



# **Universidad Nacional Autónoma de México**

Facultad de Ingeniería  
División de Ingeniería Civil y Geomática

**TESIS: “DISEÑO DEL TÚNEL PAR VIAL REAL DEL MONTE - CASAS  
QUEMADAS, HIDALGO”**

**TESISTA: GUSTAVO VALENCIA GUADALUPE**

**DIRECTOR DE TESIS: ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ**



DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/043/05

Señor  
GUSTAVO VALENCIA GUADALUPE  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DISEÑO DEL TÚNEL PAR VIAL REAL DEL MONTE - CASAS QUEMADAS, HIDALGO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. LOCALIZACIÓN
- II. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS
- III. CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES DEL TÚNEL
- IV. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL
- V. CIMENTACIÓN
- VI. ESTABILIDAD DEL TÚNEL
- VII. ESTABILIDAD DE LOS PORTALES
- VIII. PROCESO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN
- IX. IMPACTOS
- X. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 2 de Junio del 2011.  
EL PRESIDENTE

ING. RODOLFO SOLÍS UBALDO

RSU/MTH\*gar.

# ÍNDICE

---

AGRADECIMIENTOS.....	(1)
OBJETIVO Y OBJETO DEL TÚNEL.....	(2)
ANTECEDENTES.....	(3-6)
INTRODUCCIÓN.....	(7-14)
I. LOCALIZACIÓN	
I.1. REGIONAL.....	(15-16)
I.2. LOCAL.....	(17-19)
I.3. LOCALIZACIÓN DE SONDEOS.....	(20-26)
II. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS	
II.1. SONDEOS.....	(27-28)
II.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	(29)
II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LAS ROCAS.....	(30-39)
III. CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES DEL TÚNEL	
III.1. GEOMETRÍA EN PLANTA.....	(40-56)
III.2. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO.....	(57-61)
IV. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL	
IV.1. DISEÑO DE BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO).....	(62-84)
IV.2. DISEÑO CON ADEME METÁLICO Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO.....	(65-131)
V. CIMENTACIÓN	
V.1. CAPACIDAD DE CARGA.....	( 132 )
V.2. GEOMETRÍA.....	(133, 139 )
V.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	( 133-151 )
VI. ESTABILIDAD DEL TÚNEL	
VI.1. FALLA DE FRENTE.....	(152-156)
VI.2. FALLA POR LA CLAVE.....	(157-160)
VII. ESTABILIDAD DE LOS PORTALES	
VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.....	(161-168 )
VII.2. ANCLAJES.....	(169-176 )
VII.3. PROTECCIONES.....	(177-180 )
VII.4. DRENAJE.....	(181-184 )
VIII. PROCESO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN	
VIII.1. INSTRUMENTACIÓN EN EL TÚNEL.....	( 185-197)
VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL EJE“D” CON CAD. 0+267.384 AL 0+315.809.....	( 198-212 )
VIII.3. PAVIMENTO.....	( 213-240 )
IX. IMPACTOS	
IX.1. IMPACTO POLÍTICO – SOCIAL.....	(241)
IX.2. IMPACTO ECONÓMICO.....	(242)
IX.3. IMPACTO AMBIENTAL.....	(242-244)
X. CONCLUSIONES.....	(245)
BIBLIOGRAFÍA.....	(246-247)

## AGRADECIMIENTOS

---

Son para aquellas personas físicas y morales que me ayudaron en la realización de manera notable del presente trabajo escrito.

- A mi familia, la cual está constituida por cuatro hermanas y cuatro hermanos: Santa, Marta, Rosa, y Margarita; a su vez Fernando, Gregorio, Enrique y Antonio. Mención especial la constituyen mis padres: Florencio Juan y Virginia Guadalupe. Donde lamentablemente ya no podrán disfrutar del logro en el que ambos influyeron grandemente. En fin ésta es la familia Valencia Guadalupe de la cual formo parte y quedo enteramente agradecido. Y a mi compañera de vida: Maribel Sandoval Sánchez.

Me referiré en particular a unas personas morales y físicas: una de ellas es la empresa *Colinas de Buen S.A. de C. V.* que me brindó la información suficiente durante mi estancia en esta; y de forma muy especial mi agradecimiento va encaminado a una persona que me ayudó bastante con su apoyo académico, y por la influencia que ejerció hacia un servidor de inclinarse por el tema que se expone en este libro. La persona a la cual me refiero, es el *Ingeniero Raúl Medina P.* De quien es el diseño original del túnel ahora expuesto. Recibí asesoría para comprender el procedimiento llevado a cabo por dicha empresa, y poder deducir la mayor parte del trabajo y finalmente obtener mi propio criterio para la realización del mismo.

Para el *M.en I. Hugo Hass Mora* y al *Doctor Rafael Morales Y Monroy* no podía faltar la correspondiente gratitud hacia ellos por el hecho de ser las persona que tuve la fortuna de conocer en mi estancia en la *División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica (hoy Geomática)*, y que me apoyaron en mi intención de llevar éste trabajo de la vida práctica profesional a la elaboración de Tesis. Personas que aunque son serias, tienen un grado de humor que no se encuentra peleada con la paciencia que tienen para enseñar lo mucho que saben. A mi profesor de Geología, *ingeniero Roberto Rojo*, que hacía de los conocimientos técnicos complejos, en una clase amena y muy didáctica. *Ingeniero Marcos Trejo Hernández*, para usted mi gratitud por la aceptación de dirigir este trabajo, por su interés al tema elegido, y esmero en que todo llegara a buen puerto.....mil gracias. Que con ello logro saldar un pendiente con la Facultad, con la Universidad y con la Vida.

Para los *Ingenieros: Roberto Uribe Afif, José Juan Flores y Oscar Medina* de quienes tuve inmenso apoyo técnico, económico y moral en mi estancia en *Cemex, S.A. de C.V.* Mediante Servicio Social Y Prácticas Profesionales.

Finalmente hago mención de un profesionista que con su intención por fortalecer los conocimientos en el área de *Pavimentos* y en general el gusto por la *Geotecnia* es para el *Ingeniero José Luis Monroy*. Amigo que estimo por haberme apoyado durante mi estancia en *Geotec, S.A. de C.V.* Empresa con la que inicié mi incursión en esta bonita e interesante disciplina de la Ingeniería Civil.

A mis *amigos entrañables generados durante mi estancia en la facultad de Ingeniería: Alberto Hernández Segura, Mario Sánchez Rojas, Jorge García, Julián Vértiz, Araceli Ramírez De la Rosa y a Yolanda García; del ejercicio profesional y otras andanzas por la vida: Max Carballo Triana, Enrique Herrera García, Florencio Beltrán Romero, Jesús Espinoza Hernández. Para Mauricio Piñón García, Gabriela López Flores, Araceli Badillo, Víctor Martínez y a Gabriela Beltrán Romero.*

**INTRODUCCIÓN.....(7-14)**

---

## OBJETIVO

---

Realizar un trabajo en donde se involucren conocimientos básicos pero fundamentales de Ingeniería Civil en el Diseño Geotécnico de un túnel.

## OBJETO DEL TÚNEL

---

Por la necesidad de poder comunicar a la ciudad de Pachuca y ciudades del norte, por ejemplo Tampico. La creciente demanda de una vialidad eficiente y que optimizara el tiempo hacia las ciudades norteñas por los transportistas de carga y de autobuses de pasajeros. Por ende con la realización del túnel en cuestión se cumplieron dos funciones de importancia:

- 1.- La realización de una vialidad alterna para comunicar el centro de Pachuca con ciudades del norte del país.
- 2.- La misma vialidad cumple con el papel de libramiento. Es decir que los transportistas y vehículos de particulares no tienen por que ingresar al Municipio de Real del Monte para trasladarse hacia otras ciudades. El túnel en estudio forma parte de dicha vialidad.

## ANTECEDENTES

---

Para los años 90's se acrecentó la necesidad de comunicar los estados de Hidalgo y de Tamaulipas por la demanda considerable de transportes de carga y de pasajeros hacia aquella entidad nortea.

A mediados de los 90's surgió una iniciativa del gobierno del Estado de Hidalgo. Mediante un proyecto vial, el cual consistió en dar salida a la Ciudad de Pachuca hacia la ciudad de Tampico. El proyecto original se nombró "Par vial Pachuca – Real del Monte". El cual se conformaba de la construcción de la carretera a enlazar ambos puntos; y por la otra parte fue la de realizar un túnel que fungiera como enlace, ya que por la orografía del lugar se necesitaba librar el obstáculo de las lomas que interrumpía el trazo de la vialidad de proyecto.

## ESTUDIOS PREVIOS

---

Se mencionan a continuación algunos puntos importantes a considerar antes, durante y posterior a la realización del túnel:

### PLANIFICACIÓN

Antes de que un túnel se pueda planear en líneas generales y diseñar en detalle, se deberá reunir información sobre los aspectos físicos del proyecto, además de los estudios económicos, los cuales tienen una relación directa. La construcción de túneles es necesariamente costosa, pero constituye una falsa economía ahorrar en la información requerida para poder hacer la mejor selección de la línea, nivel y métodos.

Se tiene también el aspecto económico, incluyendo estudios y pronósticos del tránsito en los túneles para transporte y estudios generales de costo - beneficio teniendo en cuenta los aspectos ambientales y, en particular, bajo condiciones urbanas, los problemas de obstaculización mientras se construye.

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

## ANTECEDENTES

---

### TOPOGRAFÍA

El primer enfoque se refiere al estudio de los mapas existentes a la mayor escala posible, que incluyan curvas de nivel o cualquier otra información sobre los niveles. Sería aconsejable una inspección del sitio en las primeras etapas y, después tan a menudo como sea posible con el objeto de apreciar el significado de la topografía que aparece en el mapa y los diferentes detalles importantes del área. Desde las primeras rutas tentativas del túnel que se trazan en el mapa se hace evidente la necesidad de un levantamiento topográfico más detallado.

Estos levantamientos se enlazan generalmente con la retícula nacional o cualquier otro sistema de referencia, e incluirán una red de triangulación o una poligonal cerrada para establecer un sistema de coordenadas para el túnel, junto con los detalles que establece el trazo preliminar. Forman parte del levantamiento básico la nivelación precisa referida a los bancos de nivel nacional, y el establecimiento de otros bancos de nivel de referencia. Es fundamental la selección de puntos permanentes de referencia en lugares en los que no se vaya a construir durante toda la obra. Un levantamiento fotogramétrico tiene gran valor, tanto por la rapidez como por la exactitud en el registro de los detalles. Es bien sabido que el campo puede revelar a veces la presencia inesperada de obras antiguas.

### INVESTIGACIÓN

Con frecuencia, es importante en las zonas mineras e industriales que se conozcan los antecedentes del lugar. Se han abandonado con frecuencia las explotaciones mineras sin haber incorporado los detalles a los mapas, pero a veces existen registros en diversos archivos o en las escrituras relativas a la compra del terreno, de donde se podrá determinar o cuando menos sospechar la existencia de pozos abandonados. A menudo se encuentra que las canteras han sido rellenas después de haberlas agotado; y es en un lugar como éste donde se encuentra que un túnel que se suponía excavado en roca se halla inesperadamente con un relleno blando.

Los pozos constituyen también un riesgo, especialmente en algunas zonas urbanas que están sobre acuíferos confiables. Aun una perforación anterior puede ser causa de problemas si no está adecuadamente sellada ya que puede proporcionar un paso para el agua o para la salida de aire comprimido.

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 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 de 0.56) y se inflama



## ANTECEDENTES

---

con facilidad al mezclarse con el aire a concentraciones de 5% o mayores, con una explosión como resultado.

El ácido sulfhídrico ( $H_2S$ ) puede aparecer también como un 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 otro tipo de fuego donde la combustión sea incompleta. Es altamente tóxico y un poco más ligero que el aire (densidad relativa de 0.97).

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

El anhídrido sulfuroso ( $SO_2$ ) es tóxico. Resulta de la combustión del azufre y sus compuestos, y aparece naturalmente en las zonas volcánicas.

## GEOLOGÍA

Los levantamientos geológicos y los estudios geotécnicos son fundamentales en el proyecto, diseño y construcción. La estratigrafía, petrología y tectónica son importantes, pero los detalles de las estructuras y las variaciones son más necesarios en el caso de túneles que los amplios estudios geológicos. Los estudios de mecánica de suelos y de rocas se apoyan en la geología básica para lograr los pronósticos del comportamiento mecánico del suelo durante la excavación y su interacción con el ademe temporal y permanente..

Entre los puntos importantes de la información requerida sobre geología y geotécnica se incluyen:

1. Descripción geológica con detalles de la litología y la variabilidad.
2. Ubicación y orientación de las discontinuidades y los planos de debilitamiento relativos a la excavación del túnel: planos de estratificación, juntas, fallas, zonas de corte.
3. Esfuerzos en el lugar.
4. Propiedades geomecánicas.
5. Agua subterránea.

### 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 mineral que esté bajo el nivel 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 de la roca | lubricar las juntas.
4. El agua que penetra en los lechos de anhidrita u otros minerales puede reaccionar químicamente en los mismos causando hinchazón y ruptura.

## INTRODUCCIÓN

---

La construcción de los túneles está ligada a la Mecánica de Rocas y a la Geología Aplicada. Además, las rocas intensamente fracturadas o las moderadamente rotas, pero con sus juntas y fracturas rellenas de suelo, presentan comportamientos que resultan imposibles de separar nítidamente de los que son objeto de interés por parte de la Mecánica de Suelos. Los túneles son quizá la estructura en la que más difícil puede resultar intentar separar las tres disciplinas de la Geotecnia, la Mecánica de Suelos, la Mecánica de Rocas y la Geología Aplicada.

Desde luego, el que haya o no un túnel en un determinado lugar de una carretera es, ante todo, una cuestión de topografía, de que exista un obstáculo que al ser atravesado permita ahorrar longitud de trazo guardando los requerimientos adecuados de curvatura y pendiente. En los ferrocarriles, los costos de operación ligados al desarrollo del trazo y las exigencias de curvatura y pendiente son sumamente importantes, por lo cual los proyectistas de vías férreas están acostumbrados a tomar en cuenta el túnel en su análisis de alternativas y adoptarlo como solución final frecuentemente, cuando resulta más favorable que las demás soluciones tentativas y competidoras.

En las carreteras, las exigencias de pendientes y curvaturas son mucho más flexibles y, en muchos países, las intensidades de tránsito permiten, por ser relativamente bajas, mayores desarrollos longitudinales, con tal de evitar los costos de construcción, iluminación, ventilación, etcétera, que conllevan los túneles. No cabe duda de que el balance de todos estos criterios debe condicionar, en una red de transportes bien concebida, una mayor incidencia de túneles en las vías férreas que en las carreteras, pero también es probable que en estas últimas esta clase de estructuras resulte con cierta frecuencia la económica y la conveniente.

## VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL TÚNEL CARRETERO

---

Se han de manejar factores tangibles, cuantificables como son la inversión inicial, los costos de construcción, los de operación y los de mantenimiento, y los factores intangibles como son el riesgo y la incertidumbre, los costos sociales, los costos de oportunidad y otros aspectos relacionados con características locales.

### DESVENTAJAS

- Se trata de una obra lineal con un número de accesos limitado.
- Se trata de un lugar reducido en el que transita y trabaja el personal y el equipo, apoyados por recursos (aire, agua, energía, materiales) que se transportan a través del mismo túnel, a veces a grandes distancias, en tuberías, ductos, cables, y unidades diversas de acarreo.

## INTRODUCCIÓN

---

- No pueden utilizarse partes del túnel para los fines (vehiculares) propuestos hasta no haber concluido por completo la perforación y buena parte, sino la totalidad, del revestimiento definitivo.

## VENTAJAS

- Se trata de una obra guarnecida de las inclemencias del tiempo y por lo tanto, hábil, en todo momento.
- Y de tal manera dispuesta que obliga a guardar un orden y una sucesión de actividades que, por su repetitividad, se organizan en ciclos y “trenes” de trabajo con cierta semejanza a los de la industria de transformación, por lo cual se promueve un alto grado de mecanización y un interés por reducir los tiempos muertos y las demoras.

# INTRODUCCIÓN

## MINERAL DEL MONTE

### I.1. COORDENADAS GEOGRÁFICAS

El Municipio de Mineral del Monte, se localiza en el territorio del Estado de Hidalgo, a los 20° 08' latitud norte y a los 98° 40' longitud oeste del mer idiano de Greenwich; al norte de la parte central del País; al sur de la planicie costera nororiental; al oeste de la Sierra Madre Oriental y al noroeste de la altiplanicie meridional<sup>1</sup>. Ver figura 01



Figura 01. Plano estatal de Hidalgo ubicación del municipio de Mineral del Monte

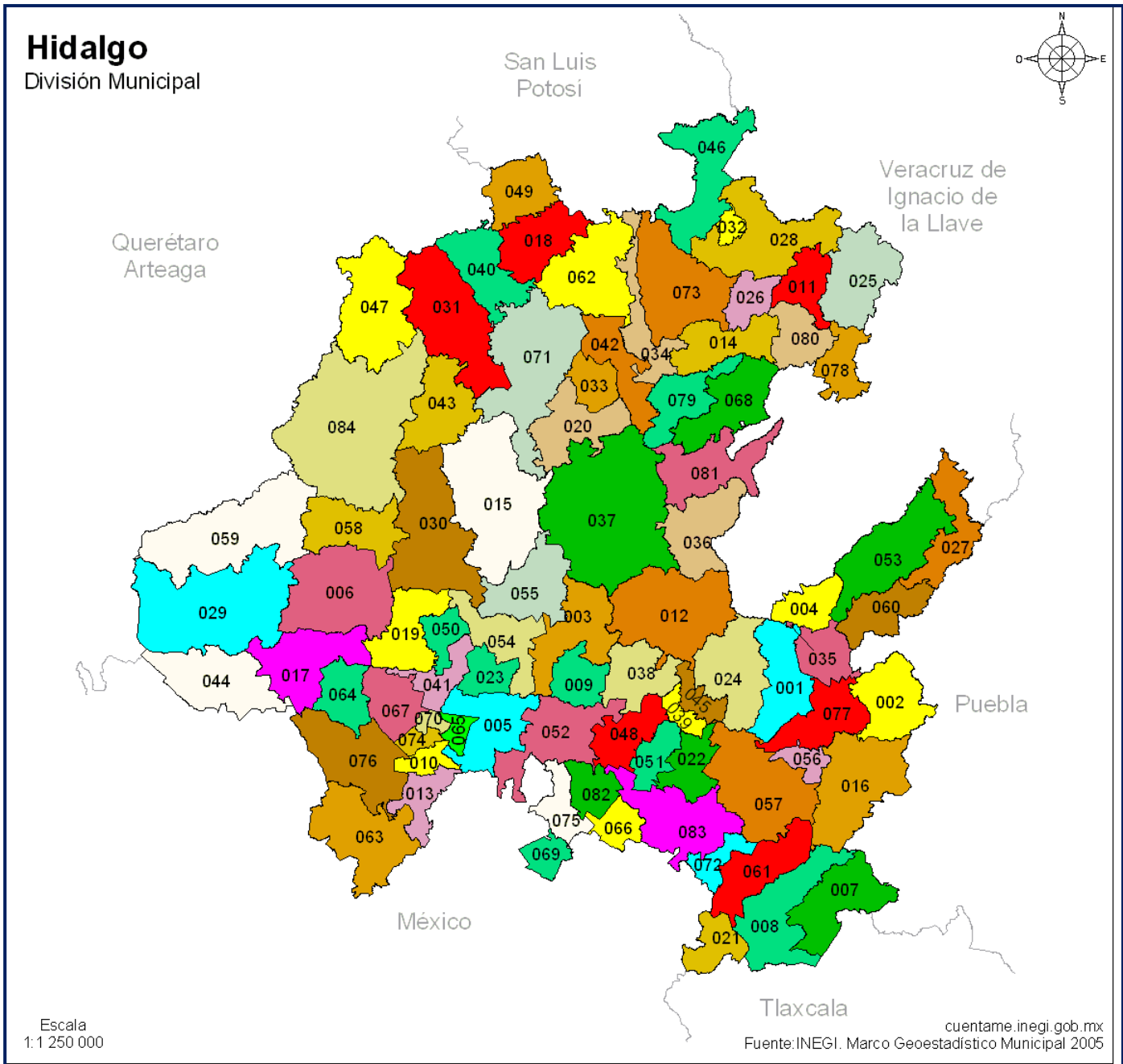
**Mineral del monte presenta las siguientes colindancias<sup>1</sup>:**

**AL NORTE CON EL MUNICIPIO DE MINERAL DEL CHICO (038)**

**AL ORIENTE CON EL MUNICIPIO DE OMITÁN DE JUÁREZ (045)**

**AL PONIENTE CON LOS MUNICIPIOS DE PACHUCA DE SOTO (048) Y MINERAL DE LA REFORMA (051)**

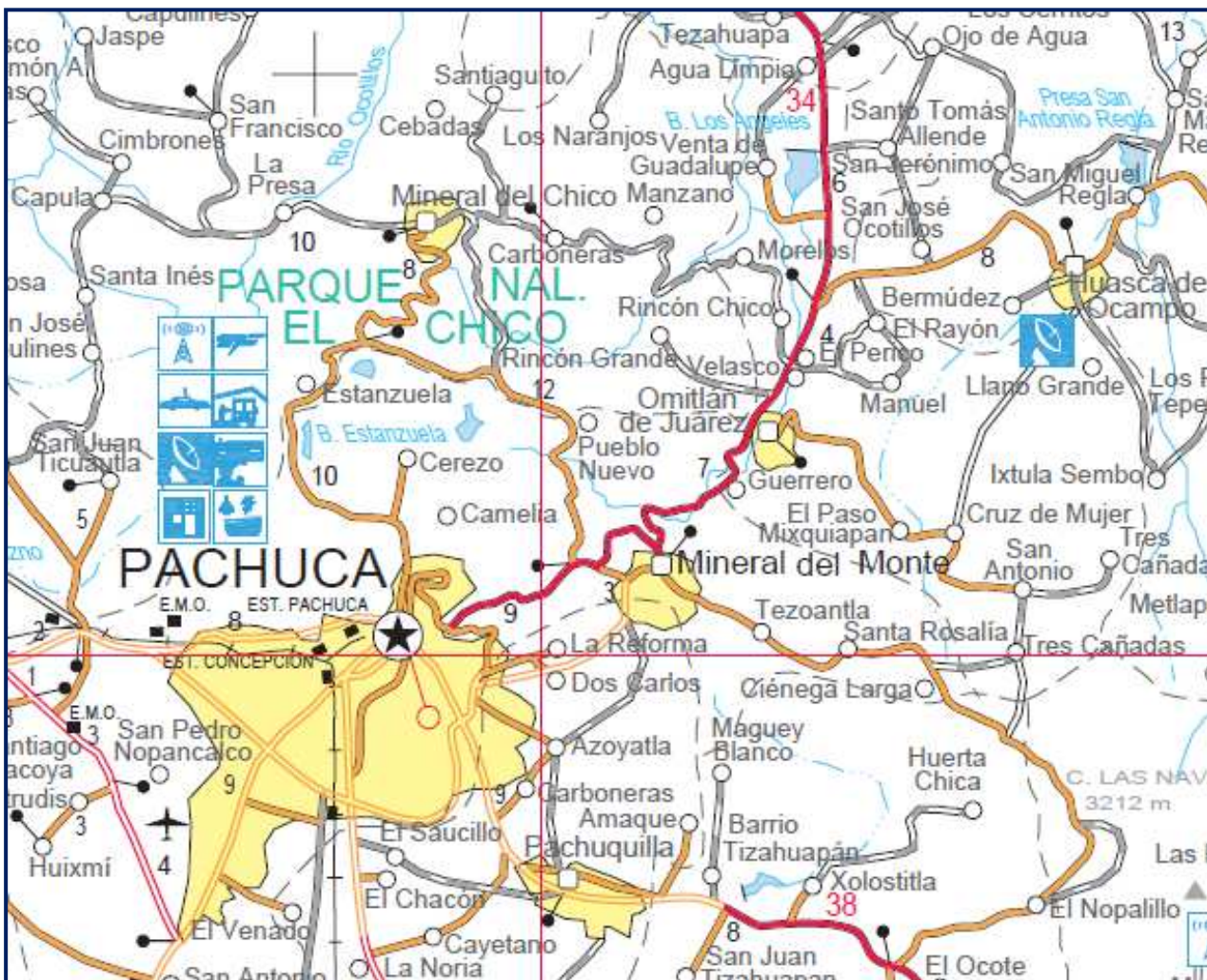
**AL SUR CON EL MUNICIPIO DE EPAZOYUCAN (022)**



**Figura 02.** Plano estatal de Hidalgo ubicación del municipio de Mineral del Monte por municipios.

La cabecera municipal es [Mineral del Monte \(039\)](#) se encuentra al norte de la ciudad de [Pachuca de Soto](#). Tanto la ciudad como el municipio forman parte de la [Zona Metropolitana de Pachuca de Soto](#).

## INTRODUCCIÓN



**Figura 03.** Plano estatal de Hidalgo ubicación de los poblados pertenecientes a la cabecera municipal de Mineral del Monte.

Comunidades pertenecientes a la cabecera municipal de Mineral del Monte

- MINERAL DEL MONTE
- PUEBLO NUEVO
- TEZOANTLA
- SANTA ROSALÍA
- CIENEGA LARGA
- EL HILOCHE

El Municipio cuenta con una **superficie de 77.10 kilómetros cuadrados**, lo cual representa el 0.4% de la superficie total del estado<sup>1</sup>. Por carretera, el municipio está ubicado a:

- 12 km de Pachuca de Soto
- 196 km de Huejutla
- 82 km de Ixmiquilpan

## INTRODUCCIÓN

---

- 94 km de Tula de Allende
- 61 km de Tulancingo de Bravo

### I.2. CLIMA, ALTITUD, PRECIPITACIÓN, TEMPERATURA

Debido principalmente a su notable altitud, en la población predomina el **clima frío**. La región se nubla con facilidad y llueve con frecuencia, acentuándose el clima frío durante el invierno; ocasionalmente nieva. **La precipitación pluvial anual asciende a 951 mm.**, y **la temperatura media anual a 12.1 grados centígrados**, registrándose por otra parte un promedio de 42 heladas al año.

Es una de las regiones habitadas más altas del País, pues tiene una **altitud de 2,660 metros sobre el nivel del mar**.



**Imagen 01.** Vista de camino secundario en el poblado de **El Hiloche** (a la entrada del municipio).



**Imagen 02.** . Vista alpino del poblado de **Pueblo Nuevo** (a la entrada del municipio).



### Flora y Fauna

La flora que predomina en el Municipio es exuberante y fértil por excelencia, como corresponde a la altitud de la región. Se encuentra una buena variedad de coníferas, destacando el avellano, el encino, el ocote, el oyamel, el ciprés y el pino, además de algunos otros que resisten los rigores del clima. Existen además vegetales alimenticios, medicinales o industriales que representan una aceptable fuente de riqueza, pudiendo mencionarse además de maíz y frijol, algunas variedades de árboles frutales, como manzanos, perales, ciruelos etc., que en buena proporción se cultivan. La fauna se reduce a la existencia de conejos, o mamíferos roedores del género liebre, así como ardillas y una buena variedad de aves terrestres voladoras, generalmente pequeñas, del orden de los pájaros.

### I.3. CENSOS DE POBLACIÓN, ACTIVIDAD ECONÓMICA

El municipio cuenta con **una población de 11, 944 habitantes<sup>1</sup>**, y presenta una **densidad de población de 154.92 habitantes por km<sup>2</sup><sup>1</sup>**.

Economía

#### Agricultura

La producción agrícola del Municipio de Mineral del Monte, está basada en algunos cultivos de tipo cíclicos, la mayor parte de la superficie sembrada es de maíz con 735 hectáreas, avena con 33 hectáreas, y cebada en grano con 42 hectáreas. Entre los cultivos perennes, se planta el maguey y el nopal tunero. En su mayoría estos cultivos son de temporal, ya que los productores no cuentan con sistemas de riego que ayudan a abastecer a los productos agrícolas, así como de tecnología, capacitación y asistencia técnica. Entre los productos de mayor rendimiento y volumen de producción se encuentran: el maíz, la avena y la cebada en grano. El programa para el campo, ha brindado apoyo económico a productores de cultivos cíclicos y perennes.

#### Silvicultura

Las principales especies maderables que se explotan en el Municipio son las coníferas, entre las que se encuentran el pino y el oyamel. En segundo lugar son las latifoliadas, entre las que está el encino. La producción forestal no maderable, destaca el volúmen de producción del musgo, hongo blanco y la palma. De igual forma, se han reforestado grandes hectáreas de superficie y se ha forestado gran parte de la zona, con el fin de seguir preservando los recursos forestales y medio ambiente.

#### Ganadería

La actividad ganadera no deja de ser importante para la producción total del Estado, ya que su producción abastece a toda la región. A continuación se menciona a la población pecuaria, según importancia de volúmen de cabezas:

- Ovino con 15,445 cabezas
- Caprino con 4,893 cabezas

## INTRODUCCIÓN

---

- Bovino (este incluye carne y leche) con 3,496 cabezas
- Porcino con 3,240 cabezas
- Equino (que comprende caballos, mulas y asnos)
- Aves con 11,183
- Abejas (que generalmente se refieren a colmenas), cuenta con 26 colmenas.

### **Minería**

En este aspecto, podemos mencionar que aunque esta actividad no se realiza en forma predominante en la producción de minerales, como se hacía en décadas pasadas debido a los altos costos que implica la explotación de estos, aún se puede llevar a cabo en baja escala.

Actualmente, en el Municipio se encuentra la Compañía Real del Monte y Pachuca S.A. y la Minera y Metalúrgica San Miguel, de las cuales destacan las torres y los arcos que dan acceso a las minas más importantes del estado las cuales son: la Purísima, la Dificultad y la Dolores.

En lo que respecta a los minerales metálicos en la mina La Rica y La Purísima, se produce la plata, el plomo, el zinc y el cobre. En lo que se refiere a la mina la Purísima (ampliación del desierto), se produce el cobre, el plomo, el zinc y el cadmio. La mina la Dificultad produce los minerales metálicos siguientes: el oro, la plata, el plomo, el zinc y el cobre.

También podemos mencionar a los minerales no metálicos, que pertenecen a la región minera Pachuca-Atotonilco-Actopan, la cual representa una mineralización de arcillas, arena silica, cantera y agregados pétreos, por lo que el potencial minero en este municipio es principalmente de arcillas, arena silica, canteras, agregados pétreos, obsidiana, tezontle piedra pómez y material feldespático.

# I. LOCALIZACIÓN

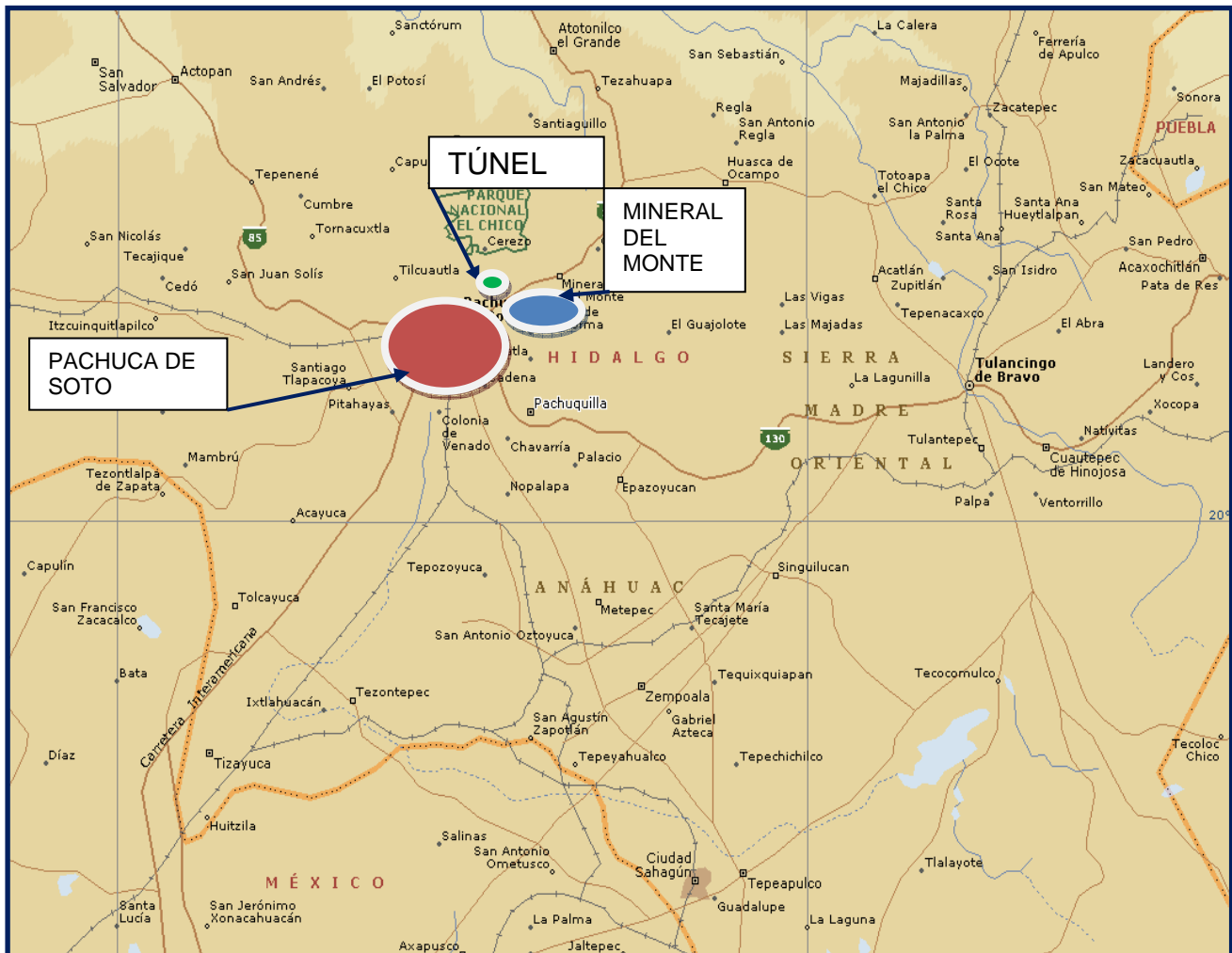
---

I.1.REGIONAL.....	(15-16)
I.2. LOCAL.....	(17-19)
I.3. LOCALIZACIÓN DE SONDEOS.....	(20-26)

## I.- LOCALIZACIÓN

### I.1. LOCALIZACIÓN REGIONAL

#### LOCALIZACIÓN REGIONAL DE REAL DEL MONTE Y UBICACIÓN DEL TÚNEL



**Figura 04.** La carta que se muestra a continuación nos muestra la localización regional que presenta el túnel en estudio.

