- *EJE SENCILLO
- **EJE TANDEM
- ***EJE TRIPLE

Fig D10. Coeficientes de daño



Universidad Nacional Autónoma de México.

Facultad de Ingeniería.

División de Educación Continua.

Método de la Portland Cement Association (PCA) para el diseño de pavimentos rígidos.

El método consiste en calcular el porcentaje de fatiga y el porcentaje de erosión provocado por el número de repeticiones del tránsito al final de la vida de servicio, para un espesor de losa propuesto, sin que rebase el 100% de fatiga y erosión.

Procedimiento.

I.- Se determina el tráfico de diseño.

Los datos requeridos son:

- T.D.P.A:
 - Tasa de Crecimiento Anual
 - Composición Vehicular y carga por eje.
 - Periodo de diseño.
 - Factor de distribución.
 - Factor de carril.
- a) Se calcula la cantidad de vehículos pesados (de más de dos ejes), clasificándolos por tipo de vehículo y carga por eje.
 - b) Se multiplica el número de ejes - carga por 365 para determinar su cantidad en un año.
 - c) Se calcula el factor de crecimiento en el periodo de diseño.
 - d) Se suma el total de ejes - carga en un año.
 - e) Se determina el número de repeticiones de ejes - carga durante el periodo de diseño multiplicando el total de ejes carga por el factor de crecimiento.

II.- Cálculo del espesor del pavimento.

Se requieren los siguientes datos.

- Pavimento con pasajuntas o sin pasajuntas.
- Si el acotamiento estará pavimentado o sin pavimentar.
- Módulo de reacción de la subrasante o módulo de reacción corregido cuando hay subbase o base.
- Factor de seguridad (1.2 para caminos de tránsito elevado, 1.1 para caminos de tránsito moderado, y 1 para caminos de bajo volumen de tránsito).
- Número de repeticiones esperadas por tipo de eje y carga.
- Módulo de ruptura a la tensión por flexión del concreto, MR. (a los 28 días de edad)



Universidad Nacional Autónoma de México.

Facultad de Ingeniería.

División de Educación Continua.

Para el diseño se usa el formato presentado en el manual de diseño de la P.C.A.

- a) Se anotan los datos requeridos en el encabezado del formato.
- b) Se propone un espesor de pavimento.
- c) Se llena la columna 1 con los valores de las cargas, separando por tipo de eje (sencillo, Tandem o Tridem).
- d) Se anotan en la columna 3 el número de repeticiones esperadas que correspondan a cada carga.
- e) Las cargas de los ejes sencillos y tandem se multiplican por el factor de seguridad.
- f) Las cargas de los ejes tridem se multiplican por el factor de seguridad y se divide entre tres.
- g) Análisis por fatiga.

1. Obtención del esfuerzo equivalente. Para ejes sencillos y dobles obtiene de la tabla que corresponde a las características del pavimento (con o sin acotamiento).

Tabla 6a.- Esfuerzo equivalente, pavimento sin acotamiento (sencillo / tandem)

Tabla 6b.- Esfuerzo equivalente, pavimento con acotamiento (sencillo / tandem)

- El esfuerzo equivalente es el que corresponde al punto donde se cruce el espesor de losa y el K de la subrasante. El valor del lado izquierdo de la diagonal corresponde a los ejes sencillos y el derecho a ejes dobles o tandem.
2. Para determinar el esfuerzo equivalente de los ejes triples o tridem se usa la tabla c1.- Esfuerzo equivalente para ejes tridem (con acotamiento / sin acotamiento).
- El esfuerzo equivalente es el que corresponde al punto donde se cruce el espesor de losa y el K de la subrasante. El valor del lado izquierdo de la diagonal a un pavimento sin acotamiento y el derecho a un pavimento con acotamiento.
3. El factor equivalente se determina dividiendo el esfuerzo equivalente entre el módulo de ruptura del concreto.
4. El número de repeticiones admisibles para cada carga se determinan con el nomograma 5 (Análisis por fatiga).
- Se fija el punto del factor de esfuerzo del tipo de eje de la carga.
 - En la escala de cargas se sitúa el valor de la primera carga (columna 2).
 - Ambos puntos se unen con una línea recta prolongándose hasta la escala de repeticiones permitidas. Este punto de intersección determina el número de repeticiones admisibles. El valor obtenido se anota en la columna 4.
 - El segundo y tercer puntos se repiten para cada carga (para eje triples o tridem se usa la escala de ejes sencillos).



Universidad Nacional Autónoma de México.

Facultad de Ingeniería.

División de Educación Continua.

7. Se divide el número de repeticiones esperadas (columna 3) entre las repeticiones admisibles (columna 4) expresado en percentiles se anota en la columna 5.
 8. Se suman los porcentajes de la columna 5 dando el total del análisis por fatiga que debe ser menor del 100%, de no ser así el espesor no pasa por fatiga y se debe buscar un espesor mayor, al cual se tendrá que revisar nuevamente.
- h) Análisis por erosión.
1. En el caso de los ejes sencillos y dobles obtiene el factor de erosión eligiendo primero la tabla que corresponde a las características del pavimento (con o sin acotamiento y/o con o sin pasajuntas) que estamos diseñando.
Tabla 7a.- Factor de erosión, con pasajuntas, pavimento sin acotamiento (sencillo / tandem)
Tabla 7b.- Factor de erosión, sin pasajuntas, pavimento sin acotamiento (sencillo / tandem)
Tabla 8a.- Factor de erosión, con pasajuntas, pavimento con acotamiento (sencillo / tandem)
Tabla 8b.- Factor de erosión, sin pasajuntas, pavimento con acotamiento (sencillo / tandem)
 2. El factor de erosión es el que corresponde al punto donde se cruce el espeso de losa y el K de la subrasante. El valor del lado izquierdo de la diagonal corresponde a los ejes sencillos y el derecho a ejes dobles o tandem.
 3. Para determinar el factor de erosión de los ejes triples o tridem se usa la tabla que corresponde de acuerdo a si cuenta o no con pasajuntas.
Tabla C2.- Factor de erosión para ejes tridem con pasajuntas (con acotamiento / sin acotamiento).
Tabla C3.- Factor de erosión para ejes tridem sin pasajuntas (con acotamiento / sin acotamiento).
 4. El factor de erosión es el que corresponde al punto donde se cruce el espeso de losa y el K de la subrasante. El valor del lado izquierdo de la diagonal a un pavimento sin acotamiento y el derecho a un pavimento con acotamiento.
 5. El numero de repeticiones admisibles para cada carga se determinan con los nomogramas, debiendo seleccionar el que corresponda.
Fig. 6a. Análisis de erosión sin acotamiento.
Fig. 6b. Análisis de erosión con acotamiento.
 - Se fija el punto del factor de erosión del tipo de eje de la carga.
 - En la escala de cargas se sitúa el valor de la primera carga (columna 2).
 - Ambos puntos se unen con una línea recta prolongándose hasta la escala de repeticiones permitidas. Este punto de intersección determina el número de repeticiones admisibles. El valor obtenido se anota en la columna 6.



Universidad Nacional Autónoma de México.

Facultad de Ingeniería.

División de Educación Continua.

- El segundo y tercer puntos se repiten para cada carga (para eje triples o tridem se usa la escala de ejes sencillos).
6. Se divide el número de repeticiones esperadas (columna 3) entre las repeticiones admisibles (columna 6) expresado en percentiles se anota en la columna 7.
 7. Se suman los porcentajes de la columna 7 dando el total del análisis por fatiga que debe ser menor del 100%, de no ser así el espesor no pasa por fatiga y se debe buscar un espesor mayor, al cual se tendrá que revisar nuevamente.



Universidad Nacional Autónoma de México.
Facultad de Ingeniería.
División de Educación Continua.



Ejemplo por el método de la Portland Cement Association (PCA):

Planteamiento y diseño del pavimento.

Se requiere diseñar un pavimento de concreto hidráulico para una Carretera de tipo "C". La forma de transmisión de cargas es a través de pasajuntas, con acotamientos sin pavimentar.

Datos de tráfico

Tránsito Diario Promedio Anual (T.D.P.A.)	560 vpd.
Tasa de crecimiento anual (r)	3.00 %
Distribución vehicular:	
A2	5.00 %
A'2	45.00 %
B2	15.00 %
B3	10.00 %
T2-S1	5.00 %
T2-S2	5.00 %
T3-S2	5.00 %
T3-S3	5.00 %
T3-S2-R4	5.00 %

Características del pavimento.

Ancho de corona de la superficie de rodamiento	7.00 m
Ancho de corona de la base	8.00 m

Datos de diseño.

Factor de seguridad	1.20
Resistencia a la compresión del concreto (f _c)	300.00kg/cm ² 4,263.17 PSI
Modulo de ruptura del concreto (MR)	42.00 kg/cm ² 597.00 PSI
Modulo de reacción de la base (k)	16.61 kg/cm ³ 600.00 PCI

CALCULO DE ESPESOR DE PAVIMENTO.

Método PCA.

CARRETERA : Fronteriza del sur

TRAMO

KM

ORIGEN

Espesor propuesto	<u>8.50</u>	plg.	Pasajuntas =	<u>Si</u>
k Subbase o Subrasante	<u>600</u>	pci	Acotamientos =	<u>No</u>
Modulo de ruptura MR	<u>597</u>	psi	Periodo de diseño =	<u>30 Años</u>
Factor de seguridad LFS	<u>1.20</u>			

Carga por eje	Más el LFS	Repeticiones esperadas	Análisis de fatiga		Análisis de erosión	
			Repeticiones totales	Porcentaje de fatiga	Repeticiones totales	Porcentaje de daño

Ejes Sencillos Esfuerzo equivalente : 182.5 Factor de erosión : 2.685
 Factor de esfuerzo : 0.306

19.82	23.78	364666	ilimitado	0.00	10000000	3.64666
8.46	10.15	243110	ilimitado	0.00	ilimitado	0.00
7.78	9.34	243110	ilimitado	0.00	ilimitado	0.00
7.44	8.93	729666	ilimitado	0.00	ilimitado	0.00
6.61	7.93	364666	ilimitado	0.00	ilimitado	0.00

Ejes Tandem Esfuerzo equivalente : 148.5 Factor de erosión : 2.765
 Factor de esfuerzo : 0.2487437

46.06	55.27	121555	ilimitado	0.00	2500000	4.86
44.25	53.10	121555	ilimitado	0.00	3050000	3.99
40.57	48.68	121555	ilimitado	0.00	5200000	2.34
39.91	47.89	121555	ilimitado	0.00	6200000	1.96
35.62	42.74	121555	ilimitado	0.00	14000000	0.87
33.37	40.04	243110	ilimitado	0.00	23000000	1.06
31.85	38.22	121555	ilimitado	0.00	35000000	0.35
8.81	10.57	972441	ilimitado	0.00	ilimitado	0.00

Ejes Tridem Esfuerzo equivalente : 112.5 Factor de erosión : 2.815
 Factor de esfuerzo : 0.188

24.60	29.52	121555	ilimitado	0.00	700000	17.37
6.00	7.20	121555	ilimitado	0.00	ilimitado	0.00

Total =	0	Total =	36.429981
---------	---	---------	-----------

**Table 6a. Equivalent Stress — No Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	600 700
4	825/679	726/585	671/542	634/516	584/486	523/457	484/443
4.5	699/586	616/500	571/460	540/435	498/406	448/378	417/363
5	602/516	531/436	493/399	467/376	432/349	390/321	363/307
5.5	526/461	464/387	431/353	409/331	379/305	343/278	320/264
6	465/416	411/348	382/316	362/296	336/271	304/246	285/232
6.5	417/380	367/317	341/286	324/267	300/244	273/220	256/207
7	375/349	331/290	307/262	292/244	271/222	246/199	231/186
7.5	340/323	300/268	279/241	265/224	246/203	224/181	210/169
8	311/300	274/249	255/223	242/208	225/188	205/167	192/155
8.5	285/281	252/232	234/208	222/193	206/174	188/154	177/143
9	264/264	232/218	216/195	205/181	190/163	174/144	163/133
9.5	245/248	215/205	200/183	190/170	176/153	161/134	151/124
10	228/235	200/193	186/173	177/160	164/144	150/126	141/117
10.5	213/222	187/183	174/164	165/151	153/136	140/119	132/110
11	200/211	175/174	163/155	154/143	144/129	131/113	123/104
11.5	188/201	165/165	153/148	145/136	135/122	123/107	116/98
12	177/192	155/158	144/141	137/130	127/116	116/102	109/93
12.5	168/183	147/151	136/135	129/124	120/111	109/97	103/89
13	159/176	139/144	129/129	122/119	113/106	103/93	97/85
13.5	152/168	132/138	122/123	116/114	107/102	98/89	92/81
14	144/162	125/133	116/118	110/109	102/98	93/85	88/78

Se derivó de Interpolando K=500 K=700
obtenemos ~~182.50~~
Interpolando K=500 K=700
obtenemos ~~182.50~~

**Table 6b. Equivalent Stress — Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	640/534	559/468	517/439	489/422	452/403	409/388	383/384
4.5	547/461	479/400	444/372	421/356	390/338	355/322	333/316
5	475/404	417/349	387/323	367/308	341/290	311/274	294/267
5.5	418/360	368/309	342/285	324/271	302/254	276/238	261/231
6	372/325	327/277	304/255	289/241	270/225	247/210	234/203
6.5	334/295	294/251	274/230	260/218	243/203	223/188	212/180
7	302/270	266/230	248/210	236/198	220/184	203/170	192/162
7.5	275/250	243/211	226/193	215/182	201/168	185/155	176/148
8	252/232	222/196	207/179	197/168	185/155	170/142	162/135
8.5	232/216	205/182	191/166	182/156	170/144	157/131	150/125
9	215/202	190/171	177/155	169/146	158/134	146/122	139/116
9.5	200/190	176/160	164/146	157/137	147/126	136/114	129/108
10	186/179	164/151	153/137	146/129	137/118	127/107	121/101
10.5	174/170	154/143	144/130	137/121	128/111	119/101	113/95
11	164/161	144/135	135/123	129/115	120/105	112/95	106/90
11.5	154/153	136/128	127/117	121/109	113/100	105/90	100/85
12	145/146	128/122	120/111	114/104	107/95	99/86	95/81
12.5	137/139	121/117	113/106	108/99	101/91	94/82	90/77
13	130/133	115/112	107/101	102/95	96/86	89/78	85/73
13.5	124/127	109/107	102/97	97/91	91/83	85/74	81/70
14	118/122	104/103	97/93	93/87	87/79	81/71	77/67