El color rojo nos muestra el territorio perteneciente al municipio de Pachuca de Soto, en donde a su vez el que muestra el color azul (el municipio inmediato superior derecho), es el de Real del Monte o bien Mineral del monte. Pueblo minero que logró gran importancia en la época colonial principalmente de la explotación de plata y en una menor cantidad de oro. Inicialmente se le denominó Mineral del Monte, pero con el transcurso del tiempo al ver que estaba cobrando relevancia en el ambiente minero lo cambiaron por el de Real del Monte, ya que el término de real se acostumbraba emplear para aquellas ciudades o centros que dependían en su mayoría de la actividad de la minería que fue el caso de Mineral del Monte.



**Imagen 03.** Monumento que hace un reconocimiento al minero que se hizo presente durante mucho tiempo en la formación de la economía de los pueblos dedicados a esta actividad, como lo fueron Pachuca y Real del Monte. Centro del municipio de Real del Monte.



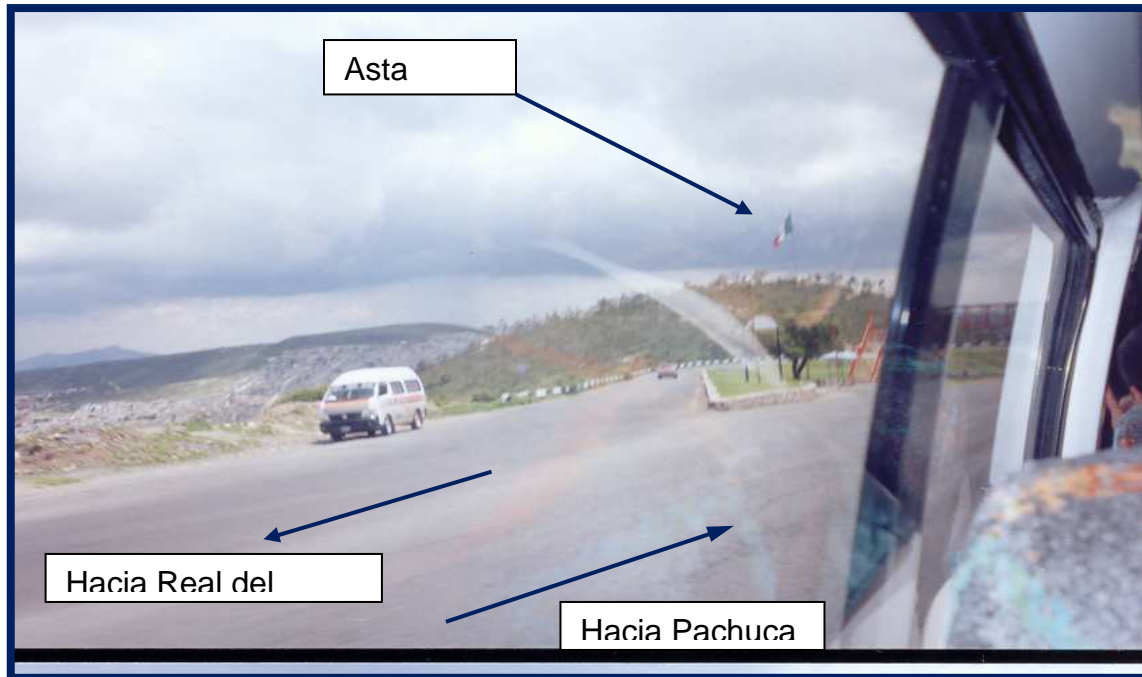
**Imagen 04.** Vista del centro de Pachuca en un fin de semana familiar. A través del cerro expuesto en la parte superior corre la carretera que nos lleva hacia Real del Monte., tal como lo muestra la flecha.

## I.2. LOCALIZACIÓN LOCAL

---

A continuación se muestra una localización a detalle de la ubicación de nuestro túnel en estudio.

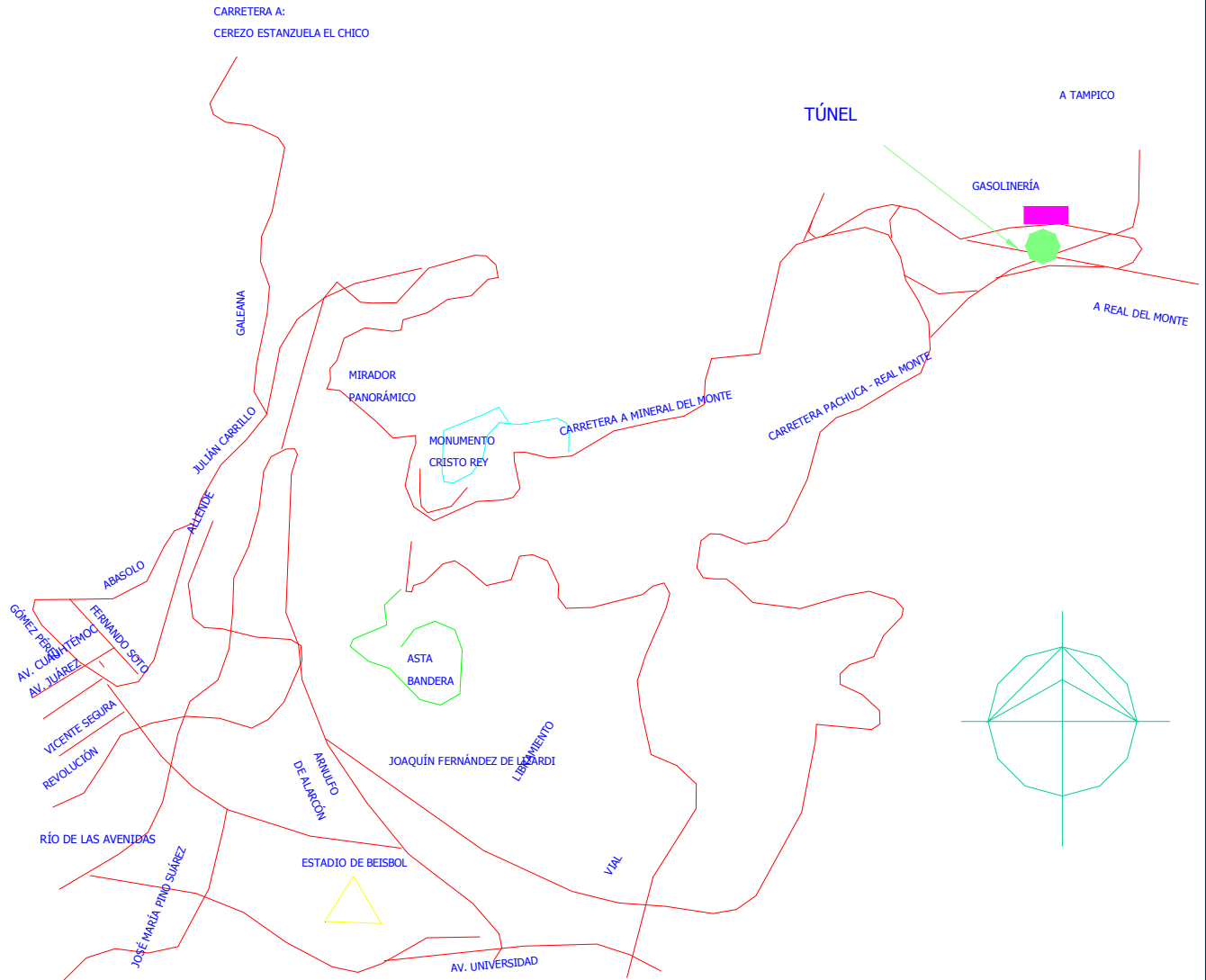
Se muestran un sin fin de referencias como auxilio para la localización más precisa. Como lo son: de la parte sur mediante la carretera Pachuca – Real del Monte, la avenida Joaquín Fernández de Lizardi, así como sus respectivas referencias hacia sus extremos derecho e izquierdo (estadio de beisbol y el asta bandera, respectivamente); en lo que se refiere a la parte norte nos encontramos con la carretera hacia Mineral del Monte con la referencia del Monumento a Cristo Rey, así como en la parte noreste por la gasolinera, que se encuentra en la parte izquierda de dicha carretera tomando la dirección hacia Tampico.



**Imagen 05.** Nos muestra una panorámica desde la carretera hacia Real del monte en su sentido hacia Pachuca a la altura del asta bandera.

Tomemos en cuenta de que existen otras referencias para auxiliarnos en nuestra llegada hacia el lugar de estudio dependiendo de nuestro punto de partida. Como el que si se parte de alguna de las avenidas que se muestran en el plano de referencia podremos encontrar una salida hacia las dos posibilidades principales que manejamos anteriormente: la carretera hacia Mineral del Monte, y la de la carretera Pachuca – Real del Monte.

# Plano 01. TÚNEL PACHUCA - REAL DEL MONTE



## I.2. CRÓQUIS DE LOCALIZACIÓN



**Imagen 06.** Entrada al túnel que nos lleva hacia Tampico, o seguirse al lado derecho y subir hacia Real del Monte, tal y como lo muestra el vehículo en movimiento.



**Imagen 07.** Vista de la entrada del túnel desde la parte superior del mismo.



Los estratos se identifican y se determinan sus características basándose en las muestras tomadas en la inspección y pruebas realizadas tanto *in situ* como en el laboratorio. Es necesario planear cuidadosamente el programa total de manera que se planteen correctamente las preguntas y se obtengan tan económicamente como sean posibles las respuestas necesarias sin sobrecargar un proyecto con una cantidad enorme de pruebas y estudios inútiles. Esto subraya también las ventajas que se obtienen de tener un programa progresivo de investigación en donde se reduzcan las áreas de incertidumbre.

**En la primera etapa** de los estudios realizados en el lugar por medio de perforaciones, deberá haber cuando menos un número suficiente para comprobar la presencia y los niveles de los estratos supuestos y sus principales características. Algunos de estos barrenos o sondeos se deben efectuar muy por debajo del piso proyectado del túnel par averiguar que es lo que hay allá abajo y proporcionar información que ayude a establecer un juicio con respecto al mejor nivel para el túnel. Estas perforaciones profundas pueden detectar también la presencia de acuíferos a presión (agua artesiana) u otras características significativas.

**Después de esta primera etapa**, es posible tomar decisiones tentativas sobre la ruta del túnel y los métodos adecuados para su construcción; con una segunda serie de sondeos en donde se tendrán secciones razonablemente completas a lo largo y a través del túnel, pero teniendo siempre en cuenta que las condiciones entre los agujeros no se pueden interpolar con absoluta confianza. Mientras más cercanos y numerosos sean los sondeos, más confiable será la sección transversal, en el caso de que se encuentren estratos similares de manera consistente. Especialmente en los terrenos aluviales, los cambios pueden ser muy rápidos en las zonas construidas y en donde se han extraído minerales y donde puede ser nuestro caso, ya que dicha zona es área perteneciente a la zona minera de la región de Real del Monte, las excavaciones anteriores pueden haber alterado la uniformidad del patrón, pudiéndose presentar fallas inesperadas, fisuras y zonas de intemperismo en las rocas.

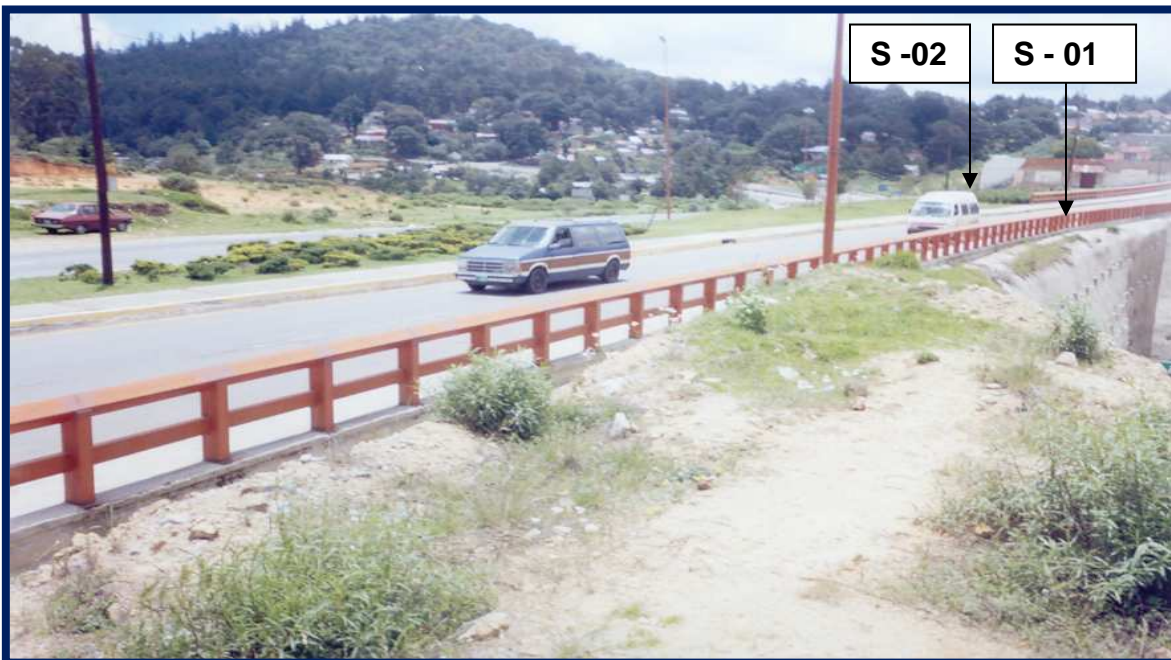
**En la tercera etapa** de la investigación del lugar, se comprueban los puntos críticos al terminarse el diseño y la geometría del túnel para reunir la información faltante y resolver las dudas. Un túnel piloto o un frente de exploración pueden auxiliar en dichas funciones. Aun después de haber realizado todas estas investigaciones, la excavación de cualquier túnel será siempre para explorar y, en muchos casos, se deberán hacer sondeos antes de la excavación como procedimiento normal.

El túnel correrá por la parte inferior de la carretera Real del Monte. En donde la dirección correrá de sureste a noreste, es decir de la carretera de Pachuca – Real del monte hacia la carretera que va para Tampico –Tamaulipas. El túnel forma

## LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

parte del par vial Pachuca – Real del Monte, es decir que mientras dicho túnel correrá en la dirección mencionada párrafos arriba con tres carriles;

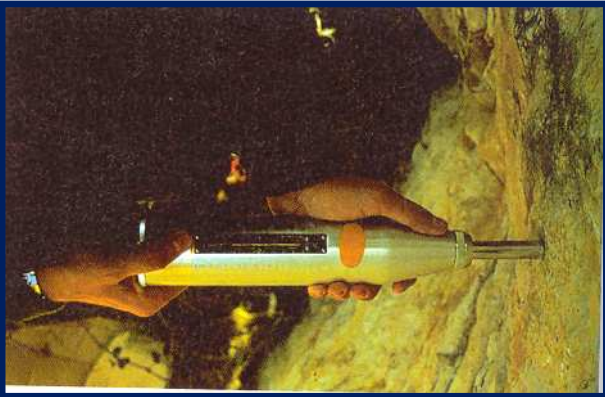
por su parte en sentido opuesto corre la otra vialidad hacia Pachuca, también con dos carriles, y su ubicación es justamente frente al poblado de Casas Quemadas perteneciente al municipio de Real del Monte. De hecho los sondeos se encuentran ubicados de manera longitudinal en dicha dirección, encontrándose inicialmente el sondeo S-01 a una distancia horizontal de la carretera de Pachuca – Real del Monte en su extremo derecho de 10.40 m y en su parte vertical corresponde a la distancia que lo separa de la carretera hacia Tampico que es de 3.30 m; en lo que respecta al sondeo S-02 sus respectivas coordenadas son en la parte horizontal de 9.40m y de 3.00 m verticalmente. En la página 22 se da una vista en planta de la localización de los sondeos realizados en el lugar de estudio.



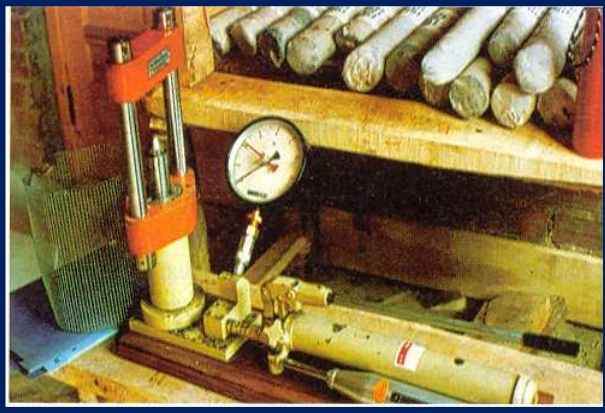
**Imagen 08.** Localización de los sondeos S – 01 Y el S- 02.Vista de perfil

Mediante el auxilio de una carta geológica se analizó la extensión de área que abarcaba la zona de influencia de la toba, por la cual se determinó que fuesen únicamente dos sondeos, los cuáles permiten dar una representatividad ante la extensa existencia de dicho material. Aunque si la estratigrafía fuese tan cambiante en los 35 m que separan a dichos sondeos, se vería la necesidad de aplicar otro sondeo intermedio entre ambos, y así poder definir con mayor certidumbre la estratigrafía intermedia a sí como su calidad respectiva con el fin de evitar posibles problemáticas en el diseño.

Se pueden realizar pruebas de campo para determinar aproximadamente la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso: el empleo del esclerómetro (antes de la realización de los sondeos); y la ejecución de la prueba de carga puntual PLT -point load test- después de la extracción de muestras de los sondeos y de la realización de corazones para su ensaye.



**Imagen 09.** Esclerómetro



**Imagen 10.** Prueba de carga punta

Las anteriores pruebas de campo son necesarios, pero no fueron indispensable realizarlas, ya que en por medio de la observación y al contacto con las manos, así como por el empleo del martillo. Se determinó que era duro de romper con las manos y que mediante el martillo era bastante frágil, de donde se clasificó como un suelo muy duro o roca muy suave<sup>3</sup>, en donde le corresponde una resistencia a la compresión simple del orden de 3.0 – 6.0 kg/cm<sup>2</sup>.

Más adelante en el capitulado V.1 capacidad de carga, se manifiesta la manera en que se corroboró el valor de la resistencia a la compresión simple, en función de los números de golpes realizados por medio la Penetración Estándar (SPT).

Lo cual arroja valores que indica que no se estuvo errático en la clasificación inicial que se hizo para la toba.

<sup>3</sup> De acuerdo al Manual Geotécnico de Petróleos Mexicanos para la clasificación de suelos y Rocas, México, 1975

### REALIZACIÓN DE SONDEOS

Para determinar las propiedades índice y mecánicas para los estratos de suelo y saprolito los sondeos realizados con el método preliminar de penetración estándar; en lo que se refiere al estrato de roca se realizaron sondeos con el método definitivo del tipo giratorio.

En dicha máquina de perforación de roca, en su extremo inferior se coloca un muestreador especial llamado de “corazón” o de “núcleos”, en donde se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, esto es de manera generalizada para el tipo de material, que en esta caso se trata de roca. Sin embargo dependiendo del tipo de dureza que manifieste la roca en el campo se tendrá que hacer uso de otro tipo de perforadores. En rocas duras es recomendable usar brocas con diamante tanto en la corona como en el interior para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras suele resultar suficiente emplear brocas con inserción de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves como la toba y como lo son también las lutitas, pizarras, basta usar broca de acero duro en dientes de sierra, como lo pueden ser una broca en la que se tenga una corona de widia (carburo de wolframio), la cual se muestra en la fotografía 10.

El sondeo por el método rotatorio se realizó mediante barril denison y, aunque es suficiente barrenar con brocas de tungsteno o de widia por tratarse se un toba muy suave, se empleo sin embargo broca de diamante por presentar alteraciones considerables, ya que con dicha broca se reducen los esfuerzos de penetración a los que estaría expuesta la roca ante las características de una broca de menor capacidad de penetración, la cual podría causar daños adicionales. La fotografía 09 muestra a una maquina perforadora, como la empleada en la realización de sondeos.

En lo que respecta al barril denison<sup>4</sup>, se expresa que se trata de un muestreador que consiste de dos tubos concéntricos; el tubo interior es en realidad el muestreador. El tubo exterior rota y corta el suelo; las partículas son lavadas por el flujo de agua bombeada a través de las barras de perforación y que pasa entre los dos tubos. El tubo interior permanece estacionario y protege la muestra del agua del lavado. Ambos tubos son simultáneamente forzados hacia abajo, dentro del suelo. Con este muestreador se obtienen muy buenas muestras de suelos cohesivos, firmes a duros, incluidas lutitas blandas; y de arenas ligeramente cohesivas, difícilmente de obtener de otra manera.

<sup>4</sup> Ver Geotecnia y Cimientos de Jiménez, Roberto. México, 1998

## LOCALIZACIÓN DE SONDEOS



**Imagen 11.** Sondeo a rotación, como el realizado para los dos sondeos en el túnel. En donde el equipo es ligero, ya que se encuentra apoyado sobre patines.

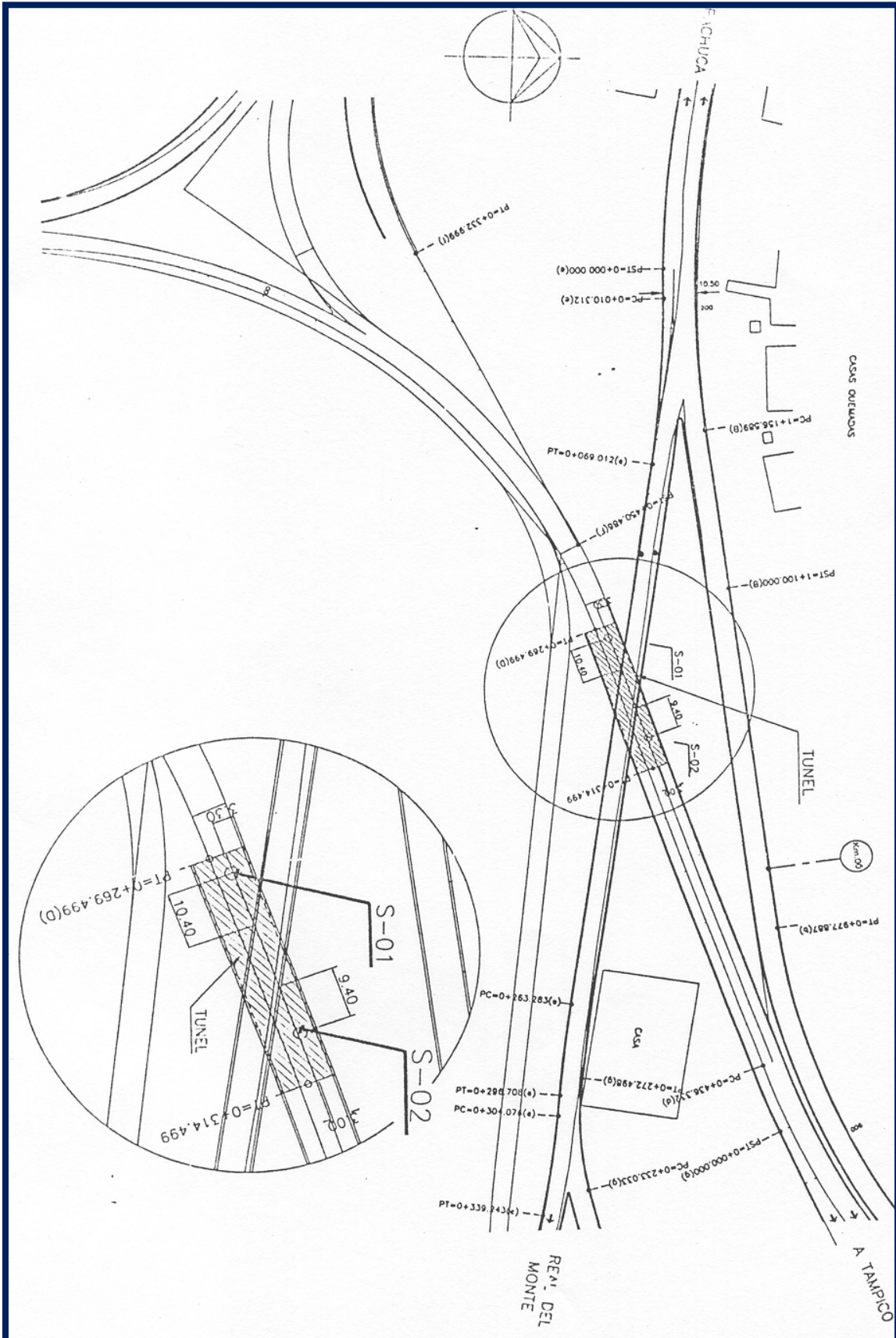


**Imagen 12 .** Broca con corona de widia, para la realización de perforaciones a través de la toba, en donde la cual no se encuentre con serias alteraciones, de lo contrario será necesario utilizar un barreno más capaz como la broca con corona de diamante.

Sondeo a rotación, como el realizado para los



**Imagen13.** Testificación de la exploración y muestreo en la toba. Los diámetros de las muestras van de los 55mm a los 100 mm. Para los ensayes a compresión simple es suficiente con tener muestras que oscilen entre los 55 mm.



Plano 02. TÚNEL PARA EL CORREDOR VIAL PACHUCA – REAL DEL MONTE (VISTA EN PLANTA)

## LOCALIZACIÓN DE SONDEOS



**Imagen 14.** Localización de sondeos por medio de vista aérea. Se observa “EL PAR VIAL REAL DEL MONTE - CASAS QUEMADAS, HIDALGO”



**Imagen15.** Zoom del túnel

# I. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS

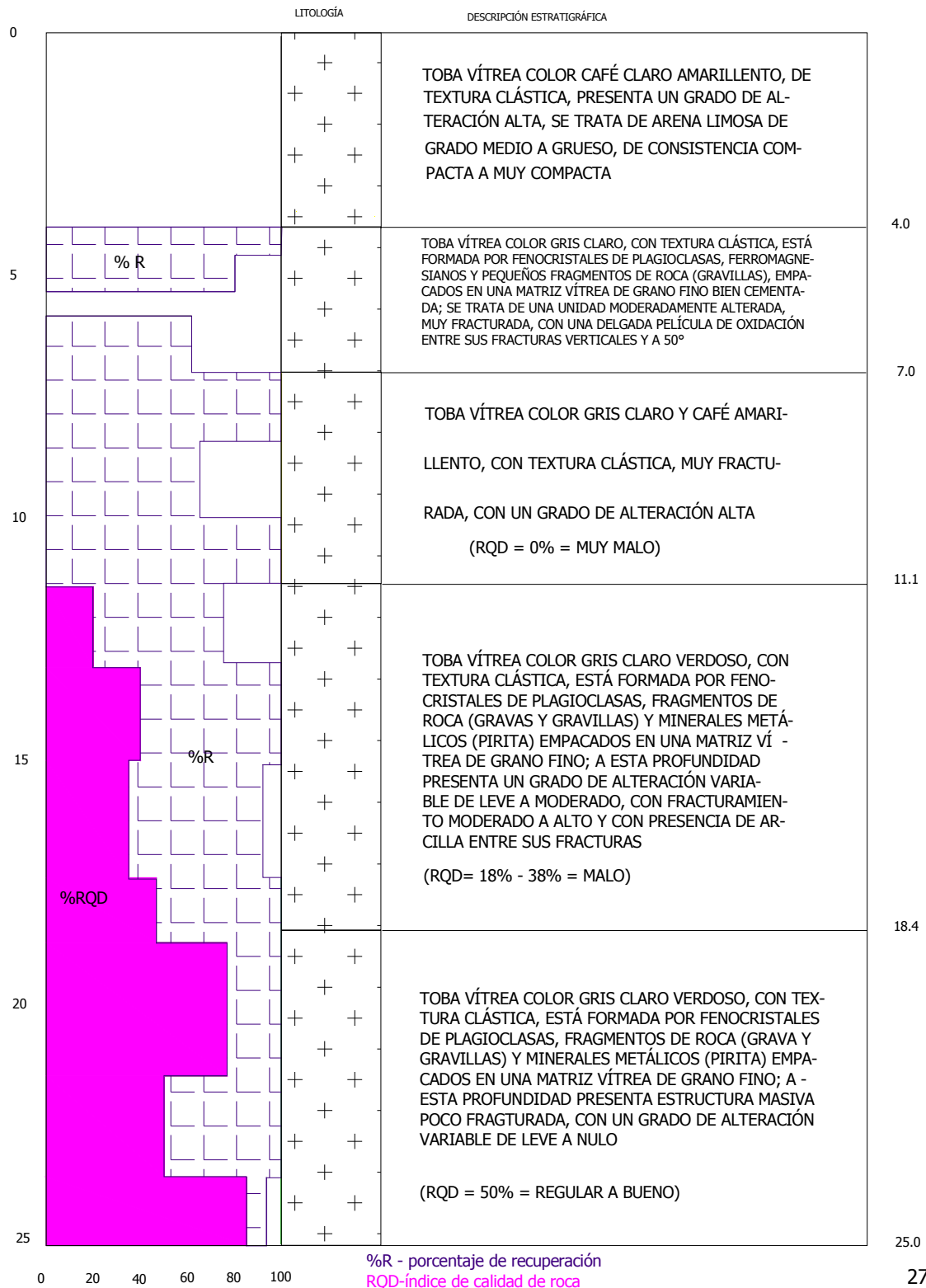
II.1. SONDEOS.....	(27-28)
II.2.PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	(29)
II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LAS ROCAS.....	(30-39)



II.1. SONDEOS

TÚNEL PARA VIALIDAD PACHUCA - REAL DEL MONTE

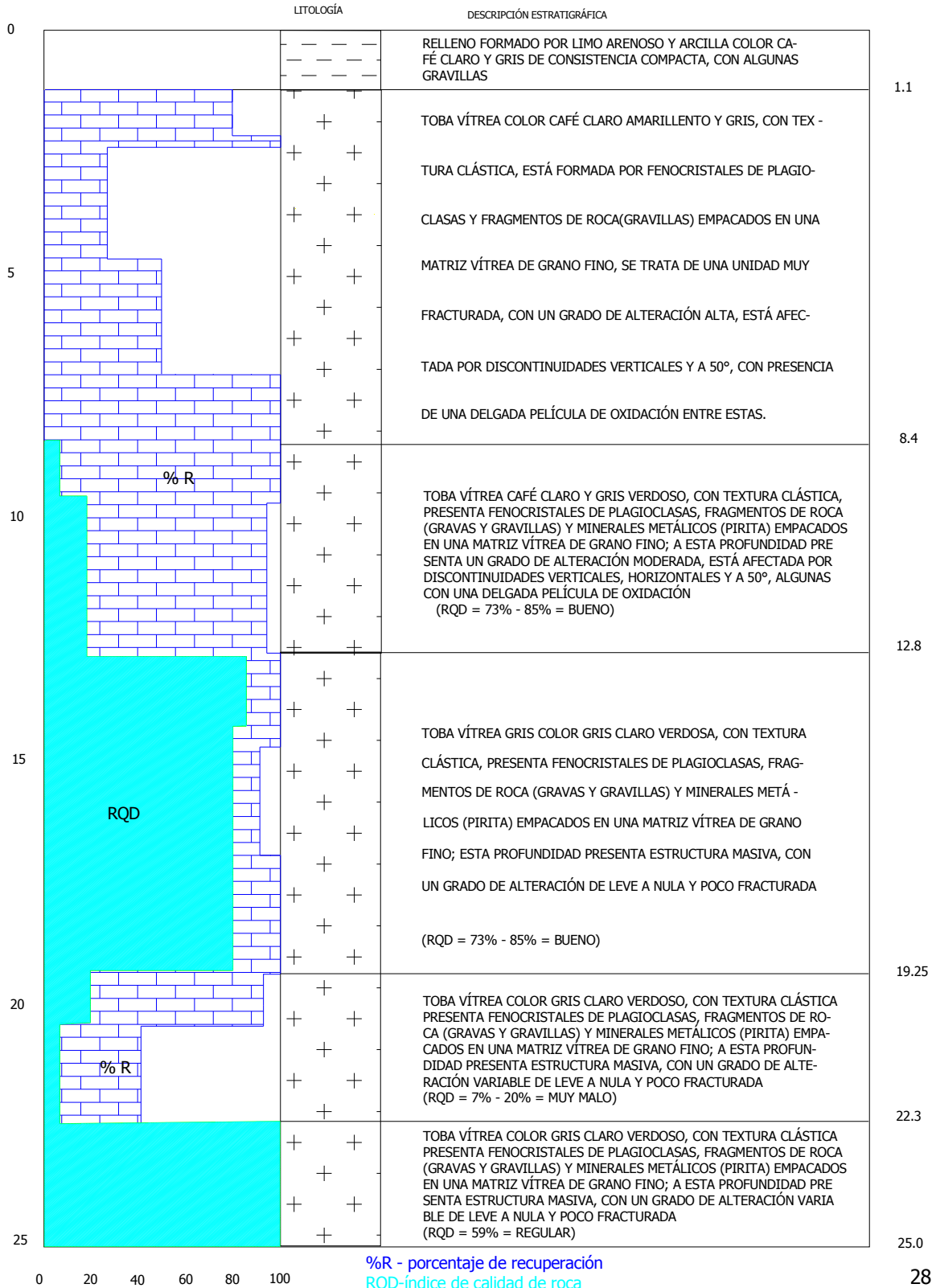
SONDEO S - 01

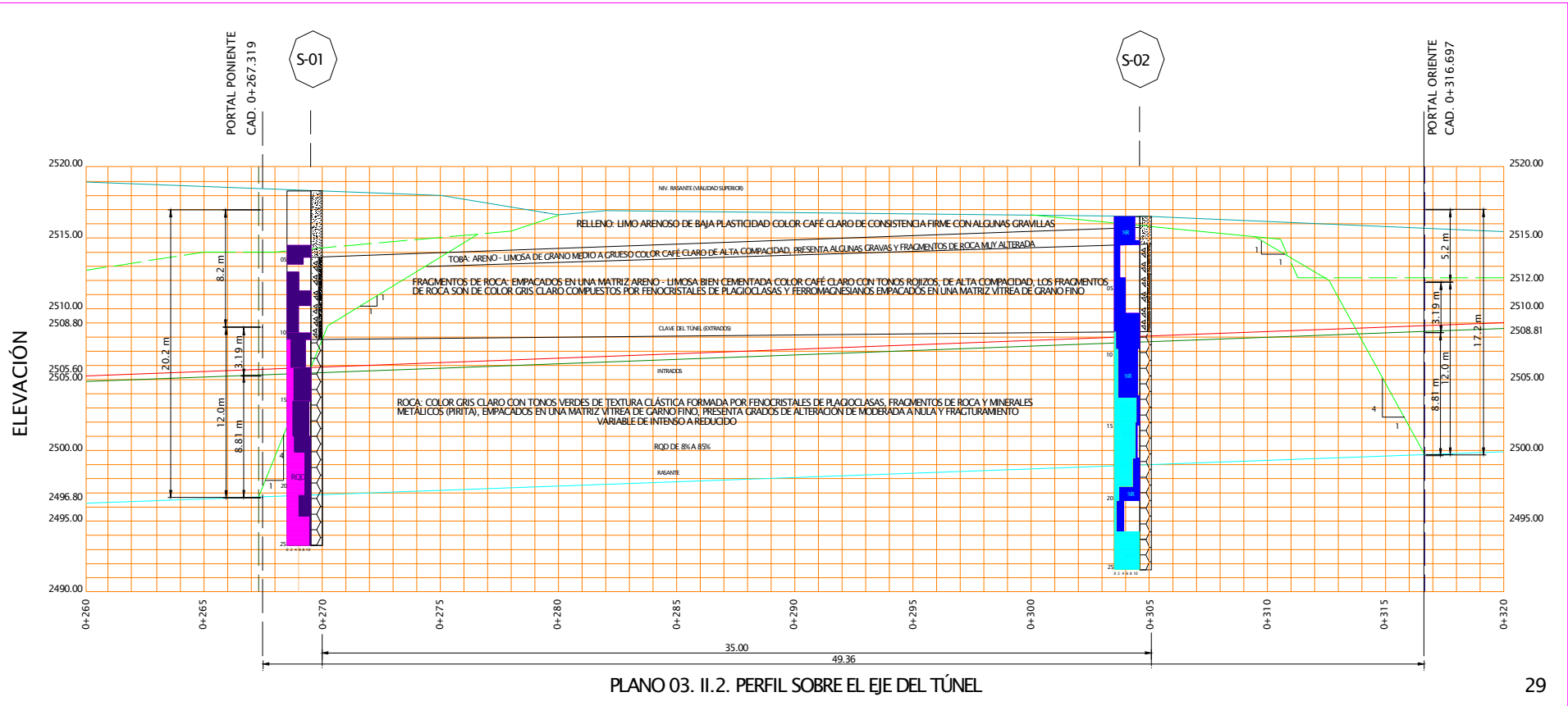


II.1. SONDEOS

TÚNEL PARA VIALIDAD PACHUCA - REAL DEL MONTE

SONDEO S - 02





### II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

---

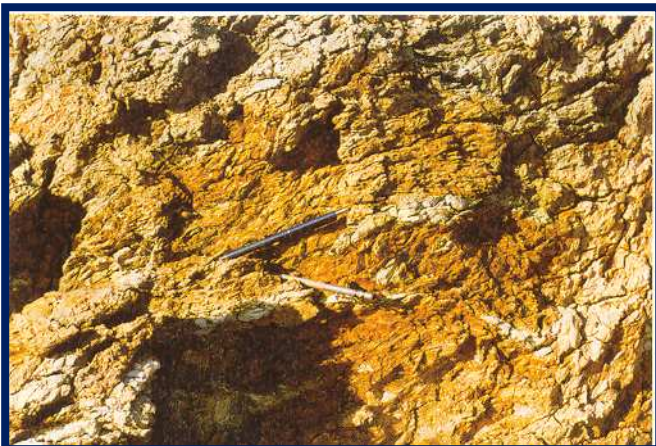
Primeramente se comienza por delimitar y definir la diferenciación existente entre los conceptos de matriz rocosa y macizo rocoso. Ya que de esto depende la identificación y clasificación correcta del material en estudio.

**MATRIZ ROCOSA.** Es el material rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su micro estructura mineral. Mecánicamente queda caracterizada por su densidad, resistencia y deformabilidad.



**Imagen16.** Toba volcánica, como muestra clara de una matriz rocosa. Sin embargo en el material

**MACIZO ROCOSO.** Es el conjunto de los bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diverso tipo que afectan al medio rocoso. Mecánicamente los macizos son medios discontinuos, anisótopos y heterogéneos. Prácticamente puede considerarse que presentan una resistencia a la tracción nula.



**Imagen17.** Material que por sus características físicas, mecánicas y químicas se comporta como macizo rocoso, tal comportamiento es el que tiene la toba en su parte media – superior. En la

## II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

---

Por lo anterior el análisis arroja, que se trata de una toba con tres tipos de comportamiento.

- En su parte superior tiene características de suelo
- En su parte media presenta meteorización
- En su parte inferior es roca alterada

Se identifican por consiguiente los siguientes suelos:

Toba – suelo

saprolito (suelo – roca)

Toba - roca

El que llama la atención por su forma de compresión para la identificación de sus propiedades y posibles tratamientos es el segundo mejor conocido como saprolito, a continuación daremos unos datos a cerca de este tipo de material.

El producto final de la meteorización in situ de los macizos son los suelos residuales. En ocasiones se denomina saprolito o regolito al macizo rocoso meteorizado que conserva la estructura rocosa, aunque la composición de la roca matriz se haya alterado y tenga menos resistencia que la roca sana, pudiendo presentar, además discontinuidades originales del macizo, otros planos de debilidad por alteración preferencial. Según el grado de meteorización pueden conservar los bloques de matriz rocosa o presentar un comportamiento de suelo

Tomando de base la clasificación obtenida del perfil del túnel: suelo y roca, se hace una descripción microscópica de dichos estratos, mediante las siguientes ilustraciones.



**Imagen18.** *Textura porfíridica de una roca volcánica*

**Textura porfíridica.** Se observan a simple vista los fenocristales empacados en una matriz afanítica

**Textura porfídica de una Andesita:** Se puede observar los fenocristales de plagioclasa (mineral gris-blanco) flotando en una masa micro - criptocristalina (afanítica).




**¿Cómo se produce esta textura?**

Los primeros cristales crecidos son idiomorfos, de mayor tamaño, son las llamativas inclusiones que crecen sin impedimentos y poco a poco y están envueltos por una masa de grano fino de los cristales que se han formado por un cambio rápido posterior de temperatura




**Imagen19.**  
**Fenocristales:** Los fenocristales muestran una leve orientación originado por un flujo magmático. Generalmente los fenocristales son idiomorfos hasta hipidiomorfos con un

**Tabla 01.** La forma del grano puede ser:

 <p>texidio1.cdr</p>	<p>- <b>idiomorfa:</b> forma propia, la idiomorfia se muestra a través de las formas rectas de los bordes de los granos, por ejemplo granates idiomorfos en una micacita con granate.</p>
 <p>texhdio1.cdr</p>	<p>- <b>hipidiomorfa:</b> forma entre forma propia y forma ajena por ejemplo las hipidiomorfas plagioclasas en los granitos.</p>
 <p>texxeno1.cdr</p>	<p>- <b>xenomorfa:</b> forma ajena por ejemplo los xenomorfos cuarzos en los granitos.</p>

## II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

A continuación se muestra la forma de calcular mediante un ejemplo el índice de calidad de la roca así como sus respectivos parámetros de calidad.



### Cálculo del RQD

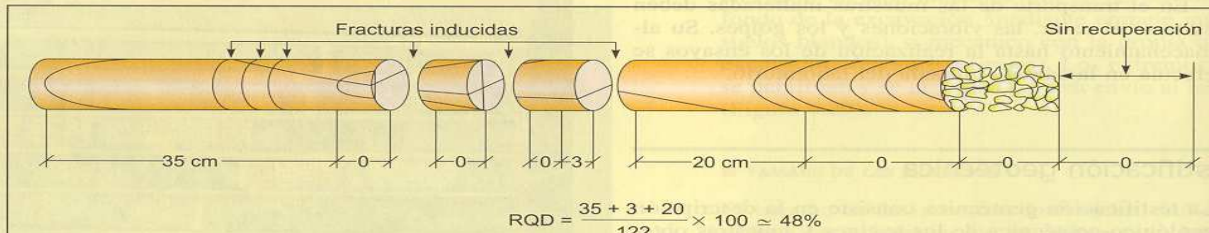
El índice RQD representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total}} \times 100$$

Para la estimación del RQD se consideran sólo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive), para los que se considera un RQD = 0%. La medida del RQD se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de maniobra no exceda de 1,5 m. El diámetro mínimo de los testigos debe ser 48 mm. La medida de la longitud del testigo se realiza sobre el eje central del mismo, considerándose los fragmentos con, al menos, un diámetro completo.

A continuación se muestra el procedimiento de medida del RQD y se describe la calidad de la roca en función de este índice:

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena



Fracturas inducidas

Sin recuperación

35 cm    0    0    0    3    20 cm    0    0    0

$RQD = \frac{35 + 3 + 20}{122} \times 100 \approx 48\%$

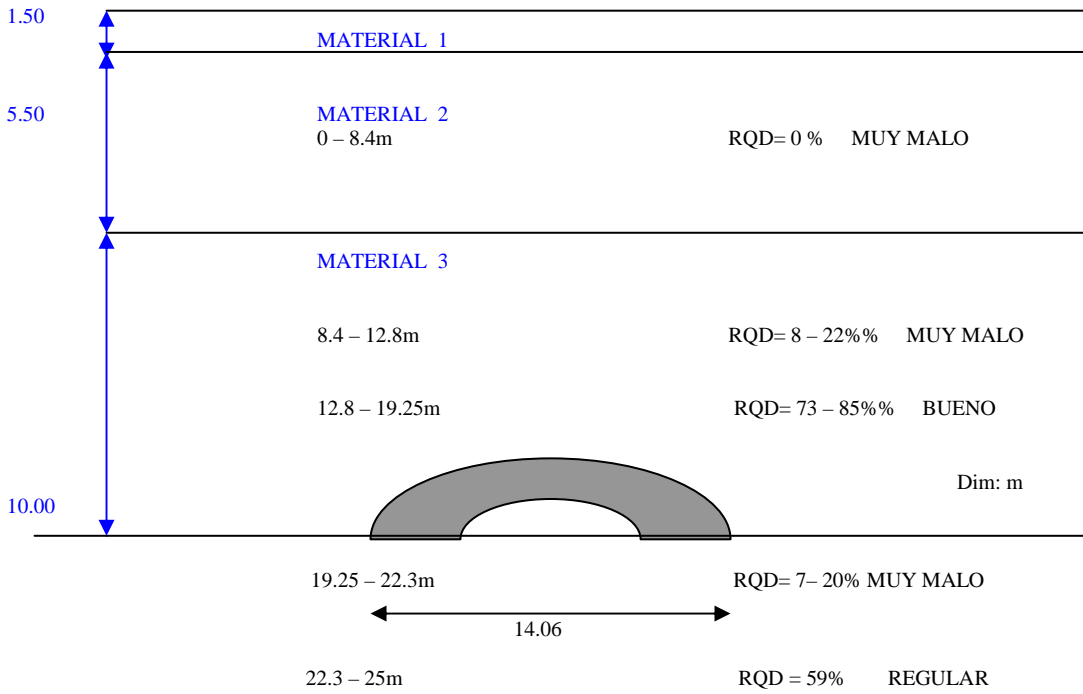
**Tabla 02.** De las muestras se obtuvieron valores diversos en la prueba de RQD, para cada uno de los estratos del perfil del túnel. Se hace un resumen, para después entender su importancia para el proyecto.

Para ambos sondeos (S-01 y S-02), se observaron las siguientes propiedades:

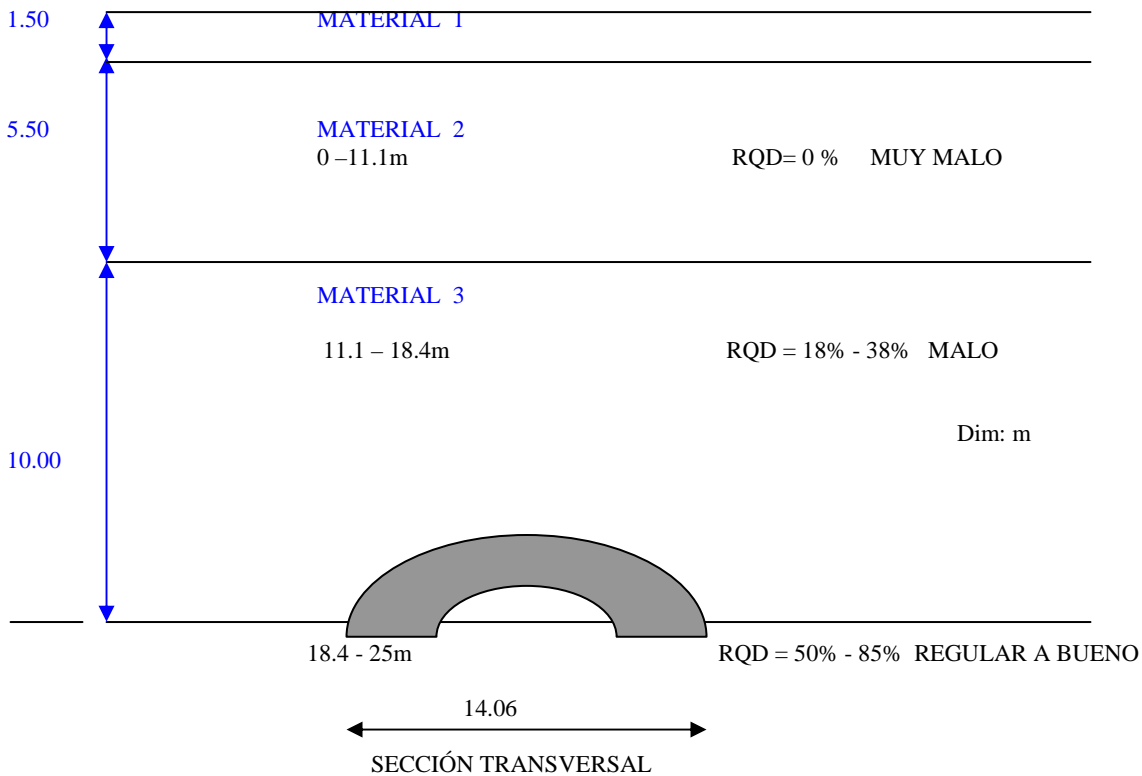
- El porcentaje de recuperación va del 80% - 100%, lo cual nos manifiesta que es bueno para la realización de las pruebas respectivas en el laboratorio, ya que se cuenta con el material suficiente, y que dichos resultados en la medida de lo posible sean representativos con la ayuda en el cuidado de la transportación y manejo dentro del mismo laboratorio.
- Para ambos sondeos se tendría lo siguiente: para el S-02 el RQD es de 0% hasta la profundidad de 8.4m; continuando con un RQD de 8% - 22% que se considera de muy malo hasta la profundidad de 12.8m; de ésta última profundidad hasta la de 19.25m el material mejora mucho hasta tener un RQD de 73% - 85% que se considera bueno; pero empieza a bajar su grado de calidad de tal manera que a la profundidad de 22.3m se considera de muy malo ya que tiene un RQD de 7% - 20%, finalizando como un material regular a los 25m con un RQD de 59%. En lo que respecta al sondeo S-01, hasta la profundidad de 11.1m es muy malo con un RQD de 0%; para la profundidad 18.4 existe un RQD de 18% - 38% de consideración muy mala; y por último se tiene un RQD de 50% - 85% que se maneja como de regular a bueno a una profundidad de 25m.

## II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

### DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES PARA EL S-02



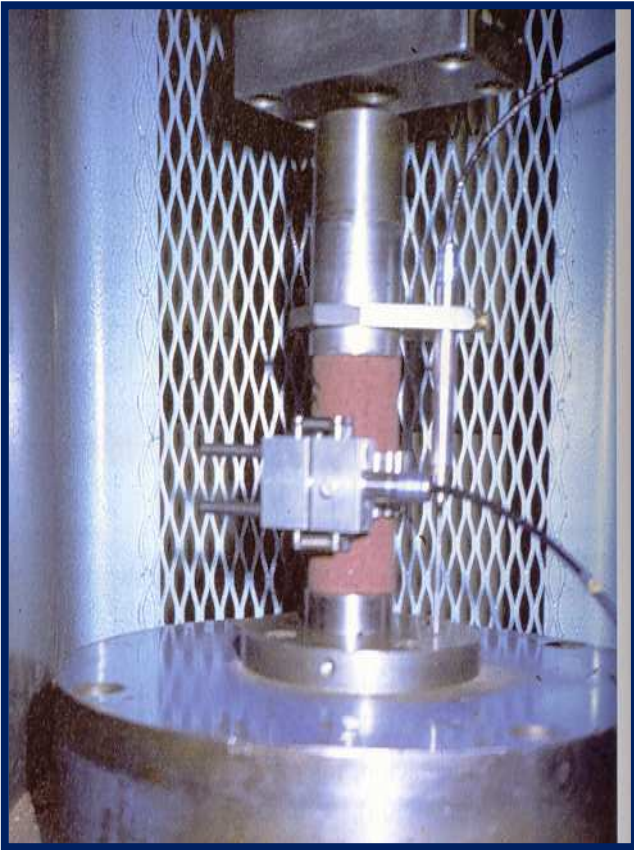
### DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES PARA EL S-01





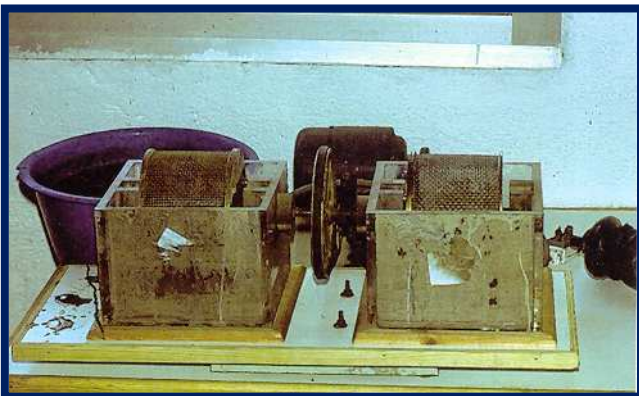
## II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

---



**Imagen 20.** Prensa, máquina que se emplea para fallar las probetas a compresión simple

En algunas ocasiones la resistencia a la compresión simple en el campo se obtiene mediante las pruebas del esclerómetro y la carga puntual, y en otras tantas, se puede obtener de dos maneras: la primera es directa mediante la realización de una prueba de laboratorio, que consiste en fallar una muestra de roca en forma de probeta en una prensa; y la otra se obtiene de los resultados de la exploración de campo, como lo son de la penetración estándar ( en función de los números de golpes) . En la fotografía 15 que se muestra abajo se muestra una máquina (prensa) con la cual se fallan las probetas. Este procedimiento es el más empleado para la determinación de la resistencia de los materiales. Cabe aclarar que está en función de las características de los suelos o rocas la realización de la misma, es decir que si presenta demasiadas alteraciones, o con presencia excesiva de material granular, será no apropiado realizar la prueba. Y lo más conveniente sería estimarlo en función de su comportamiento en campo, pero para lo cual se requiere experiencia del ingeniero.



**Imagen 21.** Aparato para determinar la durabilidad de las muestras rocosas, llamado de sequedad - humedad –desmoronamiento SDT, Slake durability test.

### II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

El cual se calcula de la siguiente manera:

$$I_D(\%) = \frac{\text{Peso seco después de uno o dos ciclos}}{\text{Peso inicial de la muestra}}$$

A continuación se muestran las características (tabla 03) representativas de cada uno de los estratos que se definieron finalmente para el túnel, en cuanto a sus dimensiones (espesores de cada uno de ellos); así como sus propiedades mecánicas, como lo son: el módulo de elasticidad tanto el vertical como el horizontal, el módulo de Young y su peso volumétrico.

#### DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES

**TABLA 03. PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN**

MATERIAL	DESCRIPCIÓN	MÓDULO DE ELASTICIDAD VERTICAL (ton/m <sup>2</sup> )	MÓDULO DE ELASTICIDAD HORIZONTAL (ton/m <sup>2</sup> )	MÓDULO DE YOUNG	PESO VOLUMÉTRICO (ton/m <sup>3</sup> )
1	Toba - suelo	2500	2500	0.20	1.75
2	Saprolito	15000	15000	0.00	1.85
3	Toba - roca	150000	150000	0.00	2.3



**Imagen 22.** Diaclasas presentes en la roca existente en el túnel.

## II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

---

- Se observa en la fotografía anterior las juntas o diaclasas que se encuentran en la superficie rocosa, pero a su vez se observa que no son frecuentes a lo largo del macizo rocoso. En color azul las diaclasas guardan cierta inclinación alrededor de 60° a 70°, en lo que respecta al círculo en color rojo encierra las diaclasas horizontales. En lo que respecta a su separación son alrededor de 0.5 a 1.0 m.
- La longitud que guardan las discontinuidades son del rango de 2 a 6 m.
- Las aberturas existentes son de aproximadamente de 5 mm
- Se considera una superficie rugosa
- Presenta relleno de arcilla sericitica<sup>5</sup>
- Presenta un grado de alteración alta en la parte superior, pasando por moderada, hasta la parte inferior que es mínima o casi nula.
- El túnel presenta una ligera humedad hacia su interior.
- Las direcciones de las discontinuidades no afectan para la realización del mismo
- La cohesión que presenta la toba va desde los 3 a 20 kg/cm<sup>2</sup>
- La obtención del índice RQD nos maneja un porcentaje variable por la composición misma de los estratos, siendo así de 0% en la parte superior, en la parte media de 25% - 50% y en la inferior de 70% - 85%
- En lo que respecta a la durabilidad de la roca nos basamos en el índice de durabilidad obtenida mediante la prueba de laboratorio de SDT. Arrojó los siguientes porcentajes que son de 60% – 95%, para ser considerada una roca con una durabilidad de baja a media

Tenemos finalmente una serie de tablas que nos ayudarán en la determinación de una puntuación de acuerdo a las características y propiedades que se obtuvieron de la toba, este criterio es la Clasificación RMR.

Desarrollado por Bienawski<sup>6</sup> en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo y de excavación y sostenimiento en túneles. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

1. Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
2. Grado de fracturamiento en términos del RQD.
3. Espaciado entre las discontinuidades.
4. Condiciones hidrogeológicas.
5. Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

## II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

### Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)

#### Parámetros de clasificación

**Tabla 04.** Clasificación geomecánica de RMR

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)			
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1	
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %			
	Puntuación		20	17	13	6	3			
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m			
	Puntuación		20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m			
		Puntuación		6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm			
		Puntuación		6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta			
		Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min			
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5			
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo			
		Puntuación		15	10	7	4	0		

#### Corrección por la orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

#### Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

## II.3. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DE LA ROCA

**Tabla 05.** Clasificación geomecánica de RMR (CONTINUACIÓN)

### Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989) (Continuación)

#### Características geotécnicas

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	> 4 Kp/cm <sup>2</sup>	3-4 Kp/cm <sup>2</sup>	2-3 Kp/cm <sup>2</sup>	1-2 Kp/cm <sup>2</sup>	< 1 Kp/cm <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

#### Orientación de las discontinuidades en el túnel

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20°. Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

**Tabla 06.** Clasificación geomecánica de RMR (CONTINUACIÓN)

### Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	> 4 kg/cm <sup>2</sup>	> 45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm <sup>2</sup>	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm <sup>2</sup>	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm <sup>2</sup>	15°-25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm <sup>2</sup>	< 15°

Realizando la suma de puntos resulta que ser la cantidad de 39 que conlleva a decir que la toba bajo la clasificación de RMR es de calidad Mala

Para la clasificación se basó en la cohesión que tenemos que es de 0.3 – 2.0 kg/cm<sup>2</sup>, y el ángulo de fricción interna, con valores de 18 – 22 °; lo cual se acerca a los valores probables que maneja el índice RMR.

Por lo tanto y con la ayuda de la exploración de campo y por la experiencia de problemas geotécnicos, sobre todo por el estrato en que se hospedaría al túnel, que sería el estrato de roca alterada. Se concluye que la roca es competente.

# I. CARACTERÍSTICAS DIMENSIONALES DEL TÚNEL

---

III.1. GEOMETRÍA EN PLANTA.....	(40-56)
III.2. SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO.....	(57-61)

### III.1. EJE DEL TÚNEL

---

#### DISEÑO DEL EJE CENTRAL

El diseño de cualquier túnel tiene dos aspectos, el del eje central y el de la sección transversal. No son enteramente independientes, pero es mejor considerarlos así, ya que de lo contrario sería más complejo el análisis.

Entre los principales factores que determinan el eje central se incluyen.

1. La posición relativa de los portales y las direcciones de acceso
2. Geología
3. Espacio libre para los obstáculos externos
4. Pendientes
5. Curvas verticales
6. Curvas horizontales

#### 1. ACCESOS

La obvia aproximación inicial de alinear un túnel, según una línea recta que una los portales, se modificará inevitablemente en cualquier túnel, a menos de que dicho túnel sea corto y simple, con la introducción de curvas para ajustarse a los accesos y a las pendientes variables para llevarlo por debajo y alrededor de los obstáculos corto y sencillo.



**Imagen 23.** Túnel corto de apenas 49.36 m y además sencillo, es decir que no cuenta con instalaciones complejas que posteriormente se ahondarán, como paso a peatones, ventilación, drenaje, etc.

## 2. GEOLOGÍA

La selección de estratos más apropiados para la construcción del túnel puede determinar en gran manera la alineación y el nivel respectivo

TOBA: EL MATERIAL PRESENTE EN EL TÚNEL

### PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS

La toba volcánica es una roca piroclástica de grano fino compuesta de fragmentos menores de 5mm. La mayor parte de los fragmentos son fenocristales rotos y fragmentados de lava solidificada; otros constituyentes comunes son partículas de vidrio volcánico, ya sean esquirlas microscópicas llamadas escamas o corpúsculos espumosos de pómez. También pueden estar presentes partículas de la roca basal sobre la cual se apoya el volcán. Generalmente las tobas son poco resistente, aunque algunas se encuentran lo suficientemente bien consolidadas como para soportar cualquier cimentación o para ser cortadas con taludes verticales.

Muchas tobas se encuentran entre los peores materiales en cuanto a la tendencia al deslizamiento; la arcilla montmorillonítica es un constituyente de la bentonita, mineral común de las tobas y su presencia debe tomarse siempre como una señal de peligro.

Esta roca es muy abundante en toda la Sierra Madre Occidental, generalmente intercalada con lavas riolíticas.

Algunas veces las rocas sedimentarias son invadidas por intrusiones ígneas o cubiertas por corrientes de lava. La estructura resultante puede ser un conjunto de rocas intercaladas cortadas por fallas y rejuntadas por intrusiones.

La toba como un material rocoso de formación ígnea, es ceniza volcánica con presencia de fragmentos del tamaño del limo, así como de algunos otros fragmentos angulosos del tamaño de la grava.

En lo que respecta a la toba un cuidado que hay que tomar en cuenta es que en el momento en que ésta entra en contacto con el agua, la ceniza se cementa volviéndose una roca blanda y porosa. Este es un posible problema que se puede llegar a presentar en el lugar de estudio, Ya que si bien en esta zona no son tan intensas las lluvias en el verano principalmente, como lo son en el extremo caso del estado de Chiapas en el cual llegan a ser de 250 – 500mm de precipitación en temporada de lluvia, comparado con lo que sucede en los alrededores de Pachuca y de Real del Monte que oscilan entre los 125mm. **Por lo cual se tendrá especial el cuidado en el manejo del material rocoso ante la presencia del agua en dichas fechas del año, ya que el túnel se excavará en una toba con presencia de arcilla sericítica y afectada por fracturamiento moderado.**



#### TÚNEL EN ROCA ALTERADA

---

La alteración química convierte a la mayoría de las rocas, incluyendo todas las rocas ígneas y la mayor parte de los esquistos y pizarras, en arcillas. En ocasiones, la conversión es completa, en tanto que en otras se restringe a ciertos minerales únicamente; la alteración puede afectar a toda la masa de la roca o puede sólo ocurrir en las partes próximas a sus fisuras, grietas, juntas, etc. En cualquier caso, es claro que las propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca alterada difieren radicalmente de las de la roca original y tienden a parecerse mucho y a veces a ser las mismas que las de una arcilla.

#### EFECTO DE ARQUEO

Cuando se excava un túnel en estas rocas alteradas se produce un efecto de arqueo<sup>7</sup>, análogo al tratado en rocas fragmentadas y trituradas; es decir, la carga de la roca, es mucho menor que la presión correspondiente al peso de todo el material sobre yacente a la excavación. Sin embargo, en rocas alteradas el efecto de arqueo se presenta asociado con fenómenos que son inexistentes en los otros tipos de rocas mencionados.

En roca alterada o arcilla, el tiempo de acción de puente es mucho más largo que en arenas o rocas trituradas o fragmentadas; por ello muy rara vez se hace necesario en estos casos la excavación escalonada del frente del túnel; pero, por otra parte, el crecimiento de la carga de roca con el tiempo, a partir del valor inicial es, en este caso, mucho mayor y más prolongado que en rocas químicamente intactas.