**Table C1. Equivalent Stress—Tridems
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	510/431	456/392	437/377	428/369	419/362	414/360	412/359
4.5	439/365	380/328	359/313	349/305	339/297	331/292	328/291
5	387/317	328/281	305/266	293/258	282/250	272/244	269/242
5.5	347/279	290/246	266/231	253/223	240/214	230/208	226/206
6	315/249	261/218	237/204	223/196	209/187	198/180	193/178
6.5	289/225	238/196	214/183	201/175	186/166	173/159	168/156
7	267/204	219/178	196/165	183/158	167/149	154/142	148/138
7.5	247/187	203/162	181/151	168/143	153/135	139/127	132/124
8	230/172	189/149	168/138	156/131	141/123	126/116	120/112
8.5	215/159	177/138	158/128	145/121	131/113	116/106	109/102
9	200/147	166/128	148/119	136/112	122/105	108/98	101/94
9.5	187/137	157/120	140/111	129/105	115/98	101/91	93/87
10	174/127	148/112	132/104	122/98	108/91	95/84	87/81
10.5	163/119	140/105	125/97	115/92	103/86	89/79	82/76
11	153/111	132/99	119/92	110/87	98/81	85/74	78/71
11.5	142/104	125/93	113/86	104/82	93/76	80/70	74/67
12	133/97	119/88	108/82	100/78	89/72	77/66	70/63
12.5	123/91	113/83	103/78	95/74	85/68	73/63	67/60
13	114/85	107/79	98/74	91/70	81/65	70/60	64/57
13.5	105/80	101/75	93/70	87/67	78/62	67/57	61/54
14	97/75	96/71	89/67	83/63	75/59	65/54	59/51

Cy tridems
Interpolando K=50
K=70
Obtenemos EE=102

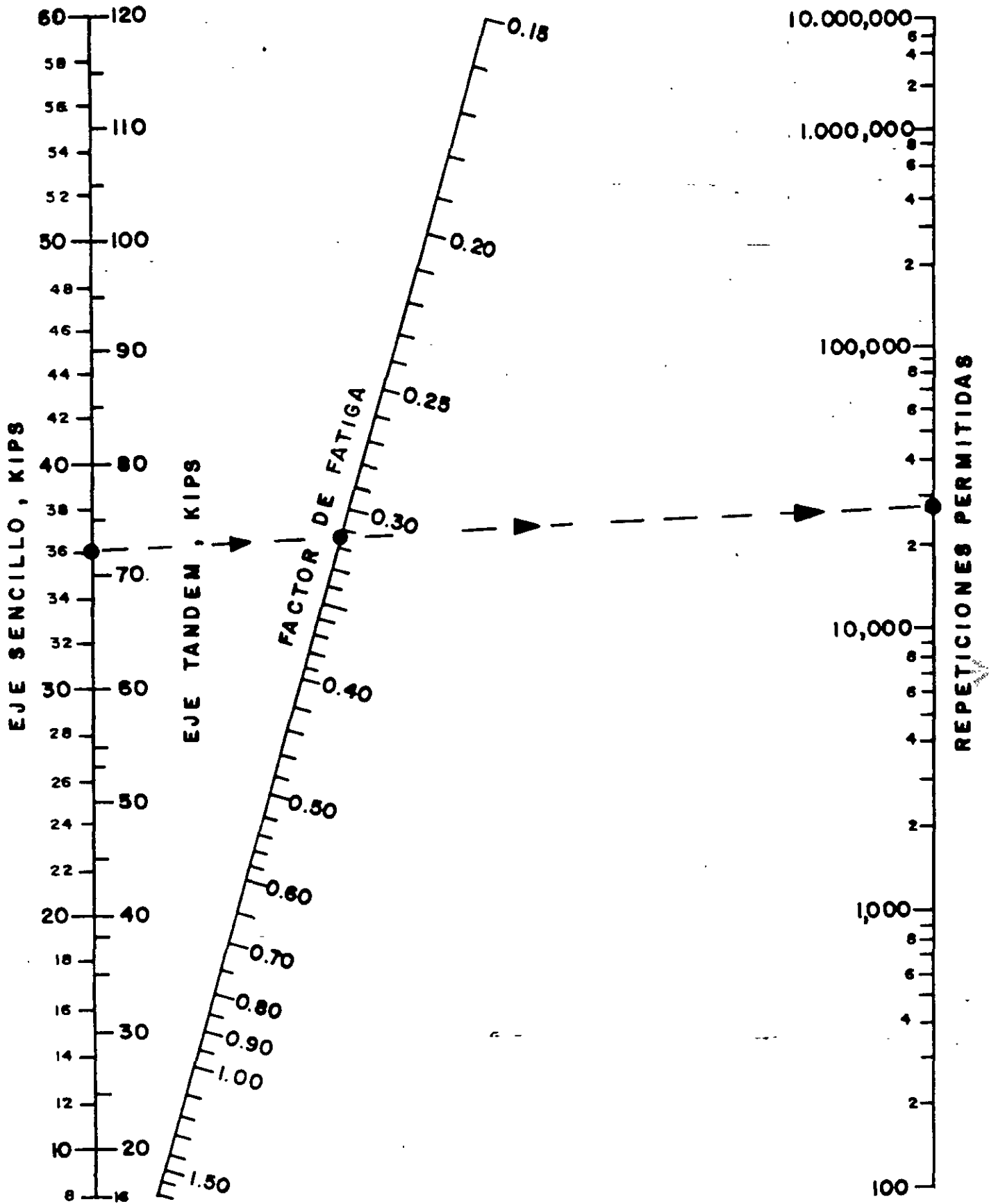


Fig. 5.- ANALISIS DE FATIGA

Repeticiones permitidas basadas en la relación de esfuerzos, (con y sin ocotamientos).