#### 3. ESPACIO LIBRE PARA LOS OBSTÁCULOS EXTERNOS

Se debe de tener cuidado en brindar los espacios libres suficientes y adecuados para las estructuras existentes en el exterior, como señalamientos: ya sean de prevención, informativos y restrictivos, de tal manera que no nos reduzca el espacio de entrada y salida del mismo.



**Imagen 24.** Entrada al túnel en el cual se brinda el espacio adecuado para el tránsito de vehículos, y que por ningún motivo se reduce el espacio para acceder a él. Obsérvese el espacio brindado al señalamiento informativo



**Imagen 25.** Salida del túnel, en donde se puede observar que no existe obstáculo alguno o impedimento para poder transitar. Se colocaron señalamientos informativos de manera apropiada.

Otro aspecto importante y por regla general, es satisfactorio que el terreno uniforme no alterado por fuerza del túnel se extienda a una distancia equivalente a un diámetro del túnel; si se presenta discontinuidades u obstrucciones dentro de esta zona, es posible que se requiera un análisis más cuidadoso y precauciones especiales

En nuestro caso no hubo necesidad de implementar medidas adicionales en relación a señalamientos en el exterior del túnel, ya que en primera se les brindó su espacio adecuado y en particular no fue necesario el implementar señalamientos adicionales por que no existían por ejemplo: zona de caídos, curvas peligrosas, pendientes pronunciadas, etc.

#### 4. PENDIENTE

La pendiente que debe dársele a un camino en sus diferentes tramos (entre ellos el túnel). Pendientes bajas obligan a altos costos de construcción y pendientes altas influyen en el costo de transporte por que se disminuye la velocidad, aumenta el gasto de combustible por kilómetro y el desgaste de los vehículos, especialmente en los neumáticos.

Aunque los vehículos de carretera pueden ascender por pendientes pronunciadas aun cuando estén totalmente cargados, esto no es una base aceptable para el diseño de túneles de carretera.

Los vehículos pesados en pendientes abruptas se ven obligados a usar engranajes de baja velocidad, y sólo pueden avanzar en la carretera a una velocidad de tal vez 10km/h, lo que limita bastante al otro tráfico y reduce en gran manera la capacidad de tráfico del túnel, así como su uso eficaz, haciendo al mismo tiempo demandas anormales sobre el sistema de ventilación. Aunque se desea como límite para las pendientes hasta 3%, se aceptan pendientes del 5% o hasta el 6%, especialmente si se dispone de dos carriles de tráfico en la dirección de subida. Regularmente para los accesos hacia los portales se emplea un recurso en relación a los carriles ante la problemática de reducir costos mediante el empleo de pendientes máximas, el cual consiste en que en la entrada del portal se hagan uso de dos carriles y que dentro del mismo sean de tres carriles, para posteriormente reducir nuevamente a dos ya pasando el portal de salida.

### III.1. EJE DEL TÚNEL



**Imagen 26.** En el ascenso de los camiones pesados cuesta trabajo y amerita grandes esfuerzos de la maquinaria, lo cual se traduce en costos y reduce bastante el flujo eficaz en el túnel. Aunque a decir verdad no influye grandemente puesto que aumenta el número de carriles a la entrada. La velocidad a que regularmente avanza un camión pesado oscila entre los 60 y 70 km/h en el ascenso de la pendiente.

De este último punto se tomó la idea para realizar el diseño de los carriles del túnel, siendo a la entrada de 4 carriles por presentar un entronque de 2 carriles en cada vía entroncada, y en la salida se presenta la misma combinación, es decir 2 carriles para la dirección

hacia Tampico y 2 carriles para la desviación de el Mineral el Chico y para el tramo del túnel se realizó de tres carriles. Aunque hay que destacar que la reducción de carriles no se llevó de manera inmediata a la salida del portal oriente, sino que se realizó a una cierta distancia que permitiera el alineamiento gradual hacia el trazo de la vialidad de proyecto.

La pendiente que se elija para el proyecto vial debe estar en relación con la categoría del mismo, y como en dicha categoría influye la velocidad, se recomienda tener presente los límites siguientes de acuerdo al criterio de la S.C.T.:

Tabla 05. PENDIENTES MÁXIMAS RECOMENDABLES  
TOPOGRAFÍA

Tipo de camino	Plana o con poco lomerío	Con lomerío fuerte	Montañosa, pero poco escarpada	Montañosa, pero muy escarpada
Tipo Especial	4%	4.5%	5%	5%
Tipo A	4%	5%	5.5%	6%
Tipo B	4.5%	5.5%	6%	6.5%
Tipo C	5%	6%	6.5%	7%

En general, toda región en la cual el promedio de inclinación del terreno, en una longitud de 30 km, sea mayor de 4% será considerada montañosa, si el promedio de inclinación fluctúa entre 4% y 2%, será considerado ondulado o en lomerío, y si el promedio de inclinación es menor del 2%, se considerará como terreno plano. El escoger montañoso poco escarpado o montañoso muy escarpado dependerá si el promedio de inclinación del terreno en los 30 km se acerque o se aleje del valor dado de 4%.

### III.1. EJE DEL TÚNEL

---

El camino es tipo A, con un tránsito promedio diario anual TPDA = 2500 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual THMA = 300 vehículos lo cual representa el 12% del TPDA. Con dos carriles en el cuerpo (A2). Mediante los datos topográficos que tenemos que la pendiente longitudinal es de 1.72%, en un terreno completamente montañoso.

En lo que se refiere a la pendiente transversal, se debe especificar una pendiente mínima, con el propósito de asegurar el drenaje longitudinal de la calzada. Para la mayoría de las condiciones, es probable que se acepte un 0.25%. Sin embargo se eligió una pendiente de 2% positiva a partir del portal poniente (entrada).

#### 5. CURVAS VERTICALES

Los cambios en la pendiente normalmente son pequeñas en los túneles de autopistas y de montaña, y las curvas de enlace son por lo tanto cortas y pueden ajustarse a los requisitos normales para carreteras. No obstante, en túneles subacuáticos y en pasos a desnivel urbanos las pendientes del 55 aproximadamente son normales y la unión entre esta pendiente y el tramo central a nivel se debe facilitar por medio de una curva cuyo radio se determinará, en parte por el tramo disponible y en parte por el método de construcción.

Se podrá observar que, en la carretera al aire libre, los radios mínimos para las curvas convexas verticales se determinan mediante líneas de visibilidad apropiadas a la velocidad de proyecto, y para las curvas cóncavas, por la aceleración vertical. En un túnel, la curva limitará también la visibilidad debido a que una línea baja de techo la limitará más adelante.

#### 6. CURVAS HORIZONTALES

En el plano podrá ser necesario utilizar curvas para alinear el túnel con sus caminos de acceso y para evitar obstáculos en el terreno. Las mismas consideraciones se aplican en la determinación del radio como en las carreteras terrestres: velocidad de proyecto, fuerza centrífuga, sobre elevación, visibilidad.

Con curvas muy cerradas, es de desear contar con un ancho de carril, pero tal vez no sea factible o sea muy costoso.

Una consideración especial, en particular cuando el tráfico sale por una pendiente ascendente, como sucede normalmente en un túnel subacuático, sería evitar un alineamiento que mirará directamente hacia el sol cuando empieza atardecer. Una curva en el acceso a cielo abierto o un muro de cortina, podrían ser de gran utilidad para disminuir el resplandor.

#### VELOCIDAD DE PROYECTO

Como el tiempo de recorrido es función de la velocidad, cambiando la velocidad en un viaje, se puede variar el tiempo de recorrido. La velocidad está bajo el control del conductor y por lo tanto su uso determinará la distancia recorrida, el tiempo recorrido y el ahorro de tiempo según la variación de la velocidad, por lo tanto, la velocidad debe ser estudiada, regulada y controlada.

A mayores velocidades se obtendrá un ahorro en el tiempo, pero el ahorro del tiempo de recorrido es menor a medida que aumenta la velocidad. Después de los 90 km/h, los ahorros de tiempo, al aumentar la velocidad, son relativamente pequeños. Desde luego, que los ahorros de tiempo son mayores al incrementarse la velocidad, por ejemplo de 30 a 50 km/h.

Por otro lado, la Velocidad de Recorrido Total se obtiene de dividir la distancia recorrida, de principio a fin del viaje, entre el tiempo total de recorrido. En este tiempo estarán incluidos todos los tiempos en que el vehículo haya variado la velocidad o se haya detenido por cualquier cosa, excepto cuando ésta sea ajena a la vía.

El conocimiento de la Velocidad de Recorrido Total sirve para evaluar la eficiencia de una vía y viene siendo una medida relativa del grado de congestionamiento que hay en ella. Mediante la Velocidad de Recorrido Total pueden calcularse índices de congestión o suficiencia y comparar condiciones de fluidez en ciertas rutas, ya sea una contra otra, o bien en una misma ruta cuando se hayan hecho cambios y así medir los efectos. Los tiempos de recorrido total se utilizan para poder valorar la efectividad de ciertas medidas para regular el tránsito, como por ejemplo, el prohibir el estacionamiento en ciertas zonas, para coordinar los señalamientos de iluminación, etc.

La velocidad que es de suma importancia es la llamada Velocidad de Proyecto o Velocidad Directriz que no es otra cosa que aquella velocidad que ha sido escogida para gobernar y correlacionar las características y el proyecto geométrico de un camino en su aspecto operacional. La velocidad de proyecto es fundamental ya que determina normalmente el costo del camino y es por ello que debe limitarse para obtener costos bajos. Todos los elementos del proyecto deben calcularse en función de la velocidad de proyecto. Las velocidades de proyecto recomendadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, son las siguientes.

### III.1. EJE DEL TÚNEL

---

**Tabla 07. VELOCIDADES DE PROYECTO RECOMENDABLES**

TOPOGRAFÍA

Tipo de camino	Plana o con poco lomerío	Con lomerío fuerte	Montañosa, pero poco escarpada	Montañosa, pero muy escarpada
Tipo Especiales	110 km/h	110 km/h	80 km/h	80 km/h
Tipo A	70	60	50	40
Tipo B	60	50	40	35
Tipo C	50	40	30	25

NOTA: La velocidad de operación en tangente es aproximadamente de 20 a 30 km/h mayor a la velocidad de proyecto.

Bajo la clasificación de montañoso, muy escarpado se adoptó la velocidad de proyecto de 50 km/h (80 km/h en ausencia de curvas), recordando que la autopista es de alta especificación.

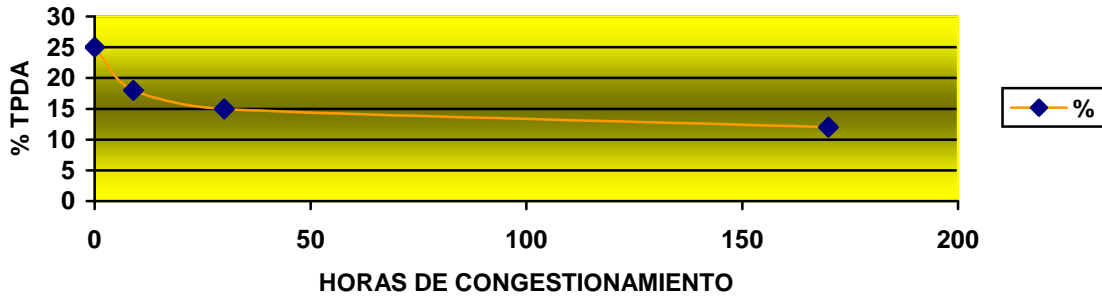
El diseño de las carreteras de altas especificaciones implica conservar un nivel de servicio alto en la superficie de rodamiento, durante toda la vida de servicio. Al término de la vida de proyecto la deformación esperada con este modelo de diseño es del orden de  $\Delta_{20} = 1.2\text{cm}$ , es decir con presencia de agrietamiento ligero a medio.

Mientras que para las carreteras normales se permite una deformación permanente esperada, al término de la vida de proyecto, es de  $\Delta_{20} = 2.5\text{ cm}$ , con agrietamiento medio a fuerte. En este tipo de diseño se debe hacer mantenimiento rutinario frecuente.

### VOLUMEN DE TRÁNSITO

El T.P.D.A. (Tránsito Promedio Diario Anual) es comúnmente empleado en los estudios económicos, ya que representa la utilización de la vía y sirve para efectuar distribuciones de fondos, más no para definir características geométricas. Los volúmenes Horarios Máximos, son los que se emplean para proyectar los aspectos geométricos de los caminos y se les denomina Volumen Directriz, usualmente equivale al 15% del T.P.D.A. en los E.U., mientras que para México se emplea el 12% del T.P.D.A. es decir 300 vehículos. Ver gráfica 01.

**VOL HORARIO TRIGÉSIMO**



**Gráfica 01.** (HORAS EN QUE EL VOLUMEN REAL EXCEDE AL DE PROYECTO)

Por lo que manifiesta la gráfica, es por lo que se emplea, generalmente el Volumen horario trigésimo como Volumen Directriz o de Proyecto, pues marca el punto en el cual el volumen de tránsito comienza aumentar bruscamente y se justifica incrementar esa capacidad únicamente unas cuantas veces al año.

**TIPO DE TRÁNSITO**

A continuación se enlistan los tipos de automóviles y camiones tanto de pasajeros como de carga que transitan por la vialidad de Pachuca – Real del Monte, en su tramo de Casas Quemadas en su dirección hacia Tampico – Tamaulipas.

**Tabla 08.** DISTRIBUCIÓN DE TRÁNSITO MEZCLADO

TIPO DE VEHÍCULO	PORCENTAJE
------------------	------------

A	60
B2	6.2
B3	9.7
C2	8.0
C3	4.1
T3-S2	6.0
T3-S3	4.0
T3-S2-R4	2.0

**FACTORES QUE REDUCEN LA CAPACIDAD DE LAS CARRETERAS**

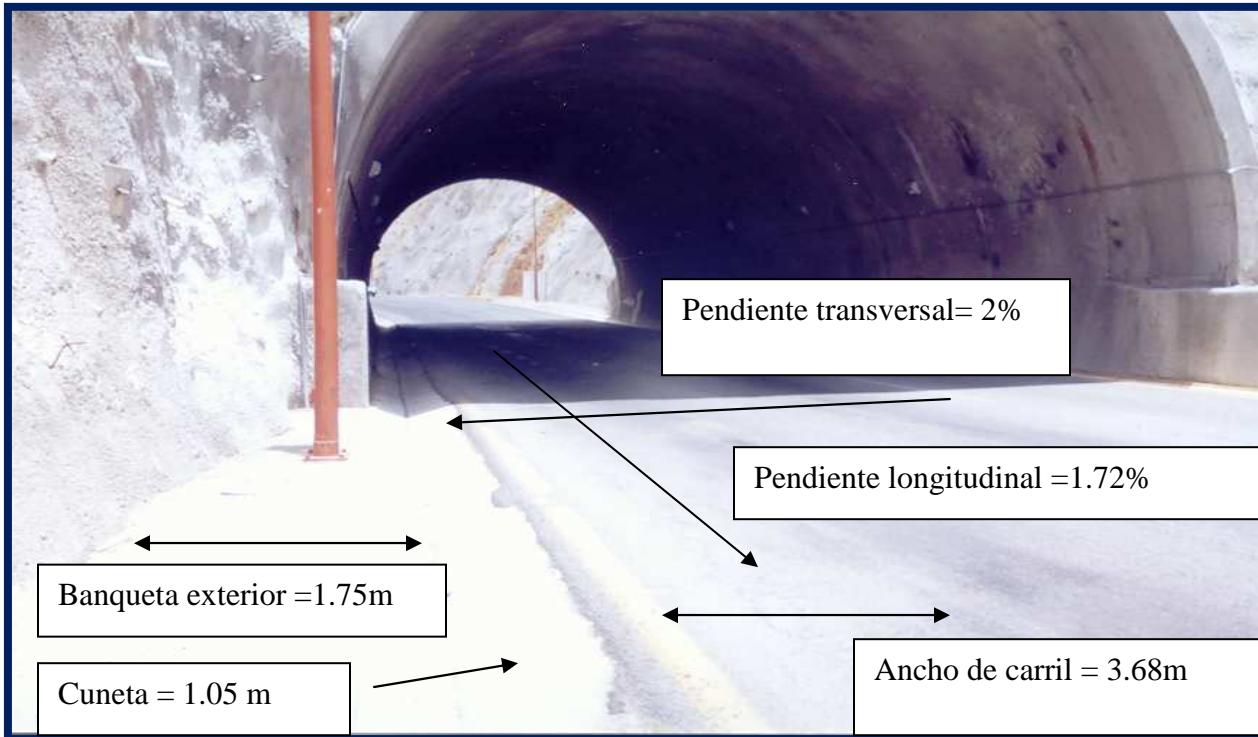
Las más importantes condiciones que afectan la capacidad de las carreteras son: **el ancho de sección, visibilidad, pendiente, ancho de los acotamientos (hombros), porcentaje de vehículos pesados en la vía y la obstrucción lateral.**

El ancho de sección que se considera óptimo para establecer las capacidades prácticas corresponde a 3.66m por carril y de 1.84 m de hombro. Como lo muestra la tabla 07.

En la fotografía 20 se brindan las dimensiones de la cuneta, ancho de carril, pendiente longitudinal, pendiente transversal. Sin embargo la vialidad no presenta hombros

<b>Tabla 09. EFECTOS DEL ANCHO DE CARRIL</b>		
<b>ANCHO DEL CARRIL(m)</b>	<b>Vehículos por hora, total en los caminos de dos carriles</b>	<b>Porcentaje de la capacidad con respecto a la sección óptima</b>
<b>3.66</b> (óptimo)	<b>900</b>	<b>100</b>
3.5	810	95
3.35	774	86
3.05	693	77
2.75	63	70





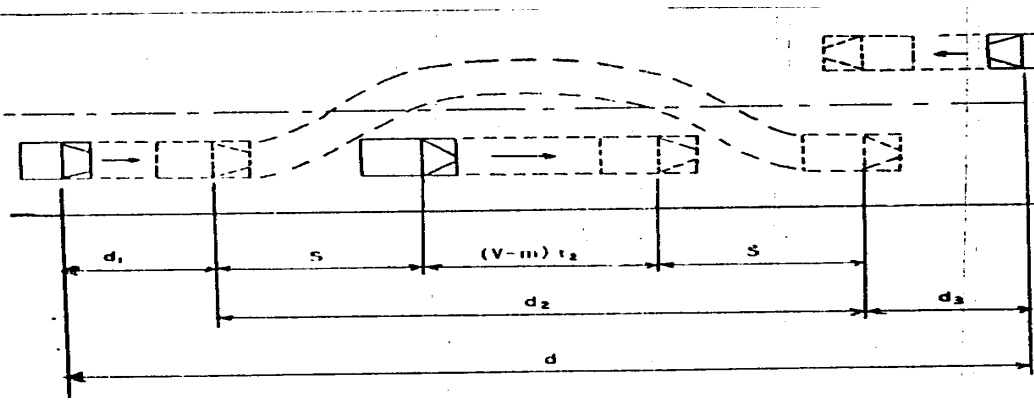
**Imagen 27.** Esquematización de cada una de las partes de la vialidad con sus respectivas medidas.

#### VISIBILIDAD

En cuanto a la visibilidad y a la pendiente, íntimamente ligadas con el alineamiento y la velocidad de proyecto. Los caminos están contruidos para velocidades muy inferiores a las corrientes en los vehículos modernos y de ahí que dichos caminos resulten peligrosos. Así pues resulta necesario que en las carreteras exista, tanto en planta como en perfil, la distancia de visibilidad adecuada para que el conductor del vehículo pueda ver delante de él a una distancia tal que pueda tomar, con garantía decisiones oportunas. Como las dos siguientes: la de frenar oportunamente y la de poder rebasar.

La distancia para parar un vehículo ante un objeto que aparece intempestivamente en el camino se compone de dos factores. La distancia que recorre el vehículo desde el momento en que el conductor observa el obstáculo hasta que aplica los frenos, y la distancia de frenado propiamente dicho. Por lo cual para calcular la distancia para parar en una pendiente como es el caso que se tiene en el túnel, es la siguiente:

### III.1. EJE DEL TÚNEL



$$D_0 = d' + d'' = \frac{V \cdot t}{3.6} + \frac{V^2}{254 (f \pm i)}$$

Donde

$D_0$  = Distancia total en metros

$V$  = Velocidad de proyecto en (m/s)

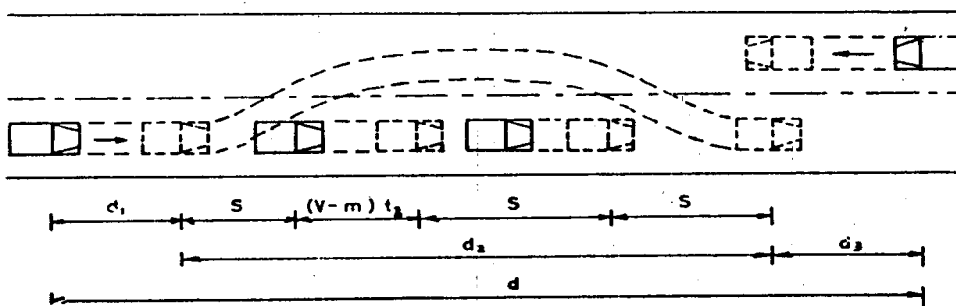
$F$  = Coeficiente de fricción (varía de 0.2 a 0.9, recomendable 0.4)

$i$  = Tiempo de percepción y reacción del conductor (1 a 2.5 seg.)

$g$  = aceleración de la gravedad (m/seg<sup>2</sup>)

$$D_0 = d' + d'' = \frac{80 \cdot 2.5}{3.6} + \frac{80^2}{254 (0.4 + 0.0172)} = 115.95 \text{ m}$$

La distancia de visibilidad para pasar se refiere a la distancia necesaria para que un vehículo pueda pasar a otro que marcha por el mismo carril a menor velocidad, sin peligro de chocar con vehículos que vengan en sentido opuesto.



### III.1. EJE DEL TÚNEL

Mediante estudios y análisis del comportamiento vehicular en las carreteras se desprende la siguiente expresión:

$$D_o = d_1 + d_2 = (V \cdot m / 3.6) t_1 + 2S + (V \cdot m / 3.6) t_2 + t_2$$

En lo cual

$D_o$  = Distancia de visibilidad de paso en (m)

$V$  = Velocidad de proyecto del camino (km/h)

$m$  = Distancia d velocidades entre los dos vehículos

$S$  = Distancia mínima de seguridad en (m) entre los dos vehículos

$t_1$  = Tiempo de percepción y reacción para iniciar la maniobra, en (seg)

$t_2$  = Tiempo, en (seg), en el cual el vehículo que sobrepasa tarda en recorrer la distancia  $d_2$ , mismo en el cual el vehículo del carril contrario tarda en recorrer la distancia  $d_3$ .

Pero tanto para este caso como, para el anterior se elaboraron tablas como la que se presenta a continuación de tal manera que nos auxilie para proporcionar una aceleración más apropiada en el proyecto.

**Tabla 10.** Aceleración  $a$  en km/h por segundo, para  $m$  = diferencia entre  $V$  y la velocidad del vehículo sobrepasado

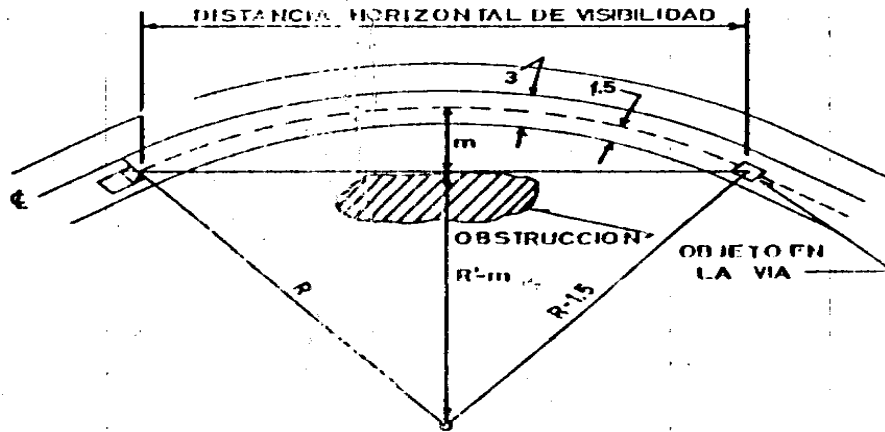
Velocidad de proyecto(km/h)	15	24	32	40
		Sobre paso de	Un vehículo	
50	4.2	4.6	5.1	5.7
65	3.4	3.7	4.2	4.6
80	2.7	3.0	3.4	3.7
95	2.1	2.2	2.7	3.0
110	1.6	1.8	2.1	2.2
		Sobre paso de	dos vehículo	
50	4.0	4.5	5.0	5.5
65	3.2	3.5	4.0	4.5
80	2.6	2.9	3.2	3.5
95	1.9	2.2	2.5	2.9
110	1.4	1.8	1.9	2.2

Por otro lado, cuando un vehículo recorre una curva horizontal circular, cualquier obstáculo que se encuentre cerca de la línea interna del camino impide la visibilidad al conductor y por lo tanto hace la curva peligrosa. Lo anterior sucede con frecuencia en los cortes, ya que el talud interior presenta una saliente que impide la visibilidad adecuada en la curva.

### III.1. EJE DEL TÚNEL

En el caso de un vehículo en la vía, la distancia horizontal  $D_u$ , necesaria puede calcularse con la fórmula del Departamento de Caminos de Arizona, cuya expresión es:

$$D_u = 2\sqrt{(R - 1.50)^2 - (R' - m)^2} = 2\sqrt{(R')^2 - (R' - m)^2}$$



### ACOTAMIENTO

El efecto de los acotamientos sobre la capacidad práctica es obvio ya que si no se cuenta con acotamientos de anchos adecuados, un vehículo descompuesto puede obstruir, prácticamente un carril y ser, además, un peligro para la circulación continua. La tabla 11 muestra lo ya mencionado.

Tabla 11. EFECTOS DE LAS OBSTRUCCIONES	
Distancia del borde de la carpeta asf. hasta el obstáculo	Ancho efectivo de 2 carriles de 3.66 metros cada uno
1.80	7.30
1.20	6.70
0.60	6.10
0.00	5.50

Como ya se mencionó anteriormente la vialidad a la entrada, durante y después del túnel no cuenta con acotamientos., aun cuando se sabe por diseño que por tener un ancho de carril le corresponde un acotamiento de 1.80 m.

### III.1. EJE DEL TÚNEL

---

Pero esto tiene una razón de aplicación de una medida restrictiva, en el cual hacia la entrada de un túnel o hacia una desviación próxima en ascenso está prohibido parar, o estacionarse por lo cual no se hace necesario imponer un hombro. Así como disponer de tres carriles en el túnel, que para cuando sea causa de fuerza mayor (accidente o fallas en el auto) el tener que frenar o estacionarse se hará uso del carril de la derecha (el primero de los tres) que en dado caso se considera como en cualquier carretera como de baja velocidad.



**Imagen 28.** Se muestra la entrada hacia el túnel, así como la desviación hacia el municipio de Real del Monte

### VEHÍCULOS PESADOS

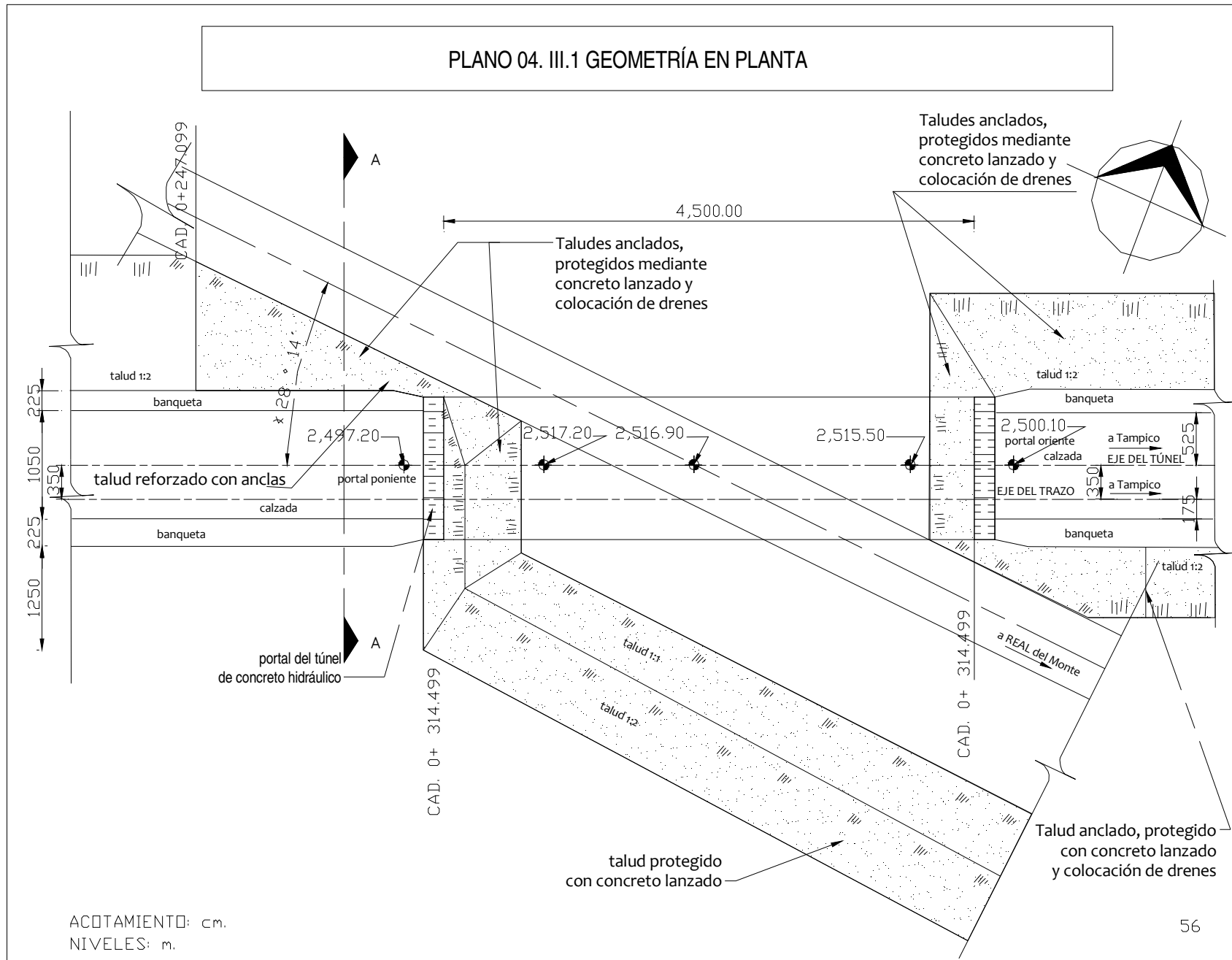
Debido a su más baja velocidad de circulación y a su mayor anchura, reducen bastante la capacidad de práctica de las carreteras. En terrenos planos y en terrenos ondulados el efecto de estos vehículos sobre la capacidad práctica puede observarse en la tabla 12.

**Tabla 12. EFECTOS DE LOS VEHÍCULOS PESADOS**

TERRENO PLANO		TERRENO ONDULADO		
Porcentaje de vehículos pesados, con relación al tránsito total. Caminos de 2 carriles	Vehículos por hora, total camino de 2 carriles	Porcentaje de la capacidad en vehículos por hora	Vehículos por hora total en caminos de 2 carriles	Por de la capacidad en vehículos por hora
0	900	100	900	100
10	800	89	640	71
20	710	79	500	55

En la siguiente figura se manifiesta un plano que nos muestra una vista en planta de la sección longitudinal del túnel: desde el acceso por los taludes del portal poniente, hasta los correspondientes al portal oriente hacia la salida. Taludes anclados, protegidos por una malla electro soldada y revestidos de concreto lanzado, así como por la colocación de drenes a lo largo de los mismos; así como sus respectivas pendientes. La dirección de la vialidad que va de Pachuca a Tampico. Nos maneja también algunas dimensiones: por ejemplo de la longitud comprendida de portal a portal; dimensiones de las banquetas, de la cuneta, y finalmente los cadenamientos correspondientes a cada uno de los portales del túnel.