Table 7a. Erosion Factors — Doweled Joints, No Concrete Shoulder (Single Axle/Tandem Axle)

Slab thickness in.	k of subgrade-subbase. pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.74/3.83	3.73/3.79	3.72/3.75	3.71/3.73	3.70/3.70	3.68/3.67
4.5	3.59/3.70	3.57/3.65	3.56/3.61	3.55/3.58	3.54/3.55	3.52/3.53
5	3.45/3.58	3.43/3.52	3.42/3.48	3.41/3.45	3.40/3.42	3.38/3.40
5.5	3.33/3.47	3.31/3.41	3.29/3.36	3.28/3.33	3.27/3.30	3.26/3.28
6	3.22/3.38	3.19/3.31	3.18/3.26	3.17/3.23	3.15/3.20	3.14/3.17
6.5	3.11/3.29	3.09/3.22	3.07/3.16	3.06/3.13	3.05/3.10	3.03/3.07
7	3.02/3.21	2.99/3.14	2.97/3.08	2.96/3.05	2.95/3.01	2.94/2.98
7.5	2.93/3.14	2.91/3.06	2.88/3.00	2.87/2.97	2.86/2.93	2.84/2.90
8	2.85/3.07	2.82/2.99	2.80/2.93	2.79/2.89	2.77/2.85	2.76/2.82
8.5	2.77/3.01	2.74/2.93	2.72/2.86	2.71/2.82	2.69/2.78	2.68/2.75
9	2.70/2.96	2.67/2.87	2.65/2.80	2.63/2.76	2.62/2.71	2.61/2.68
9.5	2.63/2.90	2.60/2.81	2.58/2.74	2.56/2.70	2.55/2.65	2.54/2.62
10	2.56/2.85	2.54/2.76	2.51/2.68	2.50/2.64	2.48/2.59	2.47/2.56
10.5	2.50/2.81	2.47/2.71	2.45/2.63	2.44/2.59	2.42/2.54	2.41/2.51
11	2.44/2.76	2.42/2.67	2.39/2.58	2.38/2.54	2.36/2.49	2.35/2.45
11.5	2.38/2.72	2.36/2.62	2.33/2.54	2.32/2.49	2.30/2.44	2.29/2.40
12	2.33/2.68	2.30/2.58	2.28/2.49	2.26/2.44	2.25/2.39	2.23/2.36
12.5	2.28/2.64	2.25/2.54	2.23/2.45	2.21/2.40	2.19/2.35	2.18/2.31
13	2.23/2.61	2.20/2.50	2.18/2.41	2.16/2.36	2.14/2.30	2.13/2.27
13.5	2.18/2.57	2.15/2.47	2.13/2.37	2.11/2.32	2.09/2.26	2.08/2.23
14	2.13/2.54	2.11/2.43	2.08/2.34	2.07/2.29	2.05/2.23	2.03/2.19

Eje sencillo
 Interpolando K=500 -
 K=700
 Obtenemos ~~2.68~~
Eje doble
 Interpolando K=500 -
 K=700
 obtenemos ~~2.65~~

Table 7b. Erosion Factors — Aggregate-Interlock Joints, No Concrete Shoulder (Single Axle/Tandem Axle)

Slab thickness in.	k of subgrade-subbase. pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.94/4.03	3.91/3.95	3.88/3.89	3.86/3.86	3.82/3.83	3.77/3.80
4.5	3.79/3.91	3.76/3.82	3.73/3.75	3.71/3.72	3.68/3.68	3.64/3.65
5	3.66/3.61	3.63/3.72	3.60/3.64	3.58/3.60	3.55/3.55	3.52/3.52
5.5	3.54/3.72	3.51/3.62	3.48/3.53	3.46/3.49	3.43/3.44	3.41/3.40
6	3.44/3.64	3.40/3.53	3.37/3.44	3.35/3.40	3.32/3.34	3.30/3.30
6.5	3.34/3.56	3.30/3.46	3.26/3.36	3.25/3.31	3.22/3.25	3.20/3.21
7	3.26/3.49	3.21/3.39	3.17/3.29	3.15/3.24	3.13/3.17	3.11/3.13
7.5	3.18/3.43	3.13/3.32	3.09/3.22	3.07/3.17	3.04/3.10	3.02/3.06
8	3.11/3.37	3.05/3.26	3.01/3.16	2.99/3.10	2.96/3.03	2.94/2.99
8.5	3.04/3.32	2.98/3.21	2.93/3.10	2.91/3.04	2.88/2.97	2.87/2.93
9	2.98/3.27	2.91/3.16	2.86/3.05	2.84/2.99	2.81/2.92	2.79/2.87
9.5	2.92/3.22	2.85/3.11	2.80/3.00	2.77/2.94	2.75/2.86	2.73/2.81
10	2.86/3.18	2.79/3.06	2.74/2.95	2.71/2.89	2.68/2.81	2.66/2.76
10.5	2.81/3.14	2.74/3.02	2.68/2.91	2.65/2.84	2.62/2.76	2.60/2.72
11	2.77/3.10	2.69/2.98	2.63/2.86	2.60/2.80	2.57/2.72	2.54/2.67
11.5	2.72/3.06	2.64/2.94	2.58/2.82	2.55/2.76	2.51/2.68	2.49/2.63
12	2.68/3.03	2.60/2.90	2.53/2.78	2.50/2.72	2.46/2.64	2.44/2.59
12.5	2.64/2.99	2.55/2.87	2.48/2.75	2.45/2.68	2.41/2.60	2.39/2.55
13	2.60/2.96	2.51/2.83	2.44/2.71	2.40/2.65	2.36/2.56	2.34/2.51
13.5	2.56/2.93	2.47/2.80	2.40/2.68	2.36/2.61	2.32/2.53	2.30/2.48
14	2.53/2.90	2.44/2.77	2.36/2.65	2.32/2.58	2.28/2.50	2.25/2.44

**Table 8a. Erosion Factors — Doweled Joints, Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.28/3.30	3.24/3.20	3.21/3.13	3.19/3.10	3.15/3.09	3.12/3.08
4.5	3.13/3.19	3.09/3.08	3.06/3.00	3.04/2.96	3.01/2.93	2.98/2.91
5	3.01/3.09	2.97/2.98	2.93/2.89	2.90/2.84	2.87/2.79	2.85/2.77
5.5	2.90/3.01	2.85/2.89	2.81/2.79	2.79/2.74	2.76/2.68	2.73/2.65
6	2.79/2.93	2.75/2.82	2.70/2.71	2.68/2.65	2.65/2.58	2.62/2.54
6.5	2.70/2.86	2.65/2.75	2.61/2.63	2.58/2.57	2.55/2.50	2.52/2.45
7	2.61/2.79	2.56/2.68	2.52/2.56	2.49/2.50	2.46/2.42	2.43/2.38
7.5	2.53/2.73	2.48/2.62	2.44/2.50	2.41/2.44	2.38/2.36	2.35/2.31
8	2.46/2.68	2.41/2.56	2.36/2.44	2.33/2.38	2.30/2.30	2.27/2.24
8.5	2.39/2.62	2.34/2.51	2.29/2.39	2.26/2.32	2.22/2.24	2.20/2.18
9	2.32/2.57	2.27/2.46	2.22/2.34	2.19/2.27	2.16/2.19	2.13/2.13
9.5	2.26/2.52	2.21/2.41	2.16/2.29	2.13/2.22	2.09/2.14	2.07/2.08
10	2.20/2.47	2.15/2.36	2.10/2.25	2.07/2.18	2.03/2.09	2.01/2.03
10.5	2.15/2.43	2.09/2.32	2.04/2.20	2.01/2.14	1.97/2.05	1.95/1.99
11	2.10/2.39	2.04/2.28	1.99/2.16	1.95/2.09	1.92/2.01	1.89/1.95
11.5	2.05/2.35	1.99/2.24	1.93/2.12	1.90/2.05	1.87/1.97	1.84/1.91
12	2.00/2.31	1.94/2.20	1.88/2.09	1.85/2.02	1.82/1.93	1.79/1.87
12.5	1.95/2.27	1.89/2.16	1.84/2.05	1.81/1.98	1.77/1.89	1.74/1.84
13	1.91/2.23	1.85/2.13	1.79/2.01	1.76/1.95	1.72/1.86	1.70/1.80
13.5	1.86/2.20	1.81/2.09	1.75/1.98	1.72/1.91	1.68/1.83	1.65/1.77
14	1.82/2.17	1.76/2.06	1.71/1.95	1.67/1.88	1.64/1.80	1.61/1.74

**Table 8b. Erosion Factors — Aggregate-Interlock Joints,
Concrete Shoulder (Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.46/3.49	3.42/3.39	3.38/3.32	3.36/3.29	3.32/3.26	3.28/3.24
4.5	3.32/3.39	3.28/3.28	3.24/3.19	3.22/3.16	3.19/3.12	3.15/3.09
5	3.20/3.30	3.16/3.18	3.12/3.09	3.10/3.05	3.07/3.00	3.04/2.97
5.5	3.10/3.22	3.05/3.10	3.01/3.00	2.99/2.95	2.96/2.90	2.93/2.86
6	3.00/3.15	2.95/3.02	2.90/2.92	2.88/2.87	2.86/2.81	2.83/2.77
6.5	2.91/3.08	2.86/2.96	2.81/2.85	2.79/2.79	2.76/2.73	2.74/2.68
7	2.83/3.02	2.77/2.90	2.73/2.78	2.70/2.72	2.68/2.66	2.65/2.61
7.5	2.76/2.97	2.70/2.84	2.65/2.72	2.62/2.66	2.60/2.59	2.57/2.54
8	2.69/2.92	2.63/2.79	2.57/2.67	2.55/2.61	2.52/2.53	2.50/2.48
8.5	2.63/2.88	2.56/2.74	2.51/2.62	2.48/2.55	2.45/2.48	2.43/2.43
9	2.57/2.83	2.50/2.70	2.44/2.57	2.42/2.51	2.39/2.43	2.36/2.38
9.5	2.51/2.79	2.44/2.65	2.38/2.53	2.36/2.46	2.33/2.38	2.30/2.33
10	2.46/2.75	2.39/2.61	2.33/2.49	2.30/2.42	2.27/2.34	2.24/2.28
10.5	2.41/2.72	2.33/2.58	2.27/2.45	2.24/2.38	2.21/2.30	2.19/2.24
11	2.36/2.68	2.28/2.54	2.22/2.41	2.19/2.34	2.16/2.26	2.14/2.20
11.5	2.32/2.65	2.24/2.51	2.17/2.38	2.14/2.31	2.11/2.22	2.09/2.16
12	2.28/2.62	2.19/2.48	2.13/2.34	2.10/2.27	2.06/2.19	2.04/2.13
12.5	2.24/2.59	2.15/2.45	2.09/2.31	2.05/2.24	2.02/2.15	1.99/2.10
13	2.20/2.56	2.11/2.42	2.04/2.28	2.01/2.21	1.98/2.12	1.95/2.06
13.5	2.16/2.53	2.08/2.39	2.00/2.25	1.97/2.18	1.93/2.09	1.91/2.03
14	2.13/2.51	2.04/2.36	1.97/2.23	1.93/2.15	1.89/2.06	1.87/2.00

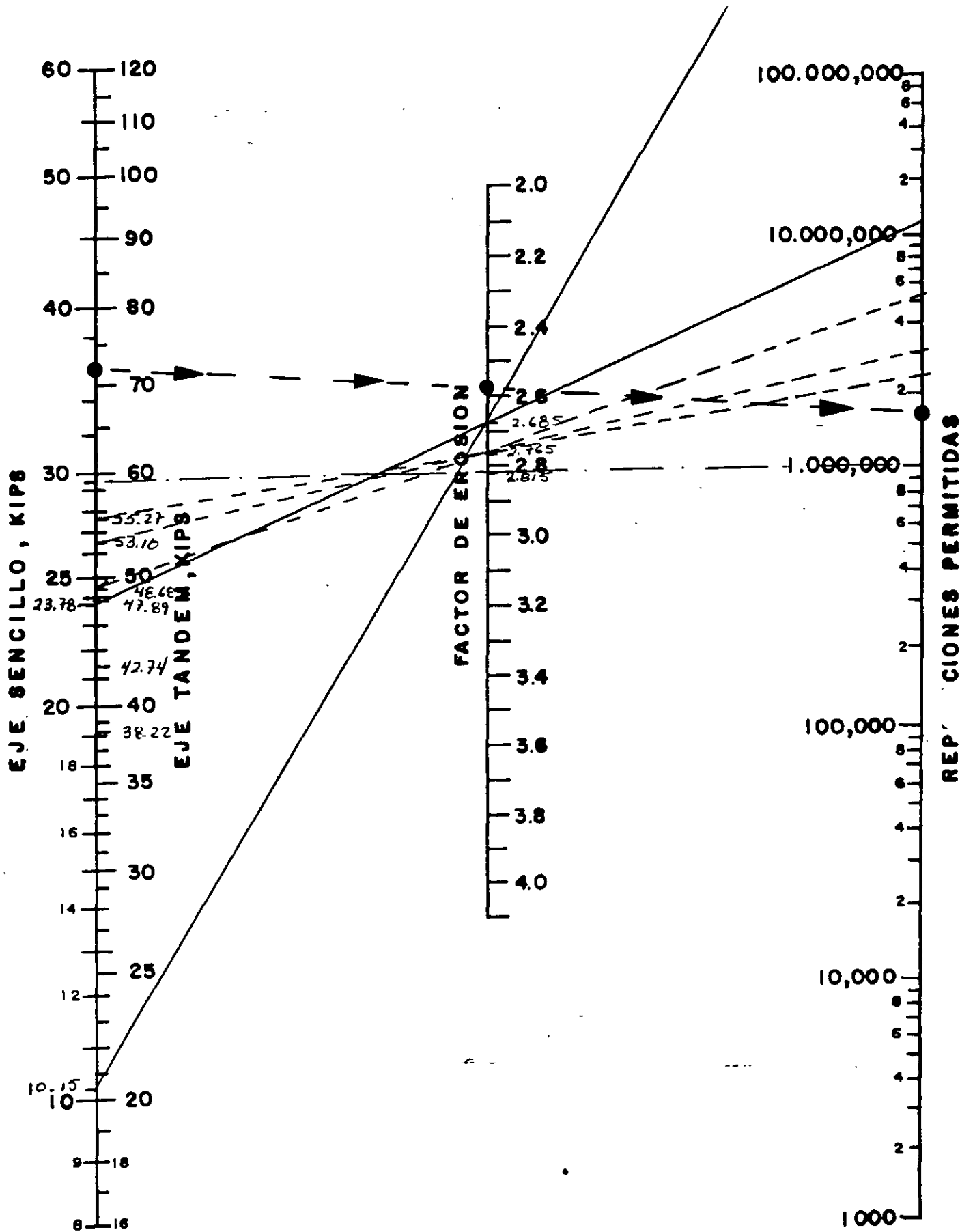
**Table C2. Erosion Factors—Tridems—Doweled Joints
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.89/3.33	3.82/3.20	3.75/3.13	3.70/3.10	3.61/3.05	3.53/3.00
4.5	3.78/3.24	3.69/3.10	3.62/2.99	3.57/2.95	3.50/2.91	3.44/2.87
5	3.68/3.16	3.58/3.01	3.50/2.89	3.46/2.83	3.40/2.79	3.34/2.75
5.5	3.59/3.09	3.49/2.94	3.40/2.80	3.36/2.74	3.30/2.67	3.25/2.64
6	3.51/3.03	3.40/2.87	3.31/2.73	3.26/2.66	3.21/2.58	3.16/2.54
6.5	3.44/2.97	3.33/2.82	3.23/2.67	3.18/2.59	3.12/2.50	3.08/2.45
7	3.37/2.92	3.26/2.76	3.16/2.61	3.10/2.53	3.04/2.43	3.00/2.37
7.5	3.31/2.87	3.20/2.72	3.09/2.56	3.03/2.47	2.97/2.37	2.93/2.31
8	3.26/2.83	3.14/2.67	3.03/2.51	2.97/2.42	2.90/2.32	2.86/2.25
8.5	3.20/2.79	3.09/2.63	2.97/2.47	2.91/2.38	2.84/2.27	2.79/2.20
9	3.15/2.75	3.04/2.59	2.92/2.43	2.86/2.34	2.78/2.23	2.73/2.15
9.5	3.11/2.71	2.99/2.55	2.87/2.39	2.81/2.30	2.73/2.18	2.68/2.11
10	3.06/2.67	2.94/2.51	2.83/2.35	2.76/2.26	2.68/2.15	2.63/2.07
10.5	3.02/2.64	2.90/2.48	2.78/2.32	2.72/2.23	2.64/2.11	2.58/2.04
11	2.98/2.60	2.86/2.45	2.74/2.29	2.68/2.20	2.59/2.08	2.54/2.00
11.5	2.94/2.57	2.82/2.42	2.70/2.26	2.64/2.16	2.55/2.05	2.50/1.97
12	2.91/2.54	2.79/2.39	2.67/2.23	2.60/2.13	2.51/2.02	2.46/1.94
12.5	2.87/2.51	2.75/2.36	2.63/2.20	2.56/2.11	2.48/1.99	2.42/1.91
13	2.84/2.48	2.72/2.33	2.60/2.17	2.53/2.08	2.44/1.96	2.39/1.88
13.5	2.81/2.46	2.68/2.30	2.56/2.14	2.49/2.05	2.41/1.93	2.35/1.86
14	2.78/2.43	2.65/2.28	2.53/2.12	2.46/2.03	2.38/1.91	2.32/1.83