### III.1. EJE DEL TÚNEL



### III.2. SECCIÓN TRANSVERSAL

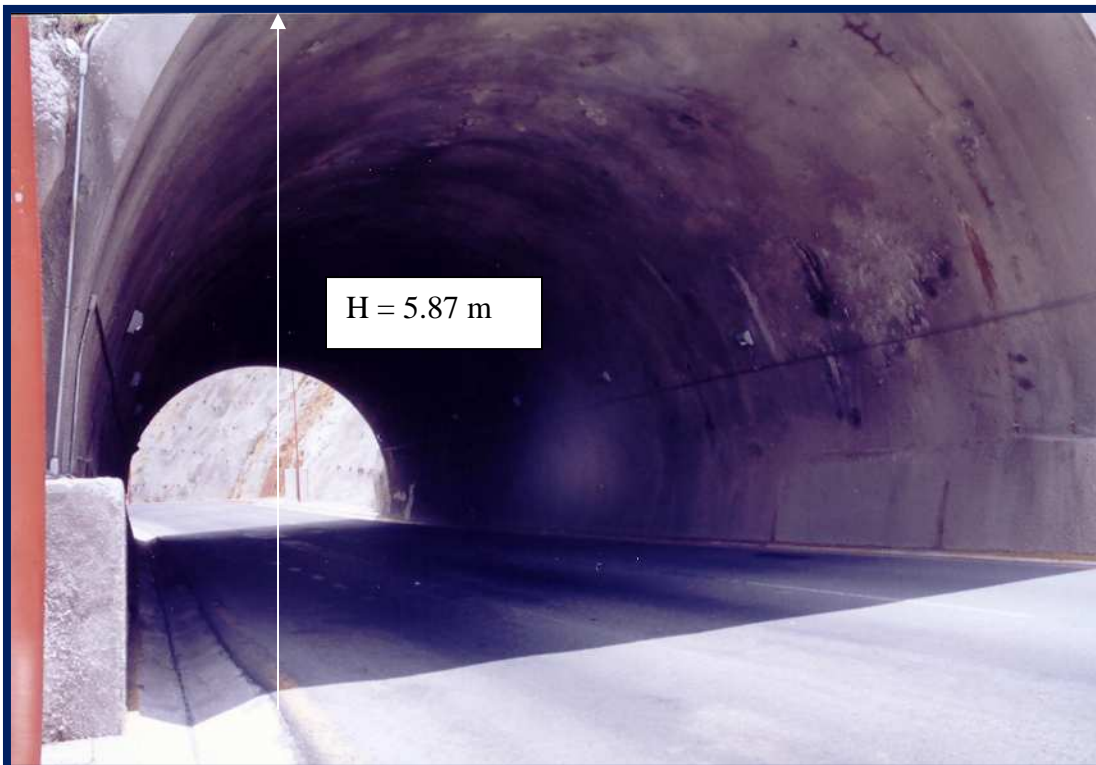
---

La sección transversal está determinada por el espacio que se requiere para el tráfico y otras instalaciones, y por los métodos de construcción.

#### ESPACIO PARA EL TRÁFICO

El espacio que se requiere para el tráfico está definido por el ancho de carril y la máxima altura de carga del vehículo. El túnel normal mínimo tendrá espacio para dos carriles de tráfico. Los túneles de tres carriles no son nada fuera de lo común cuando se utiliza una sección rectangular, con una construcción de corte y relleno o con tubos sumergidos. El túnel de Mersey Queensway (1934) en Inglaterra resultó poco común por sus cuatro carriles de tráfico en una perforación circular, pero el ancho de carril es de sólo 2.74 m y las vías laterales tienen limitada la altura en el bordillo a 4.42 m. El patrón más corriente para los túneles perforados es construirlos con un ancho de dos carriles como en el segundo túnel de Marsey Kingsway con dos ductos circulares, o el túnel del Elba con tres ductos circulares.

El espacio libre normal para la altura, actualmente en Inglaterra, es de 5.03 m, que es mayor que el mínimo usual de 4.5 en Europa o de 4.3 en Estados Unidos. Para el túnel Casas Quemadas – Real del Monte se empleó una altura libre de 5.87 m. Lo anterior se muestra en la imagen 29.



**Imagen 29.** Se muestra la altura libre para el paso de camiones pesados y autobuses



Con la forma circular, el área rectangular de tráfico no ocupa más de un 60% del área del círculo para una carretera de dos carriles, pero por lo general se deja espacio a los lados para inspección y mantenimiento, mientras que el espacio por debajo de la carretera resultará muy valioso como un ducto de ventilación y otros servicios diferentes y el espacio por encima de cualquier cielo raso o techo también se puede utilizar para ventilación y cables. Aunque es sorprendentemente económica para dos carriles, la forma circular no se presta tan bien para tres o más, y el área de tráfico usa por debajo del 50% del espacio circular.

### ACERAS

A menudo, las aceras se consideran esenciales para la inspección y mantenimiento, para uso de urgencia tanto para el acceso al lugar de un accidente y como medio de escape. Tienen que protegerse del impacto de los vehículos y pueden ser ventajosamente elevadas por encima del nivel de la carreta, y estar también protegidas por una guarnición y un margen de seguridad.

No se consideró la realización de aceras por la razón de que no se planeo que pasaran peatones y ciclistas en el túnel. En lo que respecta a la inspección y mantenimiento para la ventilación y alumbrado, se puede decir que si se llega a ofrecer tales actividades se empleará un carril ( el que sea requerido) para cumplir con la operación. Manteniendo una señalización preventivos y restrictivos, de protección de obras: como lo pueden ser hombres trabajando, disminución de velocidad, acotación de carriles, etc.

### VENTILACIÓN

También puede ser necesario un espacio adicional para los ductos de ventilación. En un túnel circular, los espacios por debajo de la carretera y por encima de la línea de espacio libre vertical están disponibles sin tener que realizar ninguna excavación extra, y en un túnel de herradura existe normalmente un área importante en la corona; pero en una estructura rectangular se debe excavar cualquier ancho o profundidad adicional.

No existe ventilación artificial, ya que se cuenta con una ventilación natural de los vientos que soplan en dirección opuesta al flujo de vehículos.

### ILUMINACIÓN

Es obvia la insuficiencia de la iluminación natural en cualquier túnel, con excepción de los cortos, y el diseño del alumbrado sobre una base segura y económica,, resulta compleja.

Se deberá adaptar al funcionamiento del ojo humano, sometido a condiciones variables de luz y se debe asegurar que la calzada, con sus líneas de guía y cualquier obstáculo sobre la misma, se pueda ver y apreciar a una distancia suficiente por adelantado, que sea adecuada a la velocidad del auto y la distancia de frenado.

### **Instalación de la iluminación**

Entre los sistemas más adecuados se encuentran los tubos fluorescentes, las lámparas de sodio a alta presión. Es conveniente una iluminación uniforme, concentrada principalmente sobre la carretera y las paredes; además de evitar el centelleo, que puede resultar del espaciamiento inadecuado de las lámparas, tanto por efecto de las propias lámparas como de su reflejo en otros vehículos. Algo muy importante es que un espaciamiento entre cada lámpara de más de 12 m ocasiona centelleo.

Los circuitos de iluminación tienen que diseñarse a fin de permitir que la iluminación se adapte a los diferentes niveles diurnos. También es importante, que la iluminación se deba planear de tal manera que el túnel no quede sumido en la oscuridad en el caso de la falla de un circuito y, también, que haya un mínimo de iluminación en caso de que haya fallas importantes en el suministro.

Se colocaron 5 lámparas en cada lado de la media circunferencia, cada una con separación de 2.5 m

### **CICLISTAS Y PEATONES**

En la construcción de algunos túneles, son necesarias las instalaciones de cruces para peatones y ciclistas. Estas instalaciones pueden resultar desproporcionadamente costosas si se les incorpora a un sistema de tráfico de vehículos.

En el túnel Clyde (Inglaterra) hay espacio para un carril para bicicletas y una acera dentro del túnel principal, por debajo de la plataforma de la carretera, pero el espacio libre sobre la calzada en la línea de la guarnición tuvo que ser poco común, a saber 4.57 m, y la instalación que suministra aire fresco para los pasajes secundarios tuvo que ser armada con especificaciones especiales debido a que la absorción de CO por las personas que hacen ejercicio es mucho más rápida y la exposición más larga que para aquellos que pasan en su automóvil.

No se presentaron en el proyecto la posibilidad de realizar aceras por la razón que para transitar de un lado a otro no es indispensable el pasar por el mismo, ya que se puede hacer uso de la desviación a Real del Monte en dirección norte o bien si se va en sentido contrario, es decir hacia el sur (Pachuca), se puede hacer uso de la vialidad que pasa por encima del túnel, que cuenta con aceras y el suficiente ancho para tránsito de ciclistas.

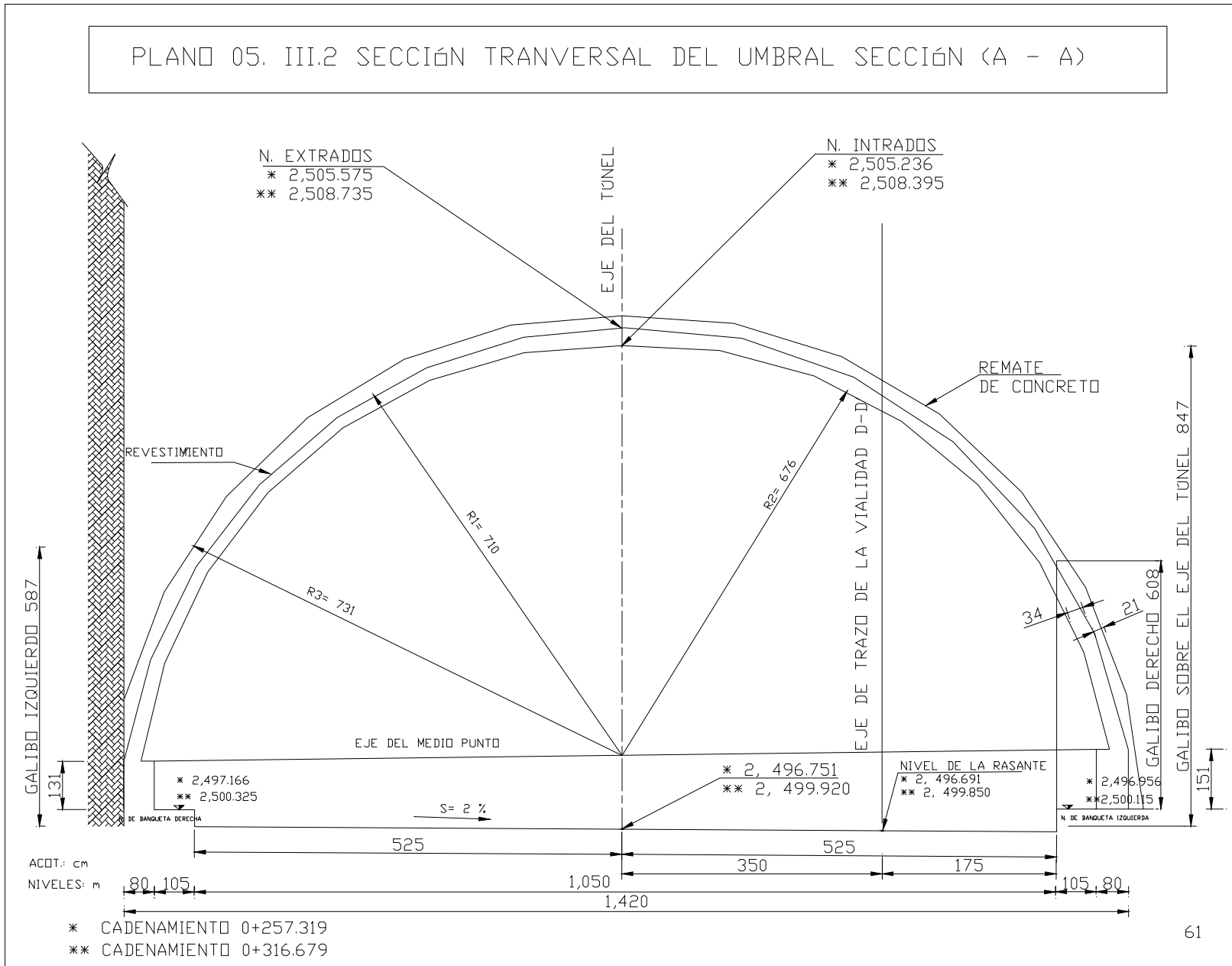
### III.2. SECCIÓN TRANSVERSAL

---

A continuación se muestra en la siguiente figura un resumen de los puntos expuestos en el diseño de la sección transversal del túnel. Se trata de la sección transversal del umbral (sección A –A de la vista en planta localizado en el capitulo anterior).

Partes esenciales en la conformación de un túnel, como la altura del galibo, localización de los intrados y extrados; ubicación del eje de medio punto, la visualización de la pendiente transversal del pavimento (vialidad); la magnitud de cada uno de los radios directrices; la dimensión de cada carril o el ancho total de la vialidad por la que se va a transitar, así como del revestimiento de la bóveda, etc.

### III.2. SECCIÓN TRANSVERSAL



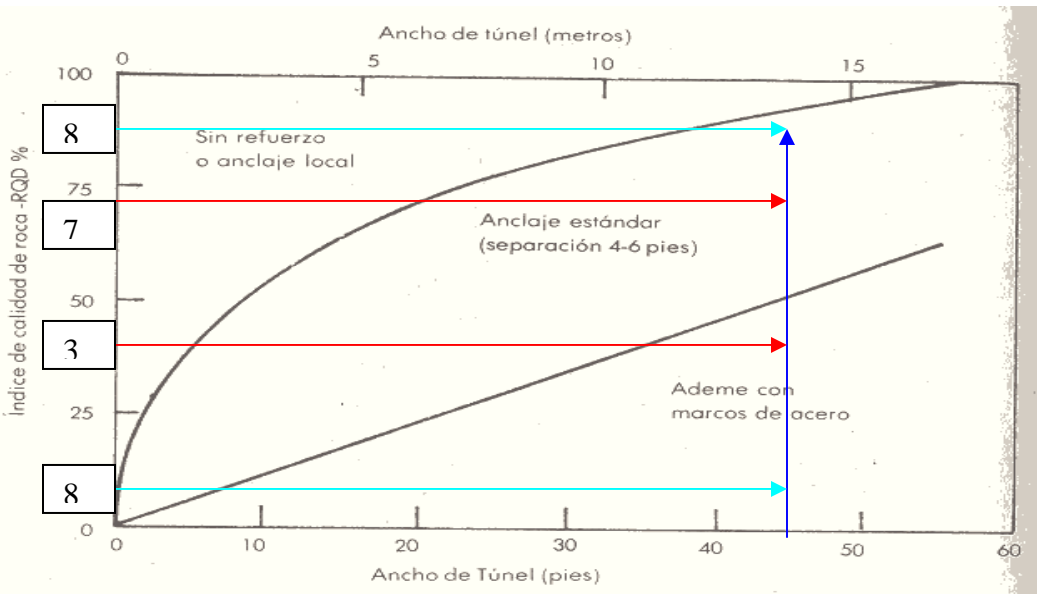
## IV. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL

---

IV.1. DISEÑO DE BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO).....	(62-84)
IV.2. DISEÑO CON ADEME METÁLICO Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO.....	(85-131)

## IV.1. DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO)

Merritt<sup>8</sup> hizo un intento de llevar la aplicabilidad del RQD hasta donde pudiera servir para determinar el tipo de ademe necesario en un túnel y su propósito se ilustra en la gráfica 02.



GRÁFICA 02. Relaciona el ancho del túnel contra el RQD de la roca

- El criterio de refuerzos de RQD tiene limitaciones en el caso de que haya fracturas con rellenos delgados de arcilla o de material meteorizado. Este caso puede presentarse cerca de la superficie donde la meteorización o las infiltraciones hayan producido arcilla, lo que reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura.
- Esto generará una roca inestable, aún si las fisuras están muy separadas una de otra y evitará que el valor de la RQD sea alto.

Cabe hacer dos aclaraciones pertinentes:

1. La toba presenta algunas fracturas, y presentan rellenos de arcilla sericítica
2. Si bien presenta algunas aberturas, no sobrepasan los 5mm de daño.
3. Lo anterior nos muestra que no sería completamente representativo nuestro material por no cumplir con los requisitos de análisis, sin embargo se llevará a cabo con la finalidad de tener un parámetro de aplicabilidad en lo que se refiere al tipo de ademe a emplear.

Lo anterior nos lleva a hacer uso de la misma gráfica 02, desprendiendo la siguiente información.

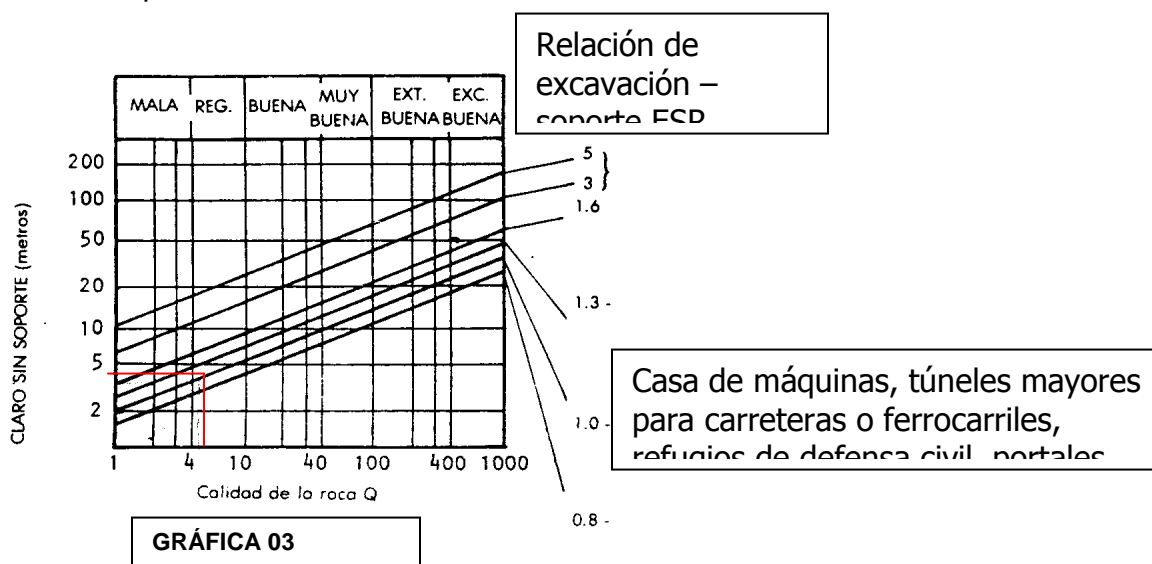
Como desde la parte superior hasta su parte media se observa un comportamiento muy vulnerable e inseguro por presentarse en dicha zona la toba – suelo y el saprolito, que se manifiesta por el color rojo que nos manifiesta que tienen un RQD que va desde el 38% hasta el 73%. Por su parte la toba – roca se manifiesta en color azul que va desde el 8% a 85%.

## IV.1. DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO)

Con un ancho en el túnel de 14.20 m (45 pies aproximadamente), se definieron las siguientes consideraciones:

1. Para el estrato que corresponde a la toba - suelo y del saprolito (espesor de 11.39 m). Se considera un anclaje estándar, con separación de 4 a 6 pies (1.20 - 1.80 m)
2. Para el estrato de la toba - roca (8.81 m de espesor), se considera un ademe con marcos metálicos y con revestimiento de concreto lanzado reforzado..

A continuación se definirá el claro máximo que soportará nuestra excavación sin necesidad de ademe, y así lograr reducir el espesor del revestimiento de concreto reforzado, así como de disminuir en la medida de lo posible los esfuerzos transmitidos por los estratos superiores (toba - suelo, saprolito y el espesor del concreto reforzado a emplear). Con la gráfica 03 empezaremos por analizar el punto anterior.



Teniendo una calidad de la roca de 5, tenemos que el claro máximo sin soporte que puede tener el túnel es de 4m . Lo cual refuerza nuestra determinación en relación al tipo de soporte a emplear, en base a la clasificación que se otorga por el empleo del índice del Instituto Geotécnico de Noruega (NGI) mediante sus representantes que son Barton, Lien y Lunde .

**Se procede con lo anterior a realizar el diseño estructural de la bóveda de concreto hidráulico. No sin antes efectuar un análisis previo sobre la INTERACCIÓN SUELO - REVESTIMIENTO**

### ASPECTOS GENERALES PREVIO AL DISEÑO DEL REVESTIMIENTO

El revestimiento de un túnel se diseña para cumplir con los siguientes objetivos al menor costo posible:

- 1) Soportar las presiones ejercidas por el suelo circundante a la cavidad, manteniendo un margen de seguridad aceptable, tanto en el suelo como en el material del revestimiento.
- 2) Reducir al mínimo los asentamientos de la superficie.

En la práctica se acostumbra distinguir dos tipos de revestimiento, según su función:

- i) Primario. Se utiliza para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante su construcción y mantenga los asentamientos superficiales dentro de los límites tolerables.
- ii) Secundario. Proporciona la geometría final del túnel y asegura un comportamiento adecuado a largo plazo.

Sin embargo, actualmente se hace cada vez más frecuente el uso de un revestimiento único que desempeña ambas funciones, al quedar instalado definitivamente durante la etapa de excavación.

Cualquiera que sea la solución elegida, para llevar a cabo su diseño estructural es indispensable estimar la magnitud y distribución de la presión que ejerce el suelo sobre la estructura de soporte. Este es un problema complejo debido al fenómeno de interacción suelo – revestimiento, cuya solución aproximada puede obtenerse con modelos numéricos de análisis que simulan la evolución del estado inicial de esfuerzos en el suelo durante la excavación y la colocación del revestimiento; evolución que depende tanto de las propiedades esfuerzo- deformación de la masa de suelo como material del revestimiento y del proceso constructivo que se siga para su colocación (Deer, et al 1969).

La distribución de presiones alrededor del revestimiento depende principalmente de los siguientes factores:

- Estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo
- Resistencia al corte y deformabilidad del suelo
- Procedimiento de excavación y de colocación del revestimiento primario
- Tipo y rigidez del revestimiento primario, y del secundario, en su caso
- Evolución de los esfuerzos en el suelo después de concluida la construcción

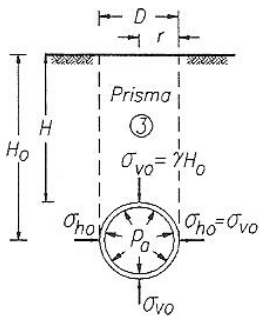
La presión radial ejercida por el suelo es el resultado de un proceso de interacción entre éste y la estructura de soporte, lo cual implica que los desplazamientos radiales en la frontera de ambos medios deben ser compatibles; por ello, es necesario conocer cómo se desarrollan los desplazamientos durante el proceso de construcción, para comprender la influencia de cada factor en el comportamiento del sistema suelo – revestimiento. A continuación se describe un método simple de análisis, que permite explicar la influencia de cada uno de los factores que determinan el diseño del revestimiento y evaluarlos en forma suficiente aproximada para fines prácticos.



COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA SUELO-REVESTIMIENTO

DESPLAZAMIENTO DEL SUELO

A partir de las teorías de la elasticidad y la plasticidad (Deer, et al 1969) pueden obtenerse analíticamente valores aproximados del desplazamiento radial de un punto en la periferia del túnel, en función de las propiedades mecánicas del suelo y de la presión desarrollada en el contacto entre el revestimiento y el suelo; esta relación se obtiene analizando un modelo idealizado que se muestra en la gráfica 04a) en el que se considera una masa de suelo homogéneo, isótropo y elastoplástico; en ella se aloja un túnel cilíndrico de longitud infinita, con revestimiento flexible.



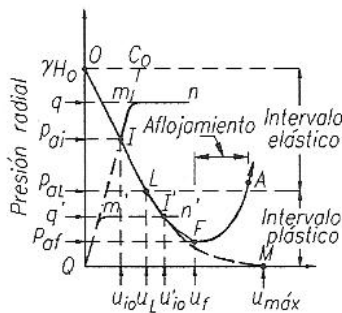
a) Hipótesis de esfuerzos iniciales uniformes

**GRÁFICA 04**

Este es un modelo de equilibrio bidimensional, el cual se alcanza en la práctica cuando el frente del túnel se encuentra a una distancia mayor de 5 diámetros de la sección considerada.

El estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo

se supone uniforme siendo su magnitud  $\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = \gamma H_0$ .



b) Desplazamiento del suelo

**GRÁFICA 05**

Si la presión radial en el contacto suelo - revestimiento es  $p_{a0} = \gamma H_0$  el desplazamiento radial de cualquier punto en la periferia del túnel es nulo y queda representado en la gráfica de la gráfica 05b) por el punto O.

Si la presión de contacto se reduce hasta un valor  $p_a$ , dentro del intervalo elástico del suelo, se producirá un desplazamiento radial  $u$ , cuyo valor, según teoría de la elasticidad está dado por (Rico y Del Castillo, 1977):

$$u = (\gamma H_0 - p_a) \frac{(1 + \nu) D}{2E}$$

En que la E y  $\nu$  son, respectivamente, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del suelo. En esta ecuación se aprecia que el desplazamiento radial  $u$  aumenta linealmente al disminuir la presión de contacto  $p_a$  entre el suelo y revestimiento, hasta el punto L, en el que realmente alcanza el límite elástico del suelo que está en el contacto; a partir de ese punto se inicia la plastificación del suelo.

## IV.1. DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO)

En la práctica de la construcción, cuando el desplazamiento del suelo de la clave del túnel excede el valor de  $u_f$  se inicia un proceso de colapso progresivo ascendente en el suelo de la clave, que Terzaghi(1942) denominó “aflojamiento”; este fenómeno va acompañado de un incremento de la presión de apoyo  $p_a$  necesaria para el equilibrio, según la curva  $FA$  de la gráfica 05 b). Esta condición se desarrolla en la práctica como resultado de las siguientes causas:

- *Sobreexcavación excesiva de la clave o caídos*, que no son retacados en forma eficiente e inmediata después de colocado un revestimiento primario formado por marcos de acero o por dovelas de concreto o acero.
- *Desplazamiento excesivo del revestimiento primario*, por falta de una zapata de apoyo de la bóveda de concreto lanzado, o insuficiente apoyo de marcos de acero o dovelas.

De aquí la conveniencia de evitar que se desarrolle la condición de aflojamiento durante la construcción, con el fin de garantizar un funcionamiento estructural más eficiente del revestimiento primario y de reducir los asentamientos superficiales. Esto se consigue mediante:

- **El retaque eficiente e inmediato de los espacios huecos entre el suelo y la estructura de soporte primario.** Esta condición no se presenta si se coloca concreto lanzado.
- **La construcción de una zapata de apoyo adecuada para la estructura de soporte primario, sea ésta de marcos de acero, dovelas prefabricadas o una bóveda de concreto lanzado.**

### DESPLAZAMIENTO DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO

#### a) Curva característica del revestimiento

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

- Compresión elástica del concreto ( $u_c$ ) bajo presión uniforme  $p_a$
- Deflexión ( $u_d$ ) producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical.
- Desplazamiento vertical ( $u_z$ ) de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales

*Compresión elástica del concreto ( $u_c$ ).* La compresión de un anillo de concreto sometido a presión radial uniforme  $p_a$  produce un desplazamiento  $u_c$  dado por la ecuación:

$$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4tE_C}$$

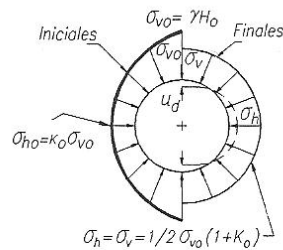
Es de interés práctico señalar que este desplazamiento es muy pequeño en comparación con los otros dos componentes que se van a mencionar a continuación, y que por lo regular se considera despreciable.

En la que:

$D_m$	diámetro medio del anillo de concreto
$t$	espesor del anillo de concreto
$E_C$	módulo de elasticidad del concreto en compresión

#### IV.1. DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO)

*Deflexión ( $u_d$ )*. La distribución de presiones naturales en la masa de un suelo antes de excavar el túnel tiene la forma que muestra el diagrama d) del lado izquierdo, en la que se indica que:  $\sigma_{ho} = K_o \sigma_{vo}$ . Si en esta condición inicial de esfuerzos se coloca un revestimiento circular perfectamente flexible, incapaz de soportar un momento flexionante (por ejemplo de dovelas articuladas o de concreto lanzado simple), se produce el ovalamiento del anillo, disminuyendo el diámetro vertical y aumentando el horizontal; simultáneamente, estos desplazamientos radiales en el suelo hacen disminuir la presión de contacto  $\sigma_{vo}$  y aumentar  $\sigma_{ho}$ , hasta que éstas llegan al valor promedio  $\sigma_v = \sigma_h = \frac{1}{2} \sigma_{vo}(1 + K_o)$ , que muestra el diagrama del lado derecho de la figura d). Por el contrario, un revestimiento infinitamente rígido mantendría los valores iniciales de  $\sigma_{vo}$  y  $\sigma_{ho}$  y tendría que ser capaz de soportar, sin deformarse, un momento flexionante proporcional a  $(\sigma_{vo} - \sigma_{ho})$ ; pero tal revestimiento no existe en la práctica, por lo que siempre se producirá alguna deformación del anillo y una redistribución de presiones, cuyo valor final dependerá de las rigideces relativas del anillo y del suelo.



d) Deformación del revestimiento flexible y redistribución de esfuerzos iniciales no uniformes

**GRÁFICA 06**

Para un revestimiento flexible, puede estimarse el máximo valor posible de  $u_{dmáx}$ , considerando que el desplazamiento radial en la clave es el mismo para el revestimiento que para el suelo, si el contacto entre ambos es perfecto. Este desplazamiento se obtiene de la siguiente ecuación:

$$u_{dmáx} = (\gamma H_o - \sigma_v) \frac{(1 + \nu) D}{2k}$$

Sustituyendo  $\sigma_v = \frac{1}{2} H_o(1 + K_o)$ , se tiene:

$$u_{dmáx} = \frac{1 - \nu}{2} (1 + K_o) \gamma H_o \frac{(1 + \nu) D}{2k}$$

#### IV.1. DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO)

---

En donde  $k$  es la rigidez del sistema suelo – revestimiento. Para  $K_0$  pueden considerarse los siguientes valores:

TABLA 13

SUELO	$K_0$
Gravas, arenas y arenas limosas, con o sin cementación (GW - SM)	0.5
Limos arenosos, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad (ML- SC y CL)	0.6
Arcillas de alta plasticidad(CH)	0.7

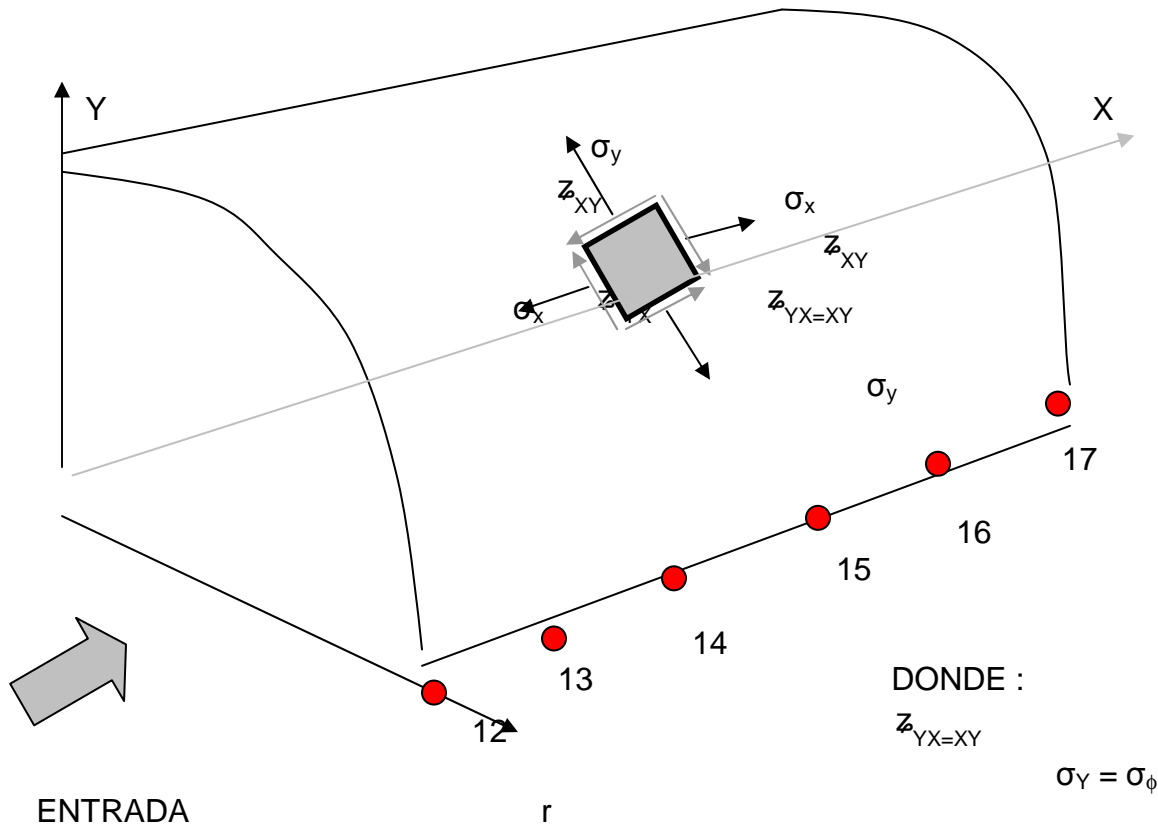
*Asentamiento de zapatas ( $u_z$ )*. El asentamiento de las zapatas longitudinales rígidas en las que se apoya el revestimiento abierto de concreto lanzado se expresa por la ecuación:

$$u_{zm\acute{a}x} = \frac{\gamma H_0 D}{E_z} \quad \text{siendo } E_z \text{ el m\acute{o}dulo de elasticidad del suelo situado por debajo de la zapata}$$

*Desplazamiento de la clave ( $u_{rm\acute{a}x}$ )*. Despreciando la deformaci3n por compresi3n uniforme del concreto, el desplazamiento m\acute{a}ximo del revestimiento en la clave, bajo una presi3n m\acute{a}xima igual a  $\gamma H_0$ , es:

$$u_{rm\acute{a}x} = u_{dm\acute{a}x} + u_{zm\acute{a}x}$$





GRÁFICA 08. VISTA LATERAL

Se observan algunos puntos de nuestro interés que ya se mostraron en planta, así como los esfuerzos a los que se encuentra sometido el macizo rocoso: esfuerzos normales en una y otra dirección de acción ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ) y, esfuerzos cortantes o tangenciales ( $z_{xy}$ ,  $z_{yx}$ ).