Guaranteed
Interpolando k = 500
k = 700
Obtenemos ~~2.87/2.20~~

**Table C3. Erosion Factors—Tridems—Aggregate-Interlock Joints
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	4.06/3.50	3.97/3.38	3.88/3.30	3.82/3.25	3.74/3.21	3.67/3.16
4.5	3.95/3.40	3.85/3.28	3.76/3.18	3.70/3.13	3.63/3.08	3.56/3.04
5	3.85/3.32	3.75/3.19	3.66/3.08	3.60/3.03	3.52/2.97	3.46/2.93
5.5	3.76/3.26	3.66/3.11	3.56/3.00	3.51/2.94	3.43/2.87	3.37/2.83
6	3.68/3.20	3.58/3.05	3.48/2.92	3.42/2.86	3.35/2.79	3.29/2.74
6.5	3.61/3.14	3.50/2.99	3.40/2.86	3.34/2.79	3.27/2.72	3.21/2.67
7	3.54/3.09	3.43/2.94	3.33/2.80	3.27/2.73	3.20/2.65	3.14/2.60
7.5	3.48/3.05	3.37/2.89	3.26/2.75	3.20/2.67	3.13/2.59	3.08/2.54
8	3.42/3.01	3.31/2.84	3.20/2.70	3.14/2.62	3.07/2.54	3.01/2.48
8.5	3.37/2.97	3.25/2.80	3.15/2.65	3.09/2.58	3.01/2.49	2.96/2.43
9	3.32/2.94	3.20/2.77	3.09/2.61	3.03/2.53	2.95/2.44	2.90/2.38
9.5	3.27/2.91	3.15/2.73	3.04/2.58	2.98/2.49	2.90/2.40	2.85/2.34
10	3.22/2.88	3.11/2.70	3.00/2.54	2.93/2.46	2.85/2.36	2.80/2.29
10.5	3.18/2.85	3.06/2.67	2.95/2.51	2.89/2.42	2.81/2.32	2.76/2.28
11	3.14/2.83	3.02/2.65	2.91/2.48	2.84/2.39	2.77/2.29	2.71/2.22
11.5	3.10/2.80	2.98/2.62	2.87/2.45	2.80/2.36	2.72/2.26	2.67/2.19
12	3.07/2.78	2.95/2.59	2.83/2.43	2.76/2.33	2.68/2.23	2.63/2.16
12.5	3.03/2.76	2.91/2.57	2.79/2.40	2.73/2.31	2.65/2.20	2.59/2.13
13	3.00/2.74	2.88/2.55	2.76/2.38	2.69/2.28	2.61/2.17	2.56/2.10
13.5	2.97/2.72	2.84/2.53	2.73/2.35	2.66/2.26	2.58/2.15	2.52/2.07
14	2.94/2.70	2.81/2.51	2.69/2.33	2.63/2.24	2.54/2.12	2.49/2.05



— Ejes sencillos

Fig. 6a.- ANALISIS DE EROSION

Repeticiones permitidas basadas en el factor de erosión, (sin acotamientos).



U N A M

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

DIPLOMADO GERENCIA DE PROYECTOS

INGENIERIA BASICA Y DE DETALLE DE PAVIMENTOS

ING. ESTEBAN AMBRIZ REYES

CD. DE MEXICO, 2 DE SEPTIEMBRE DE 1999

INGENIERÍA BÁSICA Y DE DETALLE DE PAVIMENTOS

LOS SERVICIOS QUE CONTEMPLA SON LOS SIGUIENTES:

A.1 ESTUDIOS

LA EJECUCIÓN DE UN ESTUDIO COMPRENDE LOS TRABAJOS DE CAMPO, LABORATORIO Y GABINETE QUE SE DEBEN REALIZAR PARA ESTABLECER LAS VARIABLES QUE DETERMINAN LA CONCEPCIÓN, EL DISEÑO, EL COMPORTAMIENTO Y LAS CONDICIONES REALES EN LAS QUE SE REALIZARÁ Y OPERARÁ UNA OBRA. LOS ESTUDIOS PUEDEN SER BÁSICOS O DE DETALLE, SEGÚN SE ESTABLECE A CONTINUACIÓN.

A.1.1 ESTUDIOS BÁSICOS

LOS ESTUDIOS BÁSICOS SON LOS QUE TIENEN POR OBJETO DETERMINAR TODOS AQUELLOS FACTORES GENERALES, DE CARÁCTER SOCIAL, CULTURAL, AMBIENTAL, OPERACIONAL, TÉCNICO Y ECONÓMICO, QUE PERMITEN LA DEFINICIÓN DE UNA OBRA POR CONSTRUIR CONFORME CON LA PLANEACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE.

A.1.2 ESTUDIOS DE DETALLE

LOS ESTUDIOS DE DETALLE TIENEN EL PROPÓSITO DE DETERMINAR, DE LA FORMA MÁS PRECISA POSIBLE, TODAS AQUELLAS VARIABLES, TÉCNICAS Y AMBIENTALES, QUE INCIDEN EN EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN UNA OBRA O QUE DETERMINEN SU COMPORTAMIENTO.

INGENIERÍA BÁSICA Y DE DETALLE DE PAVIMENTOS

2 PROYECTOS.

LA EJECUCIÓN DE UN PROYECTO COMPRENDE DESDE LAS ACTIVIDADES NECESARIAS PARA CONCEBIR, DISEÑAR Y DEFINIR UNA OBRA, INCLUYENDO TODOS LOS ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN, HASTA LA EXPRESIÓN DE SUS CARACTERÍSTICAS EN PLANOS, ESPECIFICACIONES Y OTROS DOCUMENTOS, DE TAL MANERA QUE EL CONSTRUCTOR TENGA LOS DATOS NECESARIOS PARA QUE PUEDA EJECUTAR LA OBRA, TAL Y COMO SEA CONCEBIDA POR EL PROYECTISTA. LOS PROYECTOS PUEDEN INCLUIR LA INGENIERÍA BÁSICA Y/O LA INGENIERÍA DE DETALLE, MISMA QUE SE EXPLICA A CONTINUACIÓN.

A.2.1 INGENIERÍA BÁSICA

LA INGENIERÍA BÁSICA ES EL CONJUNTO DE ACTIVIDADES NECESARIAS PARA DETERMINAR, DE ACUERDO CON LA PLANEACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA PARA EL TRANSPORTE Y CON APOYO EN LOS ESTUDIOS BÁSICOS, EL TIPO DE OBRA QUE SE DEBE REALIZAR, EL SERVICIO QUE PRESTARÁ, EL SITIO DONDE SE CONSTRUIRÁ SI ES PUNTUAL O LA RUTA SI ES LINEAL, ESTABLECIENDO LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DE SU OPERACIÓN Y GEOMETRÍA, ASÍ COMO SUS EJES PRINCIPALES.

A.2.2 INGENIERÍA DE DETALLE

LA INGENIERÍA DE DETALLE COMPRENDE TODAS LAS ACTIVIDADES QUE SE REQUIERAN PARA DISEÑAR, CON BASE EN LA INGENIERÍA BÁSICA Y EN LOS ESTUDIOS DE DETALLE, TODOS LOS ELEMENTOS DE LA OBRA POR REALIZAR, ESTABLECIENDO EN LOS PLANOS, EN LAS ESPECIFICACIONES Y EN OTROS

DOCUMENTOS GRÁFICOS Y/O ELECTRÓNICOS, LA COMPOSICIÓN, EL ARREGLO, LA FORMA, LOS MATERIALES, LA RESISTENCIA, LAS DIMENSIONES, LOS ACABADOS, LOS CONCEPTOS Y LAS CANTIDADES DE OBRA DE CADA ELEMENTO.

INGENIERÍA BÁSICA

TIPO DE OBRA
SERVICIO QUE PRESTARÁ
SITIO DONDE SE CONSTRUIRÁ
OPERACIÓN Y GEOMETRÍA

INGENIERÍA DE DETALLE

DISEÑO
PLANOS
ESPECIFICACIONES

**APENDICE PARA LA CLASIFICACION DE LOS CAMINOS
Y PUENTES A QUE SE REFIERE EL ARTICULO 6o.
DEL REGLAMENTO SOBRE EL PESO, DIMENSIONES
Y CAPACIDAD DE LOS VEHICULOS DE AUTOTRANSPORTE
QUE TRANSITAN EN LOS CAMINOS Y PUENTES DE
JURISDICION FEDERAL.**

Para los fines de este apéndice los caminos se clasifican en:

CARRETERA TIPO A

Son aquellas que por sus características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso.

CARRETERA TIPO B

Son aquellas que conforma la red primaria y que atendiendo a sus características geométricas y estructurales prestan un servicio de comunicación interestatal, además de vincular el tránsito.

CARRETERA TIPO C

Red secundaria.- Son carreteras que atendiendo a sus características prestan servicio dentro del ámbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria.

CARRETERA TIPO D

Red alimentadora.- Son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales principalmente prestan servicio dentro del ámbito municipal con longitudes relativamente cortas, estableciendo conexiones con la red secundaria.

Atendiendo a sus Características Geométricas se Tipifican en:

Tipo de Carretera	Nomenclatura
Carretera de Cuatro Carriles	A4
Carretera de Dos Carriles	A2
Carretera de Cuatro Carriles, Red Privada.	B4
Carretera de Dos Carriles, Red Privada.	B2
Carretera de Dos Carriles, Red Secundaria	C
Carretera de Dos Carriles, Red Alimentadora	D

TABLA "A"
PESOS MAXIMOS AUTORIZADOS POR TIPO DE EJE Y CAMINO
(TONELADAS)


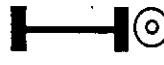




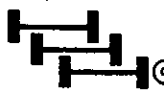
CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 SENCILLO DOS LLANTAS	6.50	6.50	5.50	5.00
 SENCILLO CUATRO LLANTAS	10.00	10.00	9.00	8.00
 MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS	11.00	11.00	10.00	9.00
 MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS	15.50	15.50	14.00	12.50
 DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	18.00	18.00	16.00	14.00
 MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	19.50	19.50	17.50	15.50
 TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS	22.50	22.50	20.00	18.00

TABLA IB
PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO
DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)




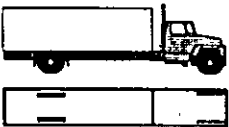
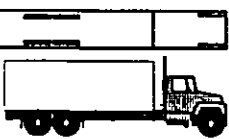








AUTOBUS					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
B2 	6	17.50	17.50	15.50	14.00
B3 	8	22.00	22.00	19.50	17.50
	10	26.00	26.00	23.00	20.50
B4 	10	30.50	30.50	27.50	24.50
CAMION UNITARIO					
C2 	6	17.50	17.50	15.50	14.00
C3 	8	22.00	22.00	19.50	17.50
	10	26.00	26.00	23.00	20.50