Dichos esfuerzos se determinarán más adelante mediante la transformación de los mismos con el auxilio de los círculos de Mohr ( **criterios de rotura de Mohr – Coulomb**)\*

### CRITERIOS DE ROTURA O CEDENCIA COMUNMENTE EMPLEADOS EN GEOTECNIA

Generalmente en suelos se utilizan los criterios de Mohr- Coulomb y de Tresta, mientras que para macizos rocosos el criterio de Hoek y Brown ha ganado popularidad actualmente, aunque sigue empleándose el criterio de Mohr- Coulomb.

La resistencia de la matriz isotrópica se puede evaluar mediante los criterios de rotura de Mohr- Coulomb y de Hoek y Brown. La principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas.

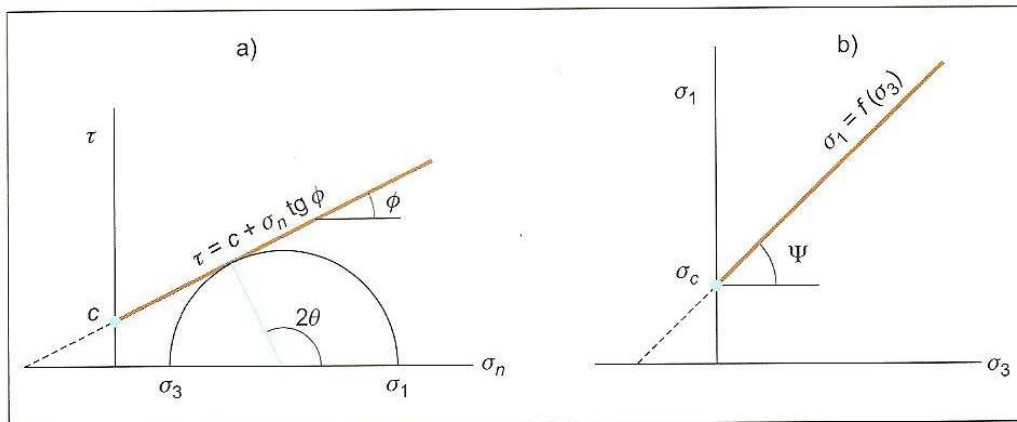
### Criterio de Mohr- Coulomb

Este criterio expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante la expresión matemática:

$$S = c + \sigma_n \tan \phi$$

Donde:

S y  $\sigma_n$  son la tensiones tangencial y normal sobre el plano de falla  
 c y  $\phi$  son la cohesión y ángulo de rozamiento interno



**GRÁFICA 09.**

Envolventes de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos tangenciales y normales (a) y esfuerzos principales (b). Para un estado tensional situado por debajo de las rectas o envolventes no se producirá la rotura.

El criterio de Mohr- Coulomb implica que tiene lugar una fractura por corte al alcanzarse la resistencia de pico o de ruptura del material (comportamiento frágil y frágil- dúctil). La gran ventaja de este criterio es su sencillez. Sin embargo presenta inconvenientes debido a que:

- Las envolventes de la resistencia en roca no son lineales; se ha comprobado experimentalmente que la resistencia de las rocas aumenta menos con el incremento de la presión normal de confinamiento que lo obtenido al considerar una ley lineal, lo que pueden implicar errores al considerar los esfuerzos actuantes, sobre todo en zonas de bajos esfuerzos confinantes.
- La dirección del plano de la fractura según este criterio no siempre coincide con los resultados experimentales.
- El criterio sobrevalora la resistencia a la tracción.

No obstante, si se utiliza este criterio lineal de rotura para evaluar la resistencia de la matriz rocosa, se pueden adoptar las siguientes recomendaciones:

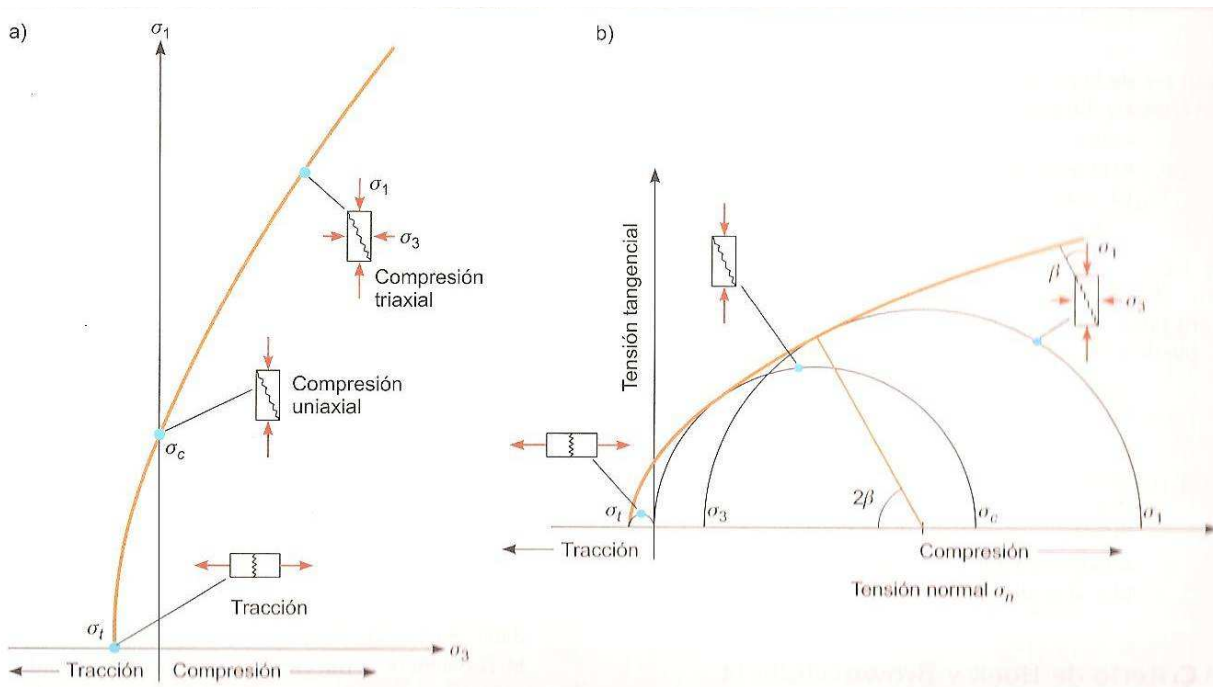
- Suponer que el valor de la cohesión es un valor próximo al 10% de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- Adoptar un valor del ángulo de rozamiento interno según el nivel de tensiones con el que trabaja, tomando de ensayos específicos o de tablas.

**Criterio de Hoek y Brown**

Para evaluar la resistencia de la matriz rocosa es más adecuado un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la rotura es una curva de tipo cóncavo. La propuesta de Hoek y Brown (1980) es un criterio empírico de rotura no lineal válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isotrópica en condiciones triaxiales:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$$

donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura,  $\sigma_{ci}$  es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y  $m_i$  es una constante que depende de las propiedades de la matriz rocosa. Cuyos valores debe ser obtenido en ensayos de laboratorio, o bien mediante tablas.



**GRÁFICA 10.** Envoltente de falla del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales(a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa.

2. Calcular el **Radio de la Directriz**, mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{4 \cdot h^2 + a^2}{8 \cdot h} = \frac{4(6.89)^2 + (13.78)^2}{8 \cdot 6.89} = 6.89 \text{ m}$$

Donde

r radio de la directriz, que nos determina el radio de la excavación a realizar, a su vez dicho radio lo emplearemos para el análisis de ubicar los puntos de interés a lo largo y ancho del túnel, sin



## IV.1. DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO)

olvidar que podremos determinar sus ángulos respectivos con respecto al radio que determinamos para la excavación.

h altura que comprende desde el eje de medio punto, es decir a partir donde el túnel tiene la forma de una media circunferencia y no en una forma de herradura que se forma hasta la parte inferior al contacto con la zapata.

A ancho del túnel, que en realidad es el diámetro del radio de la directriz, es decir  $a = 2r$ .

Se acepta el diámetro para ser considerado para un arco de medio punto

3. Se propone a continuación un espesor de la losa de concreto armado como revestimiento que cubrirá a la roca.

Inicialmente se propone un espesor de cincuenta cm,  $e = 50$  cm; a su vez en lo que respecta a la sobrecarga se consideraron 10 m de espesor que corresponden a los que se encuentran por encima de la colocación del marco, que comprenden los estratos de toba – suelo y del saprolito, se consideró un peso volumétrico de  $1.9 \text{ t/m}^3$ .

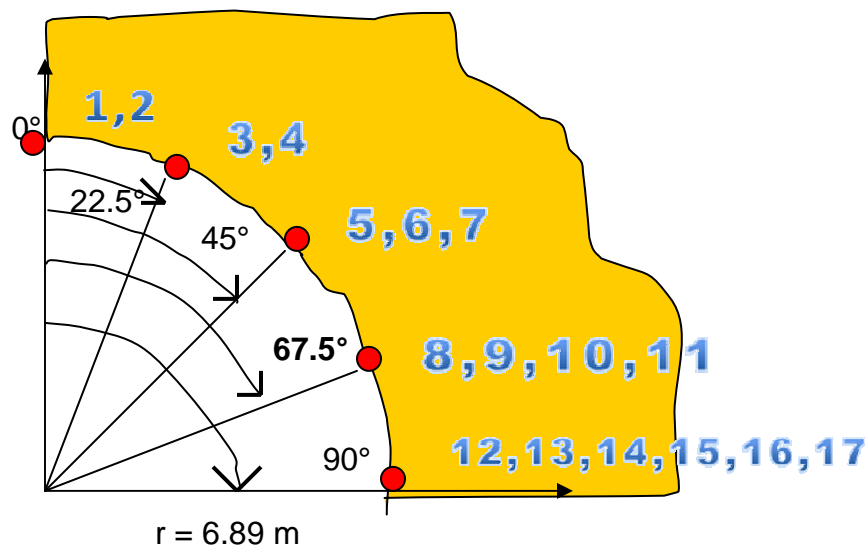
Por tanto la carga de diseño será:

$$3.1 \text{ Losa} = 0.50\text{m} * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 1,200 \text{ kg/m}^2$$

$$3.2 \text{ Sobrecarga} = 10.0 \text{ m} * 1,900 \text{ kg/m}^3 = 19,000 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 20,200 \text{ kg/m}^2$$

4. Localización de ángulos que forman con la vertical los puntos en estudio



GRÁFICA 11. VISTA FRONTAL

## IV.1. DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO (PERALTE ROBUSTO)

Para nuestros puntos en estudio se está considerando únicamente la parte media de la entrada del túnel, por facilidad en el manejo de información puesto que el material rocoso se comporta de manera homogénea e isotrópica para nuestro análisis. Adicionalmente dicha distribución, como su parte media serán consideradas para la realización posterior del Método de Elementos Finitos y lograr extrapolar los resultados a la otra parte recíproca del túnel.

5. Cálculo de la fuerza normal al plano analizado ( $\sigma_x$ ), en los puntos (1,2) que son los que concentran la mayor carga por estar ubicados en la altura máxima del túnel. Para  $y = \phi = 0^\circ$

$$\sigma_x = \frac{w \cdot \cos\phi}{4r} (L^2 - 4X^2) = \frac{(20,200 \text{ kg/m}^2)(1)(45\text{m})^2}{4 \cdot 6.89 \text{ m}} = 1'484,216.3 \text{ kg/m}$$

6. Calcular la resistencia a compresión de la losa de concreto con el espesor de 50 cm ante la carga de diseño de 20 200 kg/m<sup>2</sup>

$$f'c = \frac{\sigma_x}{e} = \frac{1'484,216.3 \text{ kg/m}}{0.50 \text{ m}} = 296.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ mayor de } 200 \text{ kg/cm}^2, \text{ es decir que la resistencia está sobrada, por lo cual aumentaremos el espesor, para reducir}$$

dicha resistencia que se acerque a la

considerada como suficiente.

7. Elevando el espesor a 80 cm

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= 0.80\text{m} \cdot 2,400 \text{ kg/m}^3 = 1,920 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Sobrecarga} &= 10.0 \text{ m} \cdot 1,900 \text{ kg/m}^3 = 19,000 \text{ kg/m}^2 \\ \hline w &= 20,920 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_x = \frac{-w \cdot \cos\phi}{4r} (L^2 - 4X^2) = \frac{-(20,920 \text{ kg/cm}^2)(1)(45\text{m})^2}{4 \cdot (6.89 \text{ m})} = 1'537,119 \text{ kg/m}$$

$$f'c = \frac{\sigma_x}{e} = \frac{1'537,119 \text{ kg/cm}}{8,000 \text{ cm}} = 192.13 \text{ kg/cm}^2, \text{ se considera apropiada}$$

8. Revisión del espesor y de la flecha que se podría generar a lo largo de la losa

$$\sigma_{x \text{ perm}} = \frac{60}{(L/1100e)(r/e)^{1/2}} = \frac{60}{(4,500\text{cm}/1,100(80\text{cm}))((689\text{cm}/80\text{cm}))^{1/2}} = 399.8 \text{ kg/cm}^2$$

9. Calculo de las fuerzas en los puntos en estudio

9.1  $N\phi = -w r \cos\phi$   $w = 20,920.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $r = 6.89 \text{ m}$

TABLA 14

PUNTO	$\phi$	$\cos\phi$	$wr$	$N\phi$	signo
1,2	0	1.0000	144,139	144,139	-
3,4	22.5	0.9239	144,139	133,170	-
5,6,7	45	0.7071	144,139	101,921	-
8,9,10,11	67.5	0.3827	144,139	55,162	-
12,13,14,15,16,17	90	0.0000	144,139	0	-

$Q = -2w x \text{ sen } \phi$

9.2  $\phi$   $w = 20,920.00 \text{ kg/cm}^2$

TABLA 15

PUNTO	X	$\phi$	$\text{sen } \phi$	$x \text{ sen } \phi$	$2w$	Q	signo
1	22.5	0	0.0000	0.0000	41,840.00	0	-
2	0	0	0.0000	0.0000	41,840.00	0	-
3	0	22.5	0.3827	0.0000	41,840.00	0	-
4	4.5	22.5	0.3827	1.7221	41,840.00	72,052	-
5	0	45	0.7071	0.0000	41,840.00	0	-
6	4.5	45	0.7071	3.1820	41,840.00	133,134	-
7	9	45	0.7071	6.3640	41,840.00	266,268	-
8	0	67.5	0.9239	0.0000	41,840.00	0	-
9	4.5	67.5	0.9239	4.1575	41,840.00	173,948	-
10	9	67.5	0.9239	8.3149	41,840.00	347,896	-
11	13.5	67.5	0.9239	12.4724	41,840.00	521,844	-
12	0	90	1.0000	0.0000	41,840.00	0	-
13	4.5	90	1.0000	4.5000	41,840.00	188,280	-
14	9	90	1.0000	9.0000	41,840.00	376,560	-
15	13.5	90	1.0000	13.5000	41,840.00	564,840	-
16	18	90	1.0000	18.0000	41,840.00	753,120	-
17	22.5	90	1.0000	22.5000	41,840.00	941,400	-

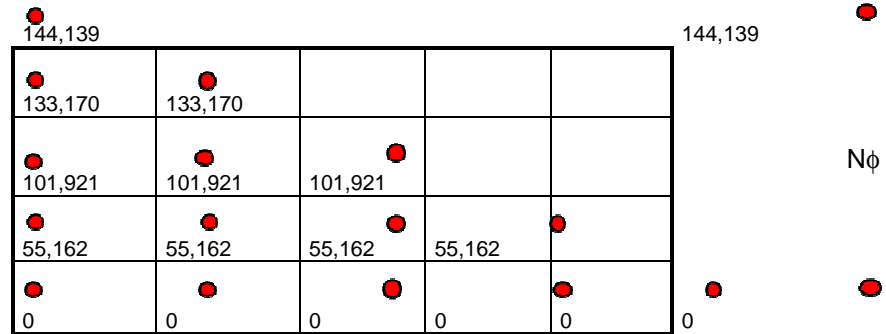
9.3  $N_x = \frac{-w}{\cos\phi} \frac{(L^2 - 4x^2)}{4r}$   $w/4r = 759.07$   $w = 20,920.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $4r = 27.56$   $L = 45.00 \text{ m}$

TABLA 16

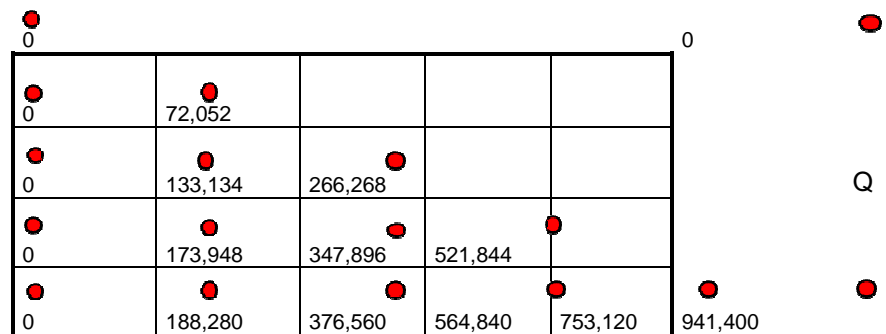
PUNTO	$\phi$	$\cos\phi$	$\frac{w}{\cos\phi}$	$L^2$	$4x^2$	$(L^2 - 4x^2)$	Nx	signo
			$4r$					
1	0	1.0000	759.07	2,025.00	2,025.00	0.00	0.00	-
2	0	1.0000	759.07	2,025.00	0.00	2,025.00	1,537,116.75	-
3	22.5	0.9239	701.29	2,025.00	0.00	2,025.00	1,420,110.70	-
4	22.5	0.9239	701.29	2,025.00	81.00	1,944.00	1,363,306.28	-
5	45	0.7071	536.74	2,025.00	0.00	2,025.00	1,086,905.68	-
6	45	0.7071	536.74	2,025.00	81.00	1,944.00	1,043,429.45	-
7	45	0.7071	536.74	2,025.00	324.00	1,701.00	913,000.77	-
8	67.5	0.3827	290.48	2,025.00	0.00	2,025.00	588,229.11	-
9	67.5	0.3827	290.48	2,025.00	81.00	1,944.00	564,699.95	-
10	67.5	0.3827	290.48	2,025.00	324.00	1,701.00	494,112.46	-
11	67.5	0.3827	290.48	2,025.00	729.00	1,296.00	376,466.63	-
12	90	0.0000	0.00	2,025.00	0.00	2,025.00	0.00	-
13	90	0.0000	0.00	2,025.00	81.00	1,944.00	0.00	-
14	90	0.0000	0.00	2,025.00	324.00	1,701.00	0.00	-
15	90	0.0000	0.00	2,025.00	729.00	1,296.00	0.00	-
16	90	0.0000	0.00	2,025.00	1,296.00	729.00	0.00	-
17	90	0.0000	0.00	2,025.00	2,025.00	0.00	0.00	-

## 9.4 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

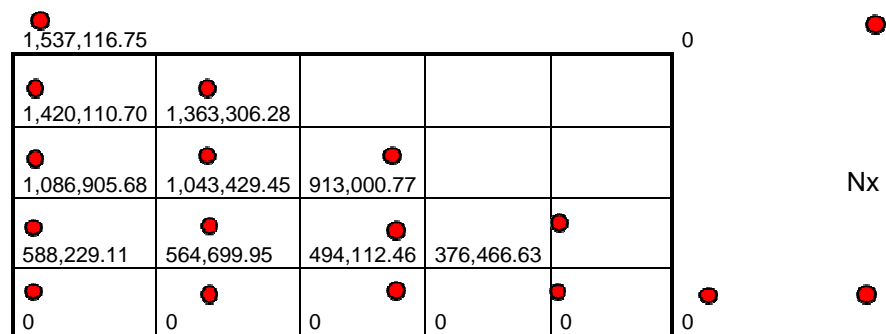
GRÁFICA 12



GRÁFICA 13

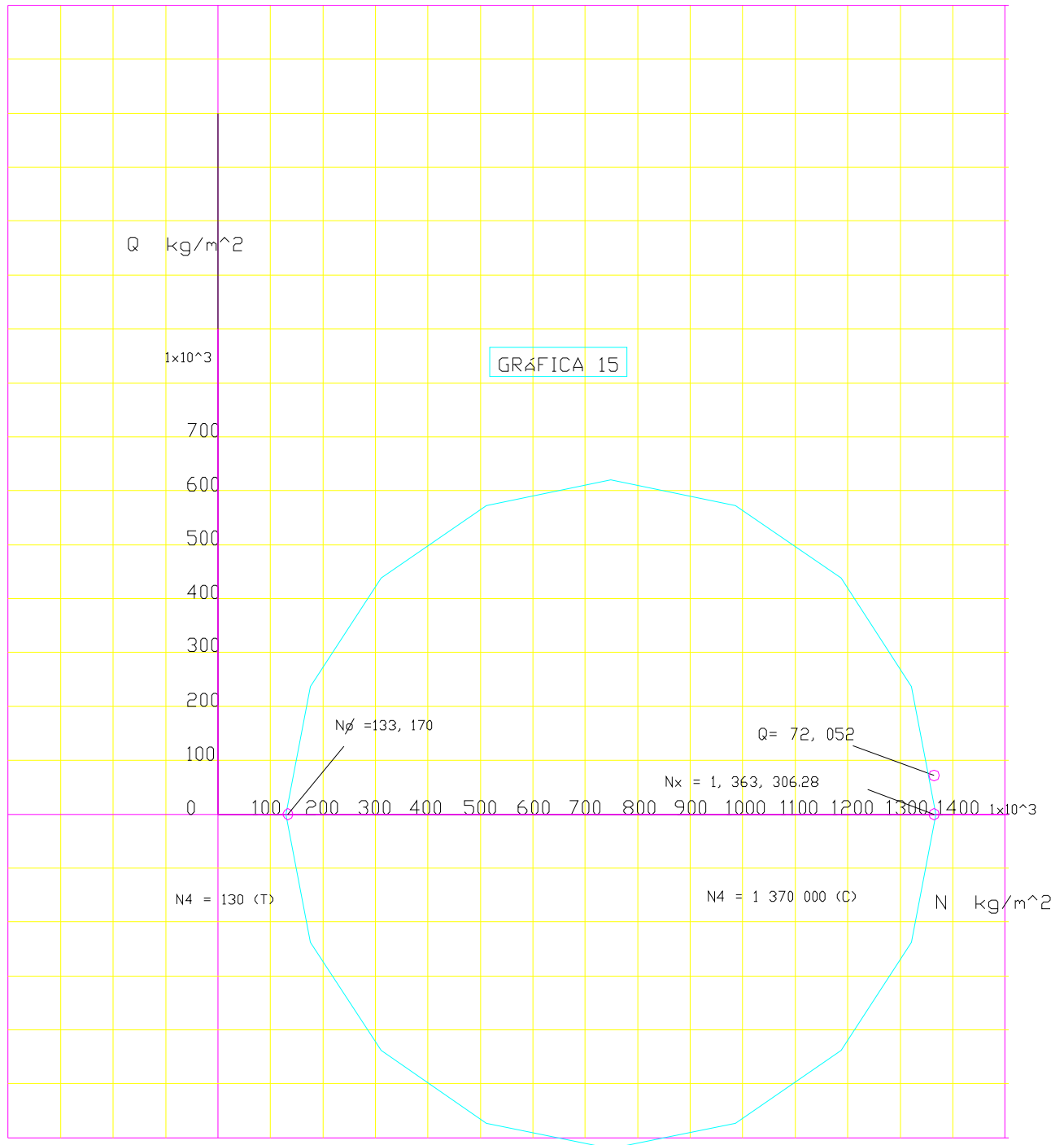


GRÁFICA 14



10) CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES EN LA ROCA POR MEDIO DE LOS CÍRCULOS DE MOHR

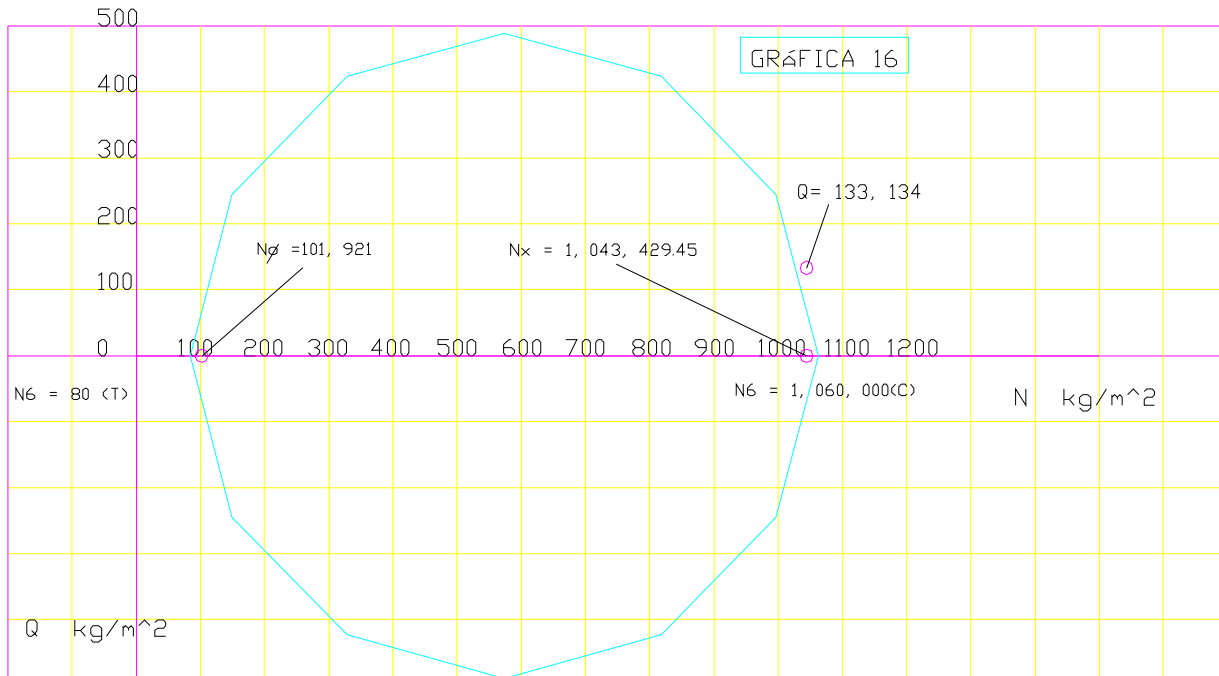
- 10.1) Punto 1: No hay tracciones  $Q_1 = 0$
- 10.2) Punto 2: No hay tracciones  $Q_2 = 0$
- 10.3) Punto 3: No hay tracciones  $Q_3 = 0$
- 10.4) Punto 4: No hay tracciones  $Q = 72, 052$



10.5) Punto 5: No hay tracciones  $Q_5 = 0$

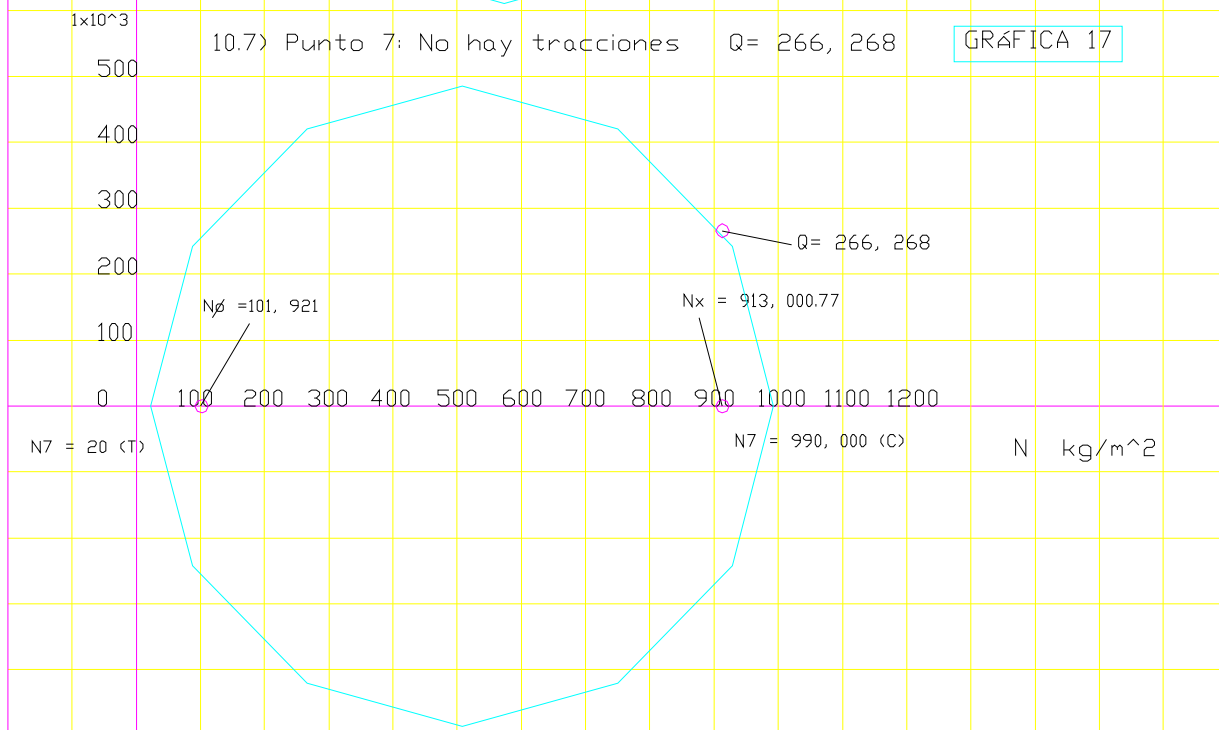
10.6) Punto 6: No hay tracciones  $Q = 133, 134$

$Q \text{ kg/m}^2$   
 $1 \times 10^3$



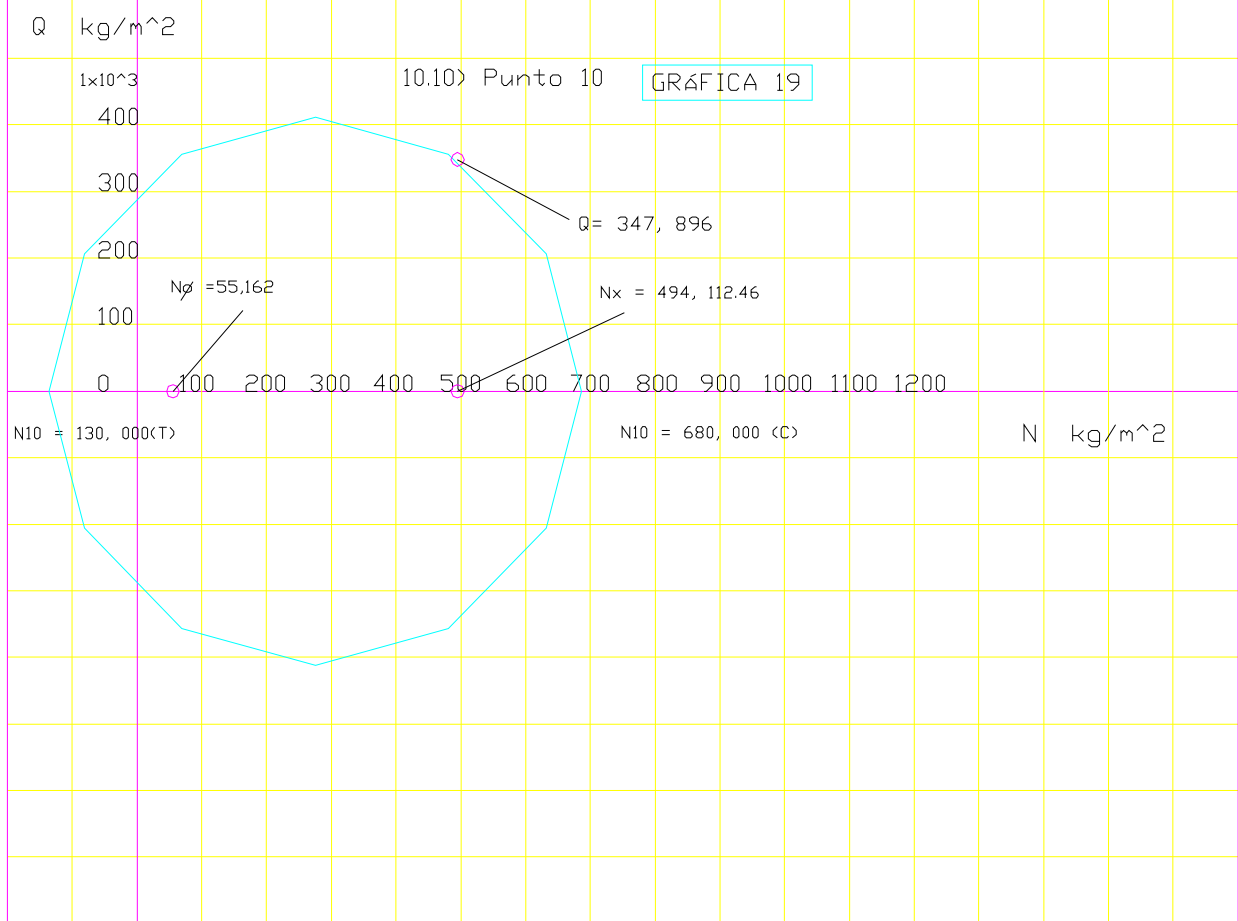
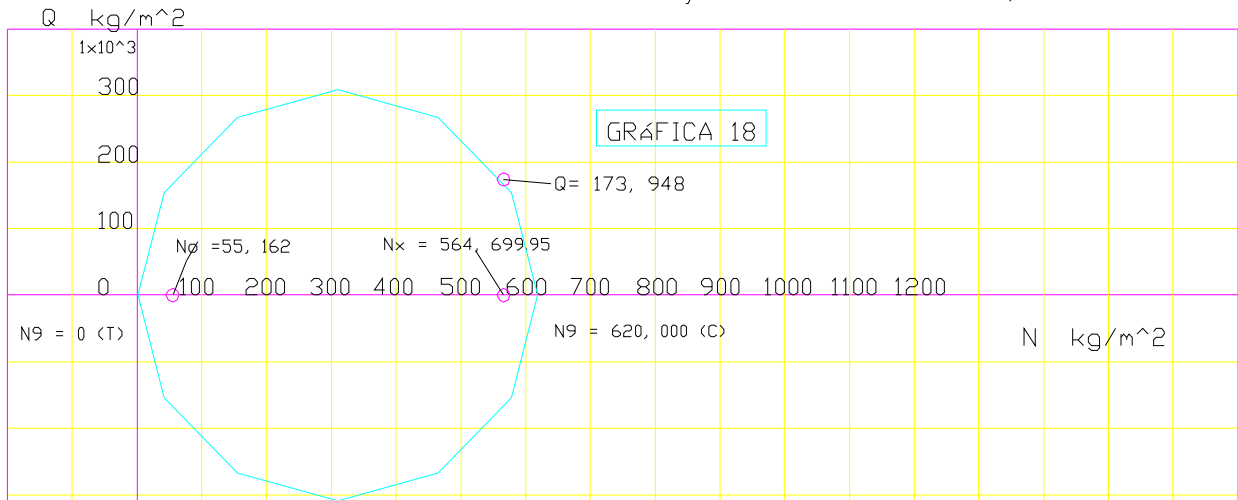
10.7) Punto 7: No hay tracciones  $Q = 266, 268$

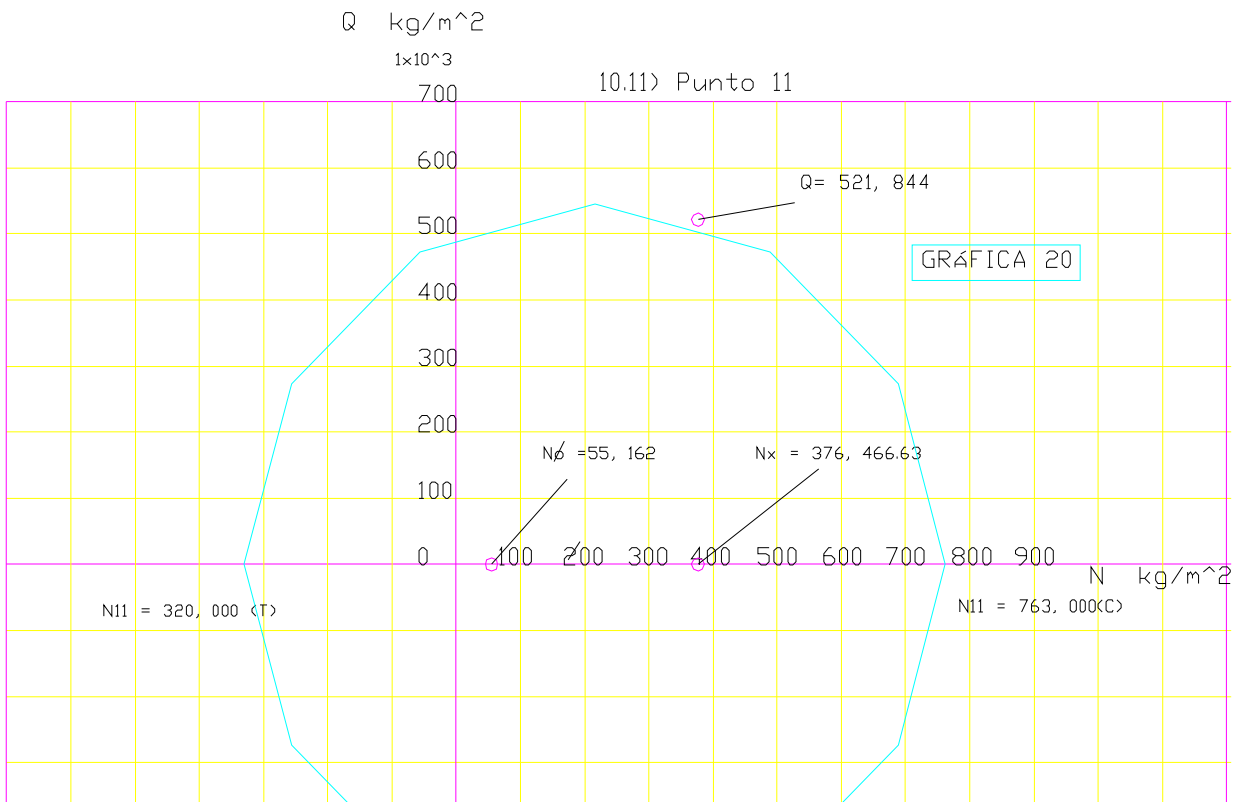
GRÁFICA 17



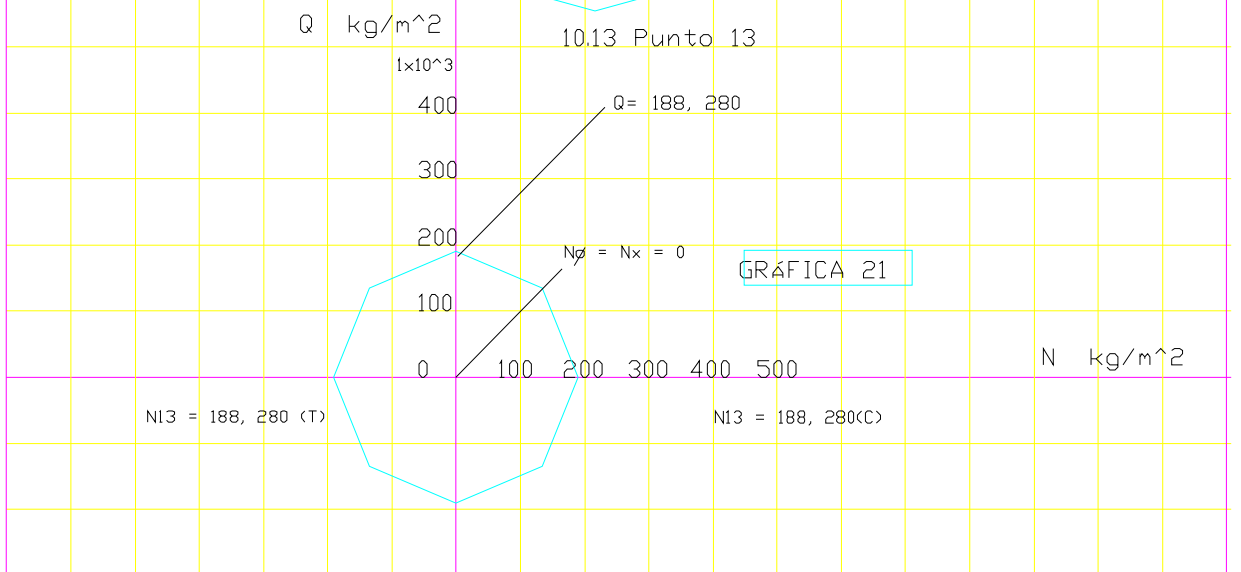
10.8) Punto 8: No hay tracciones  $Q_8 = 0$

10.9) Punto 9: No hay tracciones  $Q = 173,948$



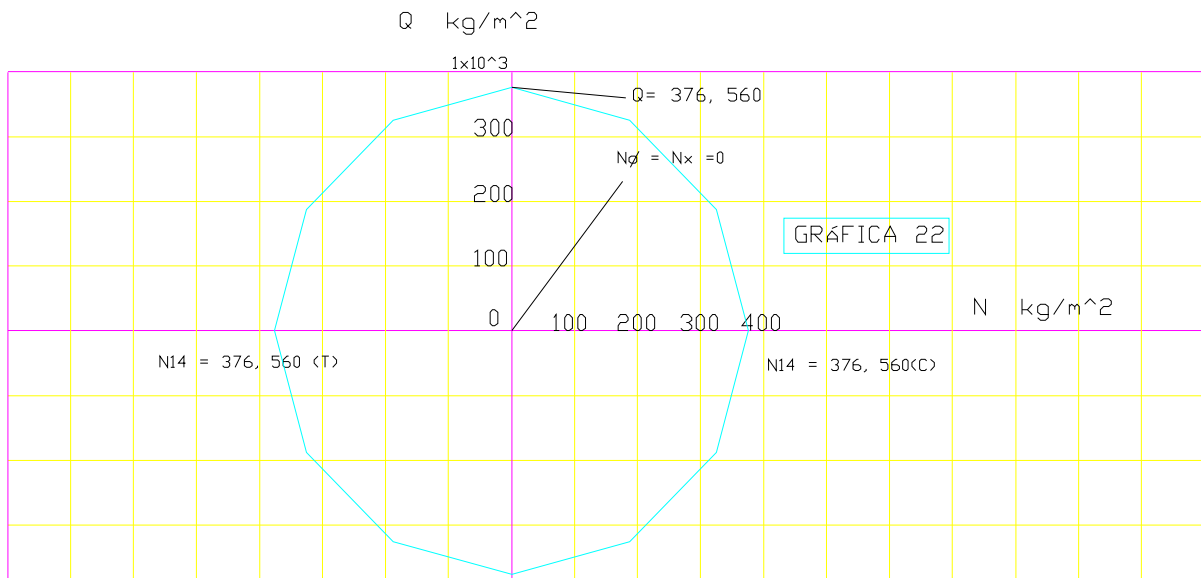


10.12 Punto 12: No hay tracciones  $Q_{12} = 0$

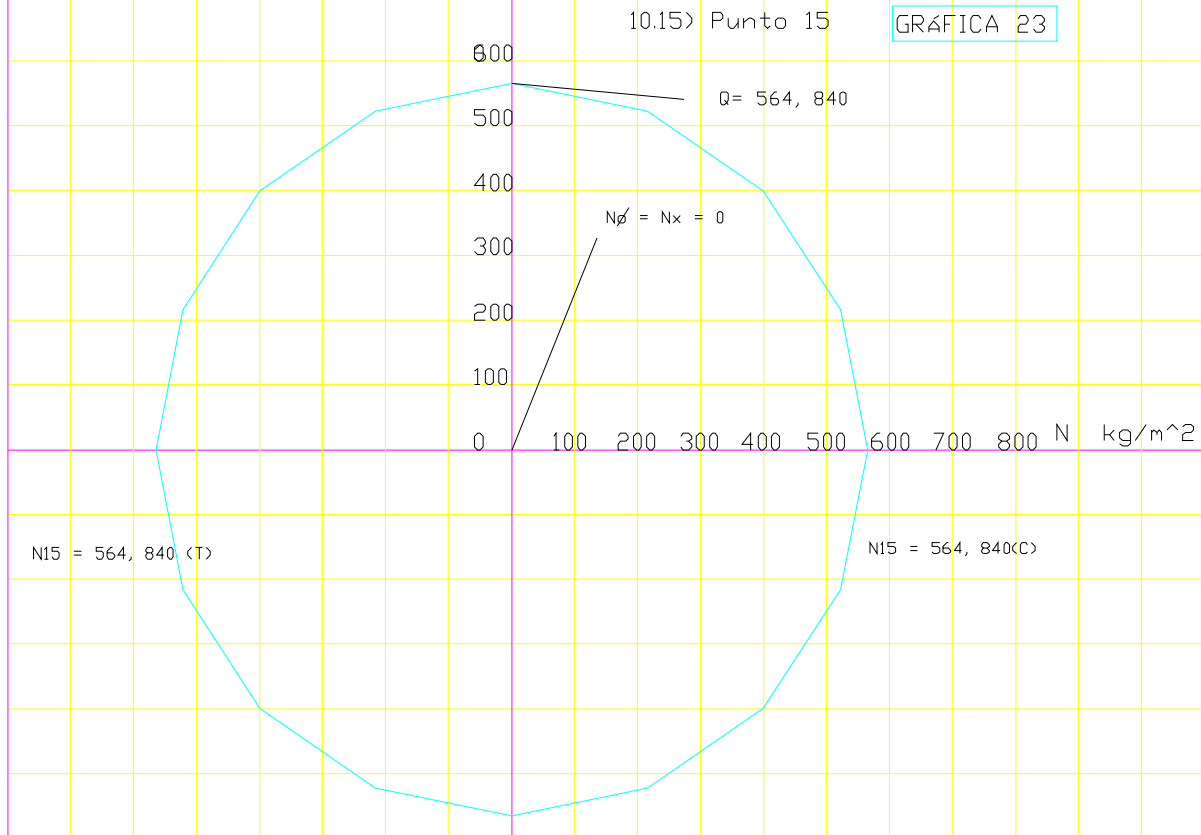




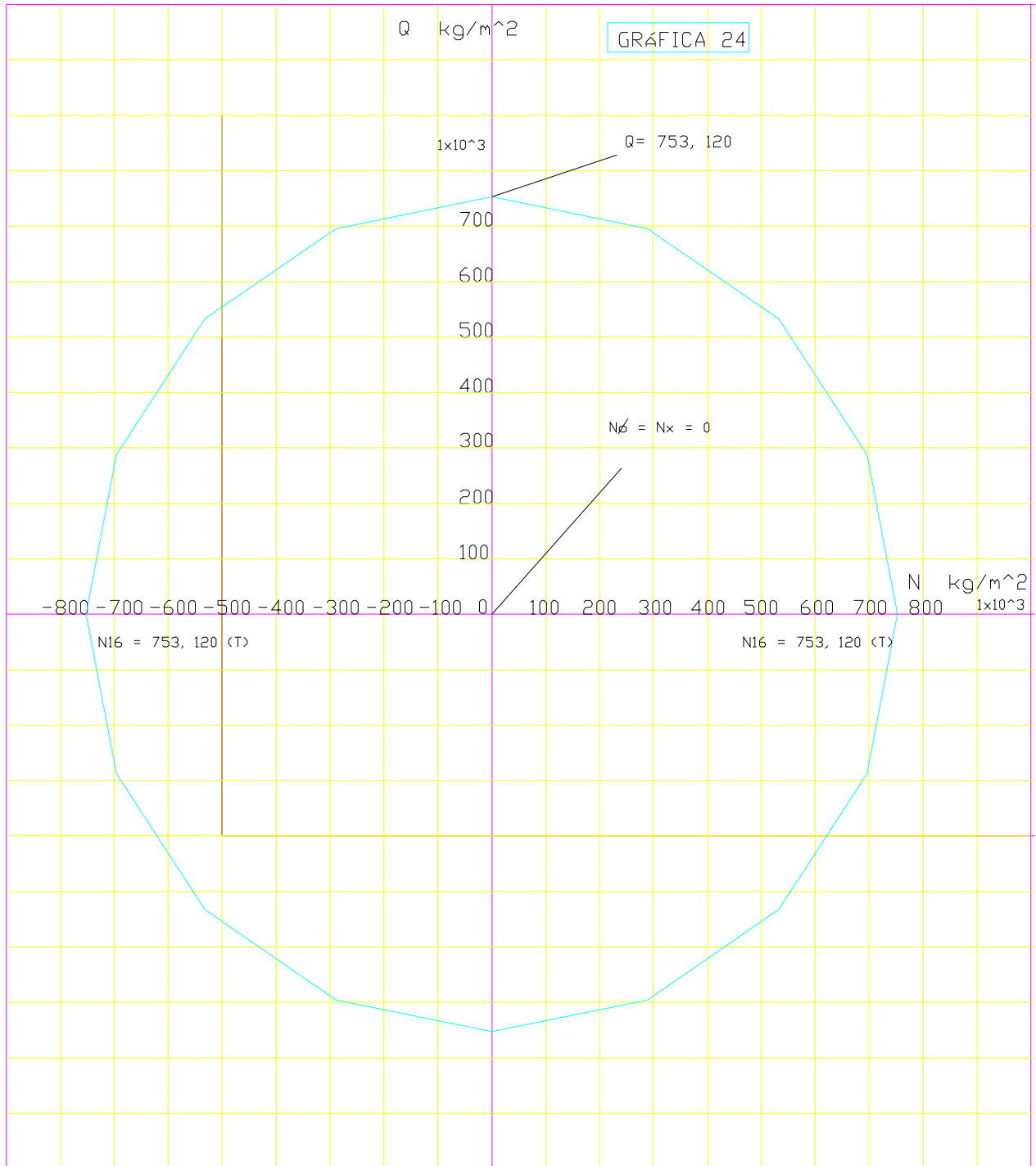
10.14) Punto 14



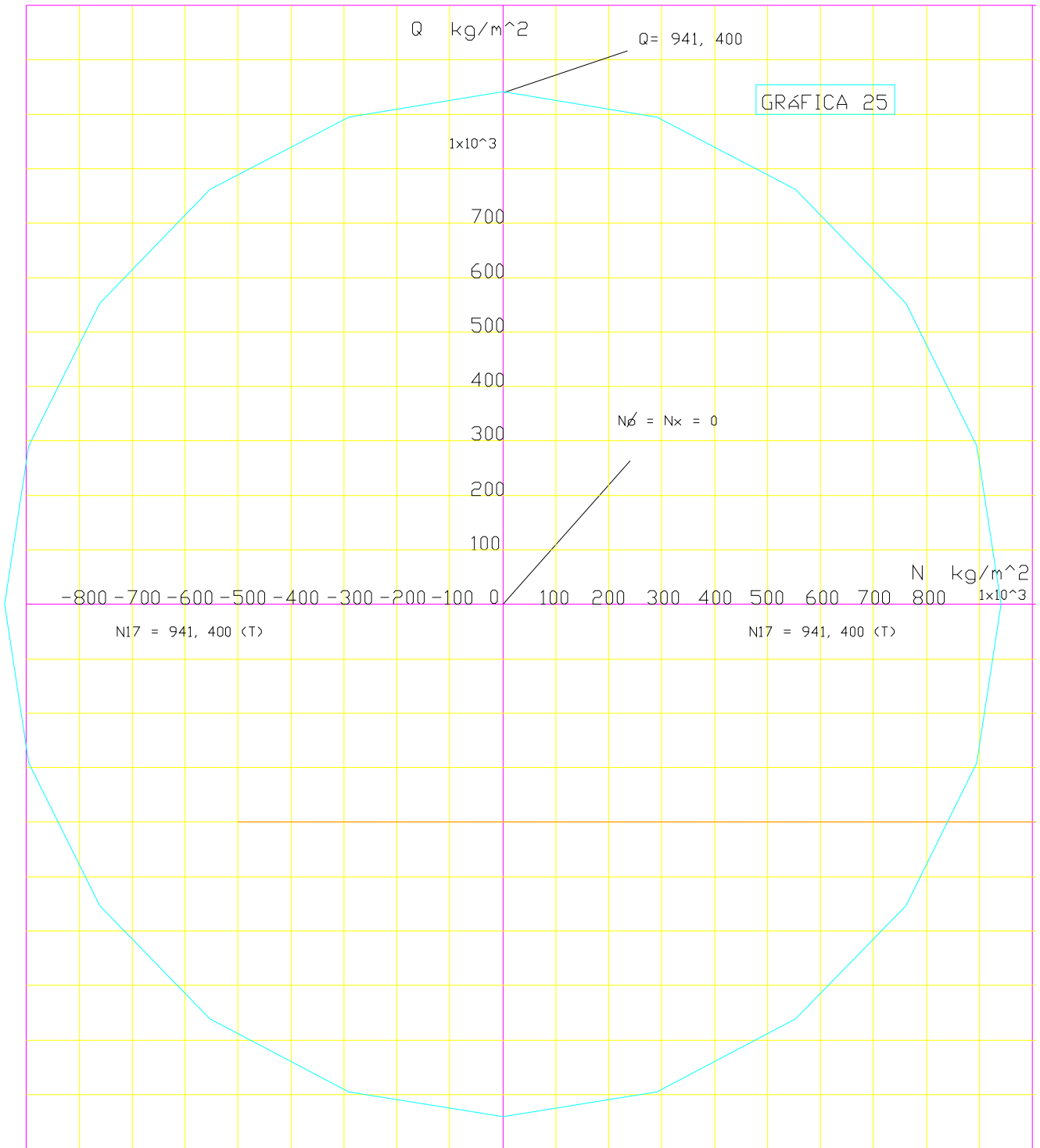
10.15) Punto 15



10.16) Punto 16



10.17) Punto 17



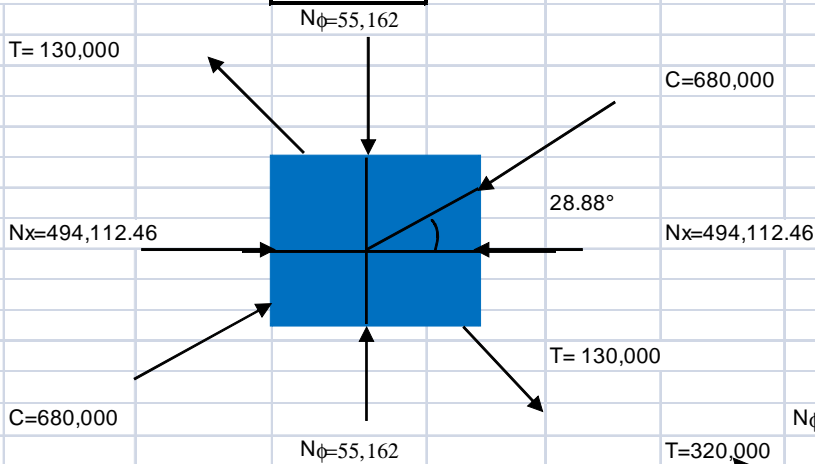
11.DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES

TABLA.17 Puntos donde aparecen tracciones

PUNTO	Q	esfuerzo normal	esfuerzo normal	TAN 2φ=	2Q	2φ		esfuerzos principales		
		Nx en dir x	Nφ en dir φ					Nx - Nφ	φ	T menor
						RADIANES	GRADOS			
10	347,896	494,112	55,162		1.585	1.008	57.75	28.88	130,000	680,000
11	521,844	376,467	55,162		3.248	1.272	72.89	36.44	320,000	763,000
13	188,280	0	0		α		90.00	45.00	188,280	188,280
14	376,560	0	0		α		90.00	45.00	376,560	376,560
15	564,840	0	0		α		90.00	45.00	564,840	564,840
16	753,120	0	0		α		90.00	45.00	753,120	753,120
17	941,400	0	0		α		90.00	45.00	941,400	941,400

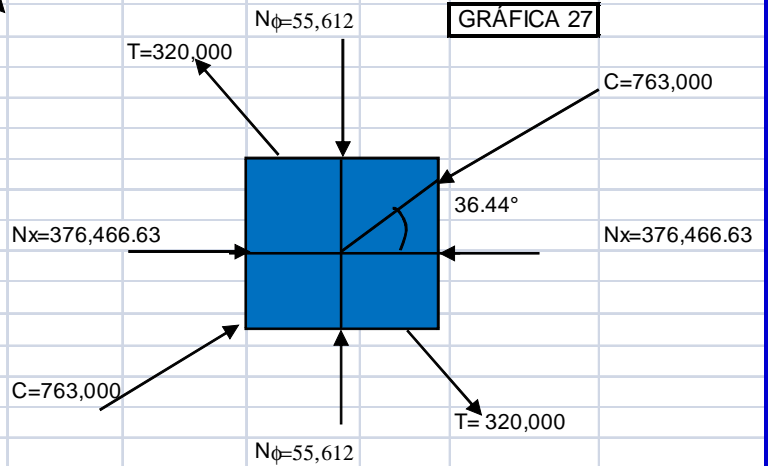
11.1 PUNTO 10

GRÁFICA 26



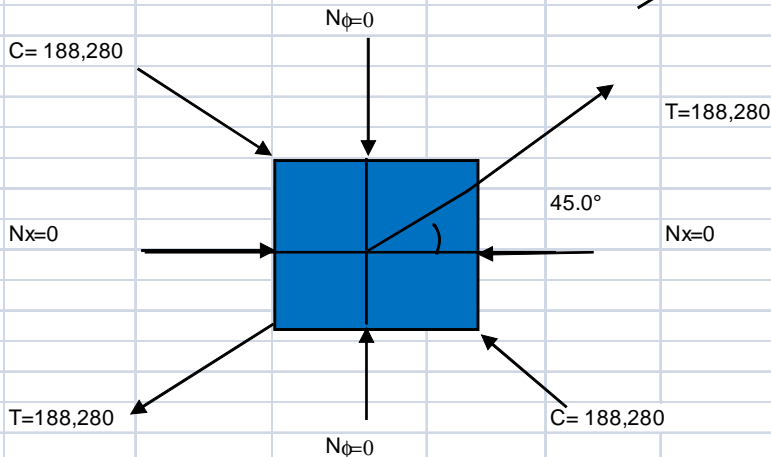
11.2 PUNTO 11

GRÁFICA 27



11.3 PUNTO 13

GRÁFICA 28



LOS PUNTOS 14,15,16 Y 17 SON ANÁLOGOS

12. CÁLCULO DE LAS ÁREAS DE ACERO POR TRACCIÓN

TABLA 18

PUNTO	T	$\phi$	$H=\cos \phi$	T*H	As cm <sup>2</sup>	Cantidad No. Var.	As calculada cm <sup>2</sup>	S separación
10	130,000	28.88	0.8756	113,828	45.17	23 # 5	45.54	# 5 @ 8 cm , en dos capas
11	320,000	36.44	0.8045	257,440	102.16	20 # 8	101.40	# 8 @ 10 cm , en dos capas
13	188,280	45.00	0.7071	133,133	52.83	27 # 5	53.46	# 5 @ 8 cm , en dos capas
14	376,560	45.00	0.7071	266,266	105.66	21 # 8	106.47	# 8 @ 10 cm ,en dos capas
15	564,840	45.00	0.7071	399,398	158.49	20 # 10	158.40	# 1 @ 10 cm , en dos capas
16	753,120	45.00	0.7071	532,531	211.32	19 # 12	216.60	# 12 @ 10 cm , en dos capas
17	941,400	45.00	0.7071	665,664	264.15	23 # 12	262.20	# 12 @ 8 cm ,en dos capas

No. Var. #	Área (cm <sup>2</sup> )
3	0.71
4	1.27
5	1.98
6	2.85
7	3.88
8	5.07
9	6.41
10	7.92
11	9.58
12	11.4

$$A_s = \frac{T*H}{f_y}$$

$$f_y = 2,520 \text{ Kg / cm}^2$$

## IV.1 DISEÑO CON BÓVEDA DE CONCRETO REFORZADO(PERALTE ROBUSTO)

### 13. ACERO POR TEMPERATURA

La función de éste acero de refuerzo que corre en dirección al claro de la losa, será la de tomar esfuerzos originados por el fraguado, resistir contracciones o dilataciones, para permitir que permanezca en su posición el concreto. De acuerdo al Reglamento del Distrito Federal, se tiene que:

$$A_{ST} = 0.003 \cdot A_c = 0.003(b \cdot h) = 0.003(100\text{cm} \cdot 800\text{cm}) = 0.003 \cdot 8000\text{cm}^2 = 24.0 \text{ cm}^2$$

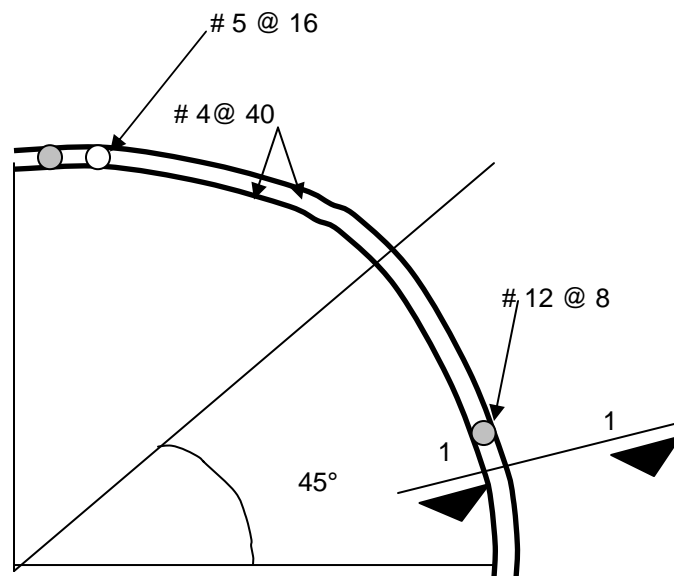
$$\text{No. Var, \# 5} = \frac{24}{1.98} = 12$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{6} = 16 \text{ en dos capas por lo tanto } \# 5 @ 16 \text{ cm en dos capas}$$

### 14. SEPARACIÓN MÁXIMA

$$S_{\text{máx}} = 3 \cdot e = 3(80) = 240 \text{ cm}$$

### 15. ARMADO PROPUESTO



### CONCLUSIONES

1. SE REQUIERE UN ESPESOR CONSIDERABLE PARA EL REVESTIMIENTO DE 80 CM, EL CUAL ES POCO ECONÓMICO.

$$1/17.5 \cdot D = 13.78/17.5 = 0.80 \text{ m de espesor}$$

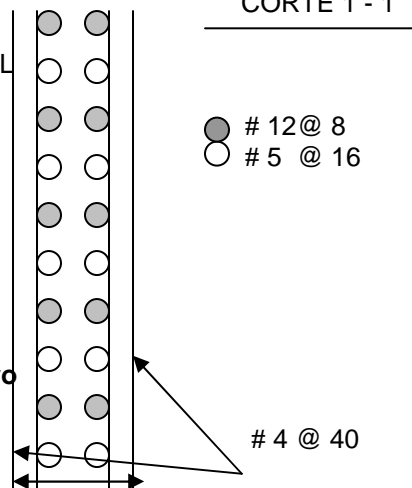
2. PARA SU CONSTRUCCIÓN SE REQUIERE CIMBRA QUE NO SE JUSTIFICA POR LA LONGITUD DEL TÚNEL.

3. si se cumple que  $H/D < 1.7D$ .....(a) y que  $H/D < 2$ .....(b), entonces se trata de un **túnel somero**

Sustituyendo datos, tenemos que:

$$H/D = 10/13.78 = 0.72 < 2 \dots\dots\dots(a')$$

$$0.72 < 1.7(13.78) = 23.43 \dots\dots\dots(b')$$



## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

---

Ya se calculó el revestimiento mediante una losa de concreto armado de 80 cm de espesor, ahora se llevará a cabo la segunda opción: la cual será mediante el empleo de rastras metálicas como sustento de los marcos a emplear como material ademante de la roca, así como de la utilización de concreto lanzado reforzado para revestir a los marcos metálicos.

### DEFORMABILIDAD

La deformabilidad es la propiedad que tiene la roca para alterar su forma como respuesta a la actuación de fuerzas. Según sea la intensidad de la fuerza ejercida, el modo en que se aplica y las características mecánicas de la roca, la deformación será permanente o elástica; en este último caso el cuerpo recupera su forma original al cesar la actuación de la fuerza. La deformabilidad de la roca se expresa por sus constantes elásticas E y  $\nu$ :

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon_{ax}} \quad (\text{unidades de esfuerzo})$$

$$\nu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{ax}} \quad (\text{adimensional})$$

El módulo de Young o bien de Elasticidad (E), define la relación lineal elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación aplicada en la dirección de aplicación del esfuerzo, y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), define la relación entre la deformación transversal y axial. Ambas constantes se obtienen del ensayo de compresión simple y definen las características de la deformación elástica – estática- de la roca. Una roca dura con comportamiento frágil presenta mayor módulo de elasticidad y menor coeficiente de Poisson que una roca blanda con comportamiento dúctil.

En realidad, las rocas no presentan un comportamiento elástico lineal, por lo que los valores de E y  $\nu$  sufren variaciones.

Los valores de E y de  $\nu$  pueden también obtenerse a partir de las velocidades de las ondas elásticas  $V_p$  y  $V_s$ , medidas en el ensayo de velocidad sónica en laboratorio, correspondiente en este caso a los valores dinámicos. El módulo de Young dinámico es mayor que el estático:  $E_d > E$ .

En la tabla 19. Se incluyen valores de  $E_{\text{dinámico}}$ ,  $E_{\text{estático}}$ , coeficiente de Poisson para diferentes rocas. Se indican los rangos más frecuentes de variación de estos parámetros, que en ocasiones son muy amplios debido a la alta variabilidad de propiedades físicas (porosidad, estructura mineral, cementación, etc.) y al carácter anisótropo de algunas rocas (presencia de laminación, esquistosidad, etc.). Para la mayoría de las rocas, el coeficiente de Poisson varía entre 0.25 y 0.33.

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

### Constantes elásticas de las rocas

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, $E$ kg/cm <sup>2</sup> ( $\times 10^5$ )	Módulo de elasticidad dinámico, $E_d$ kg/cm <sup>2</sup> ( $\times 10^5$ )	Coefficiente de Poisson, $\nu$
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,1-0,4 (0,24-0,31)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38 (0,25)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,28
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Esquistos	0,6-3,9 (2,0)		0,01-0,31 (0,12)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,25-0,29
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micaesquistos	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		
Sal	0,5-2,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.

Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Walther (1999), Duncan (1999).

**TABLA 19.** Valores de deformidad



## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

A continuación se muestran las características representativas de cada uno de los estratos que se definieron finalmente para el túnel, en cuanto a sus dimensiones (espesores de cada uno de ellos); así como sus propiedades mecánicas, como lo son: el módulo de elasticidad tanto el vertical como el horizontal, el módulo de Young y su peso volumétrico.

### DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES

**TABLA 20.**

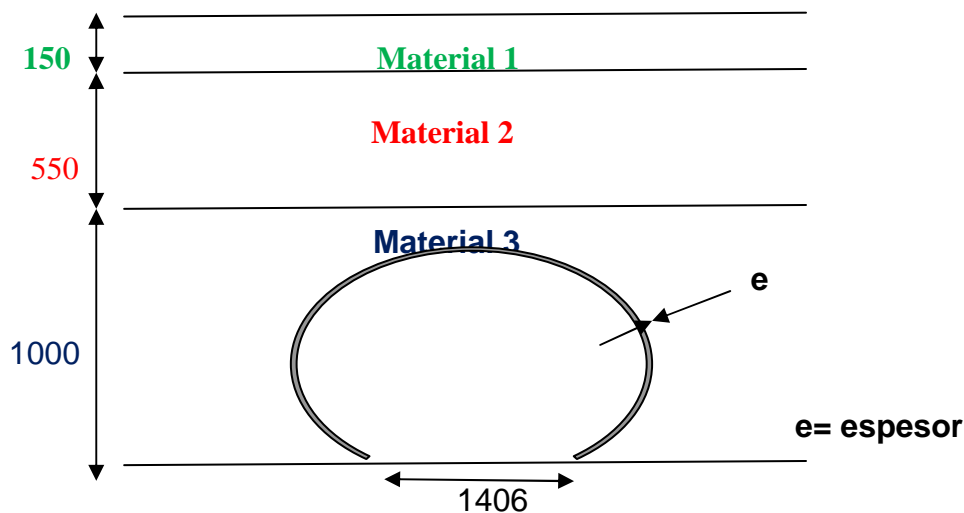
PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN

MATERIAL	DESCRIPCIÓN	MÓDULO DE ELASTICIDAD VERTICAL (ton/m <sup>2</sup> )	MÓDULO DE ELASTICIDAD HORIZONTAL (ton/m <sup>2</sup> )	RELACIÓN DE POISSON	PESO VOLUMÉTRICO (ton/m <sup>3</sup> )
1	Toba - suelo	2500	2500	0.20	1.90
2	Saprolito	15000	15000	0.00	2.10
3	Toba - roca	150000	150000	0.00	2.30

Se presenta adicionalmente el espesor del revestimiento a considerar para los dos casos a considerar para las corridas a realizar en el programa para la realización de **elementos finitos\***, que son el de 20 y 40 cm.

CASO 1: Propiedades que se indican en la tabla que arriba se muestra y  $e = 20$  cm

CASO 2: Propiedades que se indican en la tabla que arriba se muestra y  $e = 40$  cm



**GRÁFICA 29.** Sección transversal del túnel

### \*METODOLOGÍA DE DISEÑO MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El método de elementos finitos es la herramienta de cálculo numérico más popular en la ingeniería y actualmente está siendo utilizada con mayor frecuencia en la ingeniería de túneles en el mundo, en especial en la Europa occidental, y por dos razones:

- Mayor versatilidad para llevar a cabo el modelado de problemas complejos.
- El acelerado desarrollo tecnológico de la computación tanto de programas de cálculo como en equipo.

Por ejemplo, en los Estados Unidos existe una diversidad considerable de programas de elementos finitos, por mencionar algunos: STARDYNE, ANSYS, ABAQUS, MSC NASTRAN, ADINA, EASE 2 Y MARC, y en nuestro país se están empleando otros, tales como: TITOU, FEADAM84, ISEMAC, CONSOL, RHEO-STaub, SAP2000, NISA, FLAC Y PLAXIS, con lo cual se advierte el alto grado de desarrollo que ha tenido dicho método. Si bien cada programa tiene sus propias características (biblioteca de elementos, leyes constitutivas, capacidades, etc.), Brebbia (1992) comenta que después de estudiar las ventajas y desventajas de algunos ha concluido en los siguientes puntos:

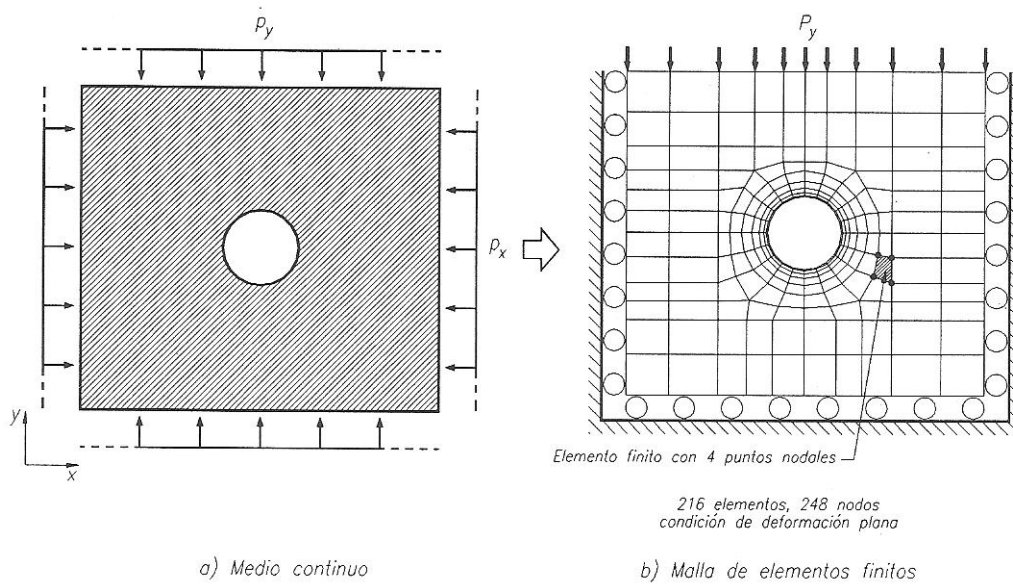
- a) que la eficacia de los programas depende de la aplicación: un programa podrá ser adecuado para un cierto tipo de análisis y para otro tal vez sea deficiente
- b) es necesario tener un conocimiento general del método y del programa que se desee emplear para poder aplicar la técnica adecuadamente.

En relación con la metodología propuesta se estudian dos problemas fundamentales: ***el estado de esfuerzos alrededor del túnel sin el revestimiento y el diseño del revestimiento.***

**ASPECTOS BÁSICOS.** La técnica modela o sustituye al medio a analizar mediante una asociación de zonas pequeñas con geometría regular conocidas con el nombre de ***elementos***. Los elementos están interconectados entre sí mediante ***puntos nodales*** que usualmente se encuentran ubicados en sus esquinas ***gráfica 30***. Cada uno de los elementos es ***finito***, es decir, geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad, de ahí el nombre del método. A esta asociación de elementos comúnmente se le llama ***mallado de elementos finitos***.

Asimismo, a ***cada elemento que conforma la malla se le asocia una relación de esfuerzo – deformación acorde con el comportamiento real del medio. Esta relación está descrita por una ley constitutiva del suelo o macizo rocoso,*** según el caso.

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO



**GRÁFICA 30.** Modelado del problema continuo con elementos finitos y especificación de la geometría del elemento y condiciones de carga

**PROCESO DE ANÁLISIS.** Consiste básicamente en que **cualquier cambio en las condiciones originales del sistema provocará un desplazamiento de los nodos del o los elementos afectados, y estos desplazamientos a su vez impactarán en el comportamiento de los elementos vecinos** y así sucesivamente. **Esta compleja interrelación entre los elementos interconectados hace que el tratamiento matemático sea altamente sofisticado.**

Dado que **los desplazamientos en cualquier punto del elemento están relacionados con los desplazamientos en los nodos**, es posible calcular los esfuerzos en el elemento a partir de **las relaciones esfuerzo – deformación, por lo que los desplazamientos en los nodos son las variables fundamentales.**

**RESULTADOS.** Dadas las condiciones de carga o deformación en los nodos, la configuración geométrica y las propiedades de cada uno de los elementos, es factible evaluar los desplazamientos en los puntos nodales y los esfuerzos internos en cada elemento mediante la técnica de elementos finitos.

**VENTAJAS.** Simulación de condiciones geométricas complejas, utilización de diferentes leyes constitutivas para suelos y rocas, modelado de heterogeneidades y discontinuidades, y el análisis cualitativo y cuantitativo de los procesos constructivos.

**DESVENTAJAS.** La solución de problemas complejos requiere de gran capacidad de almacenamiento y de tiempo de cómputo. Los usuarios de los programas requieren de una mayor preparación. Para la interpretación de los resultados es necesario llevar a cabo un pos procesamiento de los datos con programas de graficación sofisticados.

**SIMPLIFICACIONES.** En todas las técnicas para modelar existe gran dificultad para representar fielmente las condiciones reales del problema, y el método de elemento finito no es la excepción. La complejidad del modelado del comportamiento del sistema medio – túnel, la definición de las leyes constitutivas del medio y la obtención de las propiedades geomecánicas, entre otras dificultades, obligan a simplificar el modelo de cálculo.

Entre las simplificaciones más recurridas se tienen: emplear modelos bidimensionales en vez de tridimensionales, utilizar secciones simétricas, simplificar las leyes constitutivas para la definición del medio y hacer uso de modelos simplificados del procedimiento constructivo. Las dos primeras simplificaciones están encaminadas primordialmente a reducir el tamaño y la complejidad del análisis, el costo del procesado y las dificultades de la interpretación de los resultados, y las segundas se deben a la dificultad que existe en evaluar los parámetros que las definen; son adecuadas ya que inducen un mínimo de errores en el análisis, a menos que la problemática a resolver indiquen lo contrario. Por otra parte, **estas simplificaciones del modelo hacen que el diseñador requiera de una gran experiencia, ya que la inadecuada aplicación de modelos, la mala selección de elementos y parámetros geotécnicos y tamaño y tipo de malla de elementos finitos conduce a resultados erróneos (inexactitud del análisis, inadecuada convergencia y veracidad de la solución, y errores de redondeo durante el cálculo numérico).**

**APLICACIÓN A LA INGENIERÍA DE TÚNELES.** El *medio, ya sea macizo rocoso o suelo, se modela como idealmente homogéneo, isótropo y continuo*; sin embargo en determinados casos es necesario que se consideren a *las heterogeneidades, como anisotrópicas y/o discontinuas, especialmente cuando sus dimensiones son comparables con las del túnel. Puesto que las propiedades geomecánicas de un macizo rocoso están gobernadas por las propiedades y las características de la roca intacta, así como por las discontinuidades, y teniendo una influencia mayor estas últimas.*

### CONSTRUCCIÓN DE MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

*“La malla de elementos finitos debe reproducir fielmente las condiciones geométricas del análisis”.*

El número de elementos a emplear para formar la malla debe elegirse bajo el principio de que un gran número de elementos si bien incrementa la exactitud del análisis, por otro lado genera mayor costo, además de requerir de gran esfuerzo en el diseño de la malla. **Un punto en común entre los especialistas es el balancear los dos aspectos anteriores (número de elementos y costo) y en general, la mejor malla es la más simple.**

Algunas reglas empíricas para la adecuada construcción de la malla son:

- 1.- La separación mínima que debe existir entre las fronteras de la malla y las del túnel es de 5 veces la dimensión mayor del túnel; la posición de la frontera superior de la malla depende de las condiciones del problema en cuestión. Lo anterior tiene la finalidad de no inducir alteraciones en el estado de esfuerzos alrededor del túnel ocasionados por la cercanía de las fronteras.
- 2.- La relación largo/ ancho del elemento debe ser menor de 3, ya que se generan considerables errores de cálculo.
- 3.- Emplear elementos pequeños en zonas donde se esperen grandes cambios en el estado de esfuerzos (densificación de la malla); por ejemplo: alrededor de la periferia de la cavidad y en la zona de apoyo de las zapatas del revestimiento.

**PUNTOS NODALES**

Cada uno de los elementos se define por **nodos** y por su entorno *constituido por líneas, generalmente rectas*. Cada nodo tiene *seis componentes de desplazamiento: desplazamientos en las direcciones X, Y y Z, y de rotación respecto de los ejes X, Y y Z*. **Las direcciones asociadas con estas seis componentes de desplazamiento son conocidas como grados de libertad de los puntos nodales.**

Los grados de libertad asociados a cada nodo dependen del tipo de elemento que conformen y de las condiciones especiales del análisis, como es el caso de los nodos ubicados en la frontera de la malla de elementos.

Si bien cada programa contiene su propio catálogo de elementos finitos, en la tabla 21.

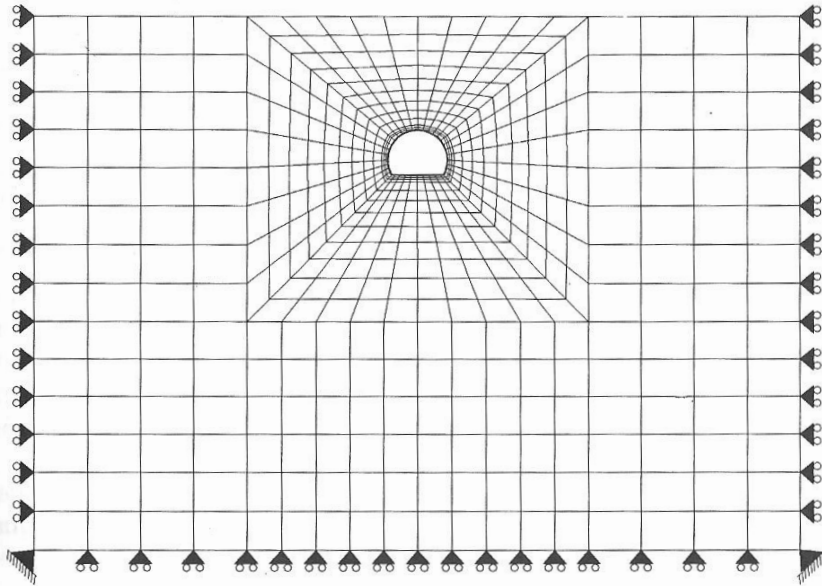
<i>Tipo de elemento</i>	<i>Dirección de desplazamiento</i>			<i>Rotación respecto de ejes</i>		
	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Z</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Z</i>
<i>Viga 2-D (plano x-y)</i>	libre	libre	fija	fija	fija	libre
<i>Viga 3-D</i>	libre	libre	libre	libre	libre	libre
<i>Cascarón 3-D</i>	libre	libre	libre	libre	libre	libre
<i>Semisólido (plano x-y)</i>	libre	libre	fija	fija	fija	fija
<i>Sólido</i>	libre	libre	libre	fija	fija	fija

*Nomenclatura: D= Dimensión*

**TABLA 21.** Grados de Libertad en elementos

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

Se ejemplifican los diferentes grados de libertad que puede tener un nodo en función del tipo de elemento, y en la gráfica 31 se indican las restricciones de los nodos situados en la frontera de la malla.



**GRÁFICA 31.** Restricciones de los nodos de frontera

Existen dos pasos generales a realizar en la definición del elemento:

- 1.- Seleccionar el *tipo de elemento*.
- 2.- Elegir la *ley constitutiva* que gobernará su relación esfuerzo – deformación.

Dado que las opciones existentes para la selección del elemento y su ley constitutiva son numerosas, a continuación se ofrecen ideas para una mejor definición del elemento desde el punto de vista del diseño de túneles.

### TIPOS DE ELEMENTOS

Actualmente se cuenta con una diversidad de elementos propiciada por la expansión que ha tenido el método en otros campos de la ingeniería. En la tabla 22 se citan aquellos elementos que son de común en el campo de la geotecnia. Es necesario señalar que el tipo de elemento a utilizar en un análisis depende principalmente de dos factores: **del catálogo que contenga el programa y de las características del medio que se modela.**

**En la misma tabla se encuentran los elementos semisólidos, los cuales son de interés porque es una representación del espacio tridimensional en el bidimensional. Dado que en general el modelado con elementos finitos en la geotecnia se realiza en el espacio bidimensional, los**

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

**elementos más empleados son los semisólidos con deformación plana par discretizar al medio, y los tipo viga, mientras que los semisólidos y cascaron se emplean para representar el revestimiento.**

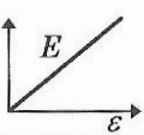
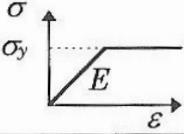
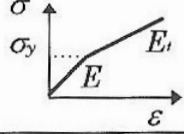
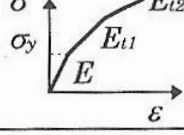
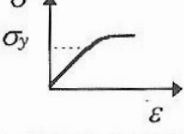
Si bien los elementos fusil (gap) y amortiguadores son empleados para conexión de estructuras, como puede suceder entre el medio y el revestimiento y al modelar una discontinuidad, su aplicación está restringida, debido principalmente a la dificultad en la evaluación de los parámetros que los definen.

Elementos		Grados de libertad	Nº de nodos	Características	Forma
Tipo	Nombre				
Puntual	Masa concentrada	Hasta 6	1	Masa concentrada en un punto, con o sin inercia a la rotación. Puede utilizarse en análisis no lineales.	
Lineal	Tubo	2, 3 ó 6	2	Análisis bidimensional y tridimensional. Caracterización no lineal tanto en geometría como en propiedades.	
	Resorte				
	Cable				
Viga	Viga	3 ó 6	2	Análisis bidimensional y tridimensional. Capacidad de alargamiento, pandeo y torsión. Caracterización no lineal tanto en geometría como en propiedades.	
Semi-sólido	Bidimensional con estado de deformación plana	2 ó 3	3 a 12	Sólidos asimétricos en estado de esfuerzos plano y en estado de deformaciones plana. No linealidad geométrica y de propiedades del elemento.	
	Bidimensional con estado de esfuerzo plano				
	Axisimétrico				
Sólido	Sólido	3	8 a 20	Sólidos en forma de placas y compuestos de diferentes capas. No linealidad geométrica y de propiedades del elemento.	
Cascarón	Cascarón	6	2 a 12	Cascarones asimétricos con o sin carga asimétrica.	
Fusil (Gap)	Fusil	2 ó 3	2	Bi o tridimensional. Con amortiguamiento.	
Amortiguador	Amortiguador	3	2	Amortiguamiento en 3 dimensiones.	

**TABLA 22. Tipos de elementos**

**LEYES CONSTITUTIVAS**

El comportamiento esfuerzo – deformación de los elementos en el análisis en el análisis numérico queda representado mediante una ley constitutiva, la cual es una expresión obtenida a partir de la observación experimental. Actualmente existe una diversidad de leyes constitutivas que tratan de representar los diferentes comportamientos observados tanto en suelos como en rocas; los comúnmente empleados en el ramo de la geotecnia se mencionan en la tabla 23. En primer lugar se indica la ley más sencilla que representa el comportamiento elástico – lineal, la cual se define únicamente con el módulo de elasticidad y la relación de Poisson; posteriormente, se va integrando el criterio de plastificación a la condición elástica desde su forma más simple, elástico – perfectamente plástico, hasta llegar al modelo con el criterio de Ramberg – Osgood.

<i>Ley constitutiva</i>		<i>Comportamiento</i> $\sigma-\epsilon$	<i>Parámetros requeridos</i>
Elástico-lineal (Hooke)	isótropico		<i>E</i> y <i>v</i>
	ortotrópico		<i>E</i> , <i>v</i> y <i>G</i> : en todas direcciones
Elastoplástico isótropo	Elástico, perfectamente plástico		<i>E</i> , $\sigma_y$ y <i>v</i>
	Elástico con endurecimiento lineal		<i>E</i> , <i>E<sub>t</sub></i> , $\sigma_y$ y <i>v</i>
	Elástico con endurecimiento lineal en segmentos		<i>E</i> , <i>E<sub>t1</sub></i> , ..., <i>E<sub>tn</sub></i> , $\sigma_y$ y <i>v</i>
	Elasto-plástico según el criterio de Ramberg-Osgood		<i>E</i> , $\sigma_y$ , <i>v</i> , <i>n</i> y $\sigma_{0.7}$ $\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{3}{7} \frac{\sigma_{0.7}}{E} \left( \frac{\sigma}{\sigma_{0.7}} \right)^n$
<i>Nomenclatura:</i> <i>E</i> : módulo de elasticidad $\sigma_y$ : criterio de cedencia $\sigma_{0.7}, n$ : parámetros del criterio Ramberg-Osgood		<i>E<sub>t</sub></i> : módulo tangente elastoplástico <i>v</i> : relación de Poisson <i>G</i> : módulo de rigidez al cortante	

**TABLA 23.** Leyes constitutivas



## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

En la definición de las leyes elastoplásticas se involucran parámetros adicionales como el criterio de cedencia ( $\sigma_y$ ), las reglas de endurecimiento y las de flujo.

- a) Selección de la ley constitutiva en suelos. Desde un punto de vista riguroso, la selección del comportamiento observado en las pruebas de laboratorio y campo realizadas al suelo. En dichas pruebas debe considerarse la variabilidad de los parámetros del suelo en relación con la trayectoria de esfuerzos, el tiempo y el contenido de agua. En la tabla 24 se indican criterios generales para la selección de la ley constitutiva, basados en múltiples observaciones del comportamiento de los suelos; se aprecia que domina el comportamiento *elastoplástico*.

Contenido de agua ( $w$ )	Corto Plazo	Largo Plazo	Condición
$w \approx LL$	<p><i>Elastoplástico con resistencia residual</i></p>	<p><i>Plástico</i></p>	<i>Normalmente consolidado</i>
$w \approx LP$	<p><i>Plástico</i></p>	<p><i>Plástico con resistencia residual</i></p>	<i>Preconsolidado</i>
<i>Nomenclatura: <math>\sigma_r</math>: resistencia residual, <math>LL</math>: límite líquido, <math>LP</math>: límite plástico</i>			

**TABLA 24.** Criterios de selección de las leyes constitutivas en suelo

En suelos muy plásticos es común que se presente un comportamiento viscoso; al respecto, actualmente existen pocos programas comerciales que toman en cuenta este efecto (por ejemplo el programa PLAXIS), sin embargo no se entrará en detalle. Para suelos duros o compactos, la regla general a seguir es considerar un comportamiento elástico o falla frágil, en especial a niveles bajos de esfuerzo.

IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

- b) Selección de la ley constitutiva en macizos rocosos. Las leyes constitutivas están gobernadas fuertemente por las discontinuidades en el macizo rocoso, por lo que la estimación de los parámetros de las leyes se deberá dirigir hacia el comportamiento inducido por dichas discontinuidades y no únicamente a la roca intacta. En general, se recomienda considerar un *comportamiento elástico – lineal con falla frágil en condiciones de esfuerzo de confinamiento bajos*, y en caso contrario emplear una ley elastoplástica.
- c) Criterios de cedencia. Los criterios de cedencia o falla comúnmente utilizados en suelos y macizos rocosos se presenta en la tabla 25.

<i>Criterios de falla</i>		<i>Aplicabilidad</i>	
<i>Nombre</i>	<i>Expresión</i>	<i>Suelos</i>	<i>Macizos rocosos</i>
Mohr-Coulomb	$s = c + \sigma_n \tan \phi$ $\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$	SI	SI
Tresca	$s \leq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$	SI	ESPORÁDICA
Esfuerzo cortante octahédrico	$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_i^2 \text{ o } 2\sigma_c^2$	SI	ESPORÁDICA
Hoek-Brown	$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s_h\sigma_c^2}$	ESPORÁDICA	SI
<b><i>Nomenclatura;</i></b>			
<i>s</i> : resistencia del medio, $\sigma_n$ : esfuerzo normal, $\sigma_1, \sigma_2$ y $\sigma_3$ : esfuerzos principales $\sigma_c, \sigma_t$ : resistencias a la compresión y tensión en prueba uniaxial, respectivamente <i>m, s<sub>h</sub></i> : constantes que dependen del material (inciso 3.3)			

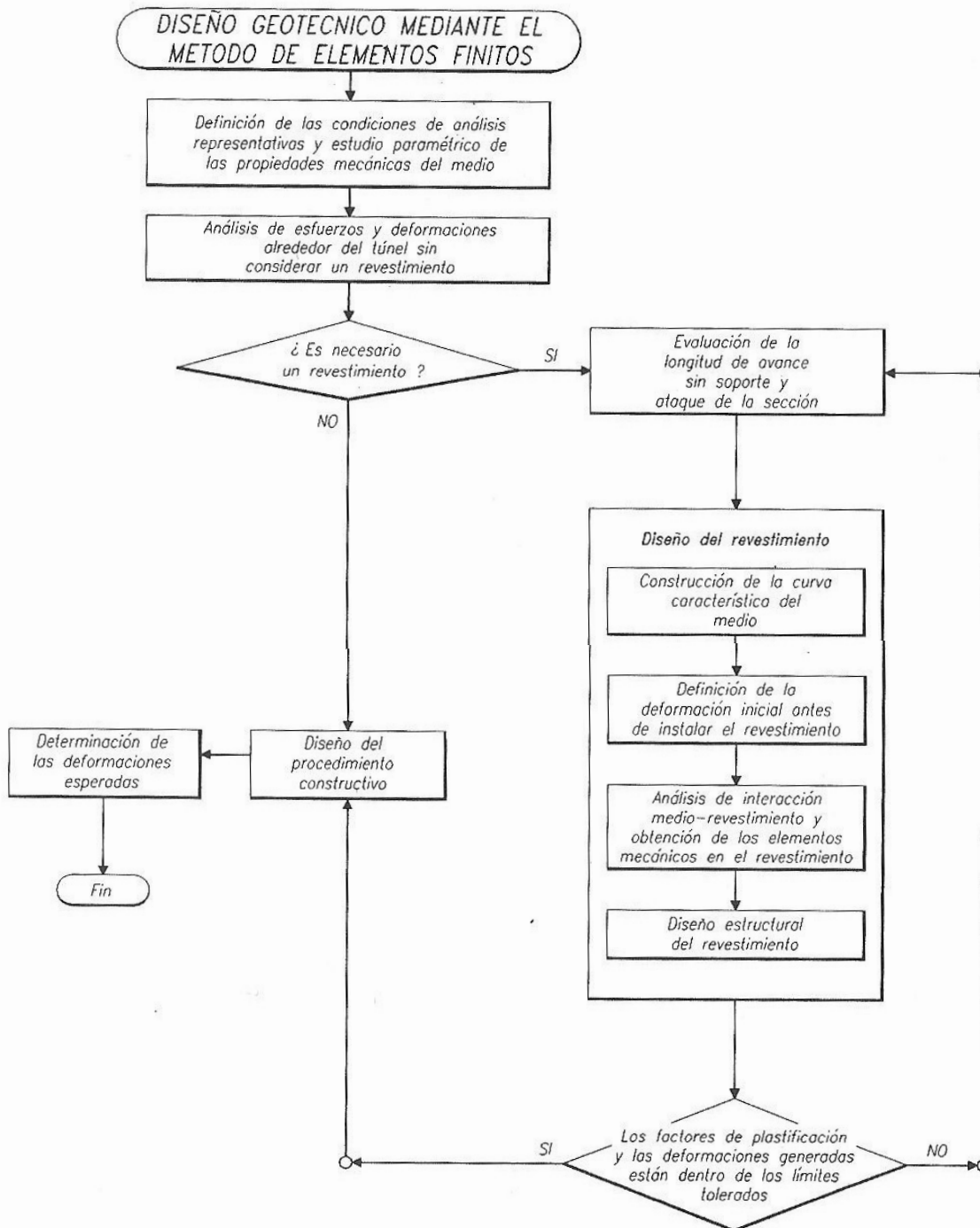
**TABLA 25.** Criterios de cadencia comúnmente empleados en geotecnia

### METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

En la gráfica 32 se muestra mediante un diagrama de flujo la metodología de análisis propuesta, la cual se divide en seis etapas:

- i) *Definición del modelo.* Se determinan todas las características geométricas, propiedades mecánicas y estados de esfuerzos incidentes en el modelo con base en los estudios de exploración y pruebas de laboratorio.
- ii) *Necesidad de revestimiento.* A partir del análisis de esfuerzos alrededor del túnel se decide si es necesario que la excavación tenga un soporte.
- iii) *Análisis de estabilidad de la excavación.* Se define el ataque de la sección del túnel y la longitud máxima de excavación sin soporte siguiendo criterios empíricos para el caso de macizos rocosos, y para los suelos según el factor de seguridad del frente y falla local de la clave.
- iv) *Diseño del revestimiento.* Con base en un análisis de interacción medio – revestimiento se obtienen las características estructurales del revestimiento.
- v) *Diseño del procedimiento constructivo.* Con los resultados obtenidos del análisis de estabilidad de la excavación y los del diseño del revestimiento se define el procedimiento constructivo.
- vi) *Deformaciones esperadas.* Considerando el procedimiento constructivo a emplear y utilizando la técnica de elementos finitos se obtienen las deformaciones esperadas en la periferia del túnel con revestimiento y el asentamiento total generado en superficie.

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO



**GRÁFICA 32.**

*Metodología propuesta para el diseño de túneles utilizando el método de elementos finitos*

### ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499

#### ANÁLISIS EFECTUADOS

Para obtener los diagramas de elementos mecánicos actuantes sobre el revestimiento, se hicieron varios análisis de elementos finitos. En primer término se construyó un modelo bidimensional del túnel, mediante elementos de deformación plana, para representar al medio, y elementos viga dimensional para modelar el revestimiento del túnel. Simultáneamente se construyó un modelo del medio donde se localizará el túnel, aún sin la excavación, con el propósito de obtener las presiones geostáticas con las cuales se cargó al revestimiento del túnel. Para obtener mayor información se analizaron varios modelos variando consistentemente las propiedades mecánicas de los materiales donde se construirá el túnel. Principalmente se consideraron variaciones sobre el módulo de Young horizontal y vertical de los materiales. Los resultados que se presentan corresponden a los casos que se suponen más representativos del problema que se desea modelar:

CASO 1: ANÁLISIS DEL PERALTE CON RECUBRIMIENTO DE REVESTIMIENTO