TABLA 2B
PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO
DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

CAMION REMOLQUE					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2-R2 	14	37.50	37.50	33.50	NA
C3-R2 	18	46.00	46.00	41.00	NA
C3-R3 	22	54.00	54.00	48.00	NA
C2-R3 	18	45.50	45.50	40.50	NA


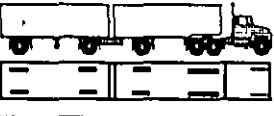

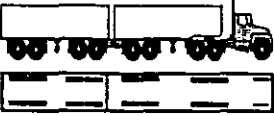


NA = NO AUTORIZADO

TABLA 3B
PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO
DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1 	10	27.50	27.50	24.50	NA
T2-S2 	14	35.50	35.50	31.50	NA
T3-S2 	18	44.00	44.00	39.00	NA
T3-S3 	22	48.50	48.50	43.00	NA

NA = NO AUTORIZADO



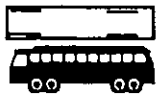


TABLA 4B
PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO
DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1-R2 	18	47.50	47.50	42.50	NA
T3-S1-R2 	22	56.00	56.00	50.00	NA
T3-S2-R2 	26	60.50	60.50	52.50	NA
T3-S2-R4 	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
T3-S2-R3 	30	63.00	63.00	55.00	NA
T3-S3-S2 	30	60.00	60.00	51.50	NA

NA = NO AUTORIZADO





*El Peso Bruto Vehicular para este tipo de unidades que trasladan carga seca o fluida por caminos tipo A, y B, podrán incrementarse a 72.5 Ton. por periodo de 5 años, si cuenta con un sistema auxiliar de frenos, independiente del sistema de balatas, ambas disposiciones se aplicarán a la entrada en vigor de la presente Norma y posteriormente al plazo de referencia, el peso deberá ajustarse al valor indicado.

TABLA 1C
LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO

AUTOBUS					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
B2 	2	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 12.50
B3 	3	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 12.50
B4 	4	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 12.50
CAMION UNITARIO					
C2 	2	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 12.50
C3 	3	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 14.00	LT= 12.50

LT = LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

TABLA 2C
LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO

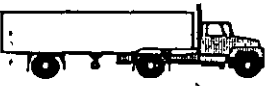



CAMION REMOLQUE					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2-R2 	4	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C3-R2 	5	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C3-R3 	6	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA
C2-R3 	5	LT=28.50	LT=28.50	LT=22.50	NA

NA = NO AUTORIZADO

LT = LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

TABLA 3C

LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO

TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1 	3	LT=20.80	LT=20.80	LT=18.50	NA
T2-S2 	4	LT=20.80	LT=20.80	LT=18.50	NA
T3-S2 	5	LT=20.80	LT=20.80	LT=18.50	NA
T3-S3 	6	LT=20.80	LT=20.80	LT=18.50	NA







NA = NO AUTORIZADO

LT = LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

16 96 m

TABLA 4C

LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO

TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE EJES	LARGO MAXIMO DEL VEHICULO POR TIPO DE CAMINO (m)			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1-R2 	5	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S1-R2 	6	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S2-R2 	7	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S2-R4 	9	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S2-R3 	8	LT=31.00	LT=28.50	LT=23.50	NA
T3-S3-S2 	8	LT=25.00	LT=25.00	LT=20.00	NA

NA = NO AUTORIZADO

LT = LONGITUD TOTAL MAXIMA (m)

NORMAS DE CALIDAD PARA TERRACERIAS Y PAVIMENTOS

CAPA	CARACTERISTICA	NORMAS SCT	PROPUESTA IMT
BASE	TAMAÑO MAXIMO (mm)	50	50
	% < MALLA N° 200	25 MAX.	10 MAX.
HIDRAULICA	ZONA GRANULOMETRICA	1 Y 3	1 Y 2
	IP (%)	-----	6 MAX.
	LL (%)	30 MAX.	25 MAX.
	E.A. (%)	50 MIN.	50 MIN.
	COMPACTACION (%)	100 MIN.	100 MIN. AASHTO MOD.
	VRS (%)	100 MIN.	100 MIN.
	DESGASTE LOS ANGELES	-----	40 MAX.
	DURABILIDAD	-----	40 MIN.

NORMAS DE CALIDAD PARA TERRACERIAS Y PAVIMENTOS

CAPA	CARACTERISTICA	NORMAS SCT	PROPUESTA IMT
CARPETA	TAMAÑO MAXIMO (mm)	RETENIDO EN M. 4	25
	% < MALLA N° 200	8 MAX.	4 MAX
	IP (%)	----	0
	LL (%)	----	----
	E.A. (%)	55 MIN.	60 MIN.
	DESGASTE LOS ANGELES	40 MAX.	30 MAX.
	PARTICULAR ALARGADAS Y/O EN FORMA DE LAJA (%)	35 MAX.	25 MAX.
	ZONA GRANULOMETRICA	ENTRE LAS DOS CURVAS	----
	AFINIDAD	25 MAX.	----

NORMAS DE CALIDAD PARA TERRACERIAS Y PAVIMENTOS

CAPA	CARACTERISTICA	NORMAS SCT	PROPUESTA IMT
SUBBASE	TAMAÑO MAXIMO (mm)	51	76.
	% < MALLA N° 200	25 MAX.	15 MAX.
	ZONA GRANULOMETRICA	1 Y 3	1 - 2
	IP (%)	-----	10 MAX.
	LL (%)	-----	25 MAX
	E.A. (%)	20 MIN.	40 MIN.
	COMPACTACION (%)	95 MIN.	100 MIN. AASHTO MOD.
	VRS (%)	50 MIN.	40 MIN.
	DESGASTE LOS ANGELES	-----	40 MAX.

NORMAS DE CALIDAD PARA TERRACERIAS Y PAVIMENTOS

CAPA	CARACTERISTICA	NORMAS SCT	PROPUESTA IMT
SUBRASANTE	TAMAÑO MAXIMO (mm)	76	76
	%<MALLA N° 200	NO HAY LIMITE	25 MAX.
	IP (%)	-----	10 MAX
	LL (%)	<100	30 MAX.
	COMPACTACION (%)	95 MIN.	100 MIN. AASHTO EST.
	VRS (%)	>10	20 MIN.
	EXPANSION (%)	<3	-----
	E.A. (%)	-----	30 MIN.

NORMAS DE CALIDAD PARA TERRACERIAS Y PAVIMENTOS

CAPA	CARACTERISTICA	NORMAS SCT	PROPUESTA IMT
CUERPO DEL TERRAPLEN	TAMAÑO MAXIMO (mm)	-----	-----
	% <MALLA N° 200	NO HAY LIMITE	30 MAX.
	IP (%)	-----	12 MAX
	LL (%)	<100	40 MAX.
	COMPACTACION (%)	90 MIN.	AASHTO EST: 95 MIN.
	VRS (%)	>10	15 MIN.
	EXPANSION (%)	<3	-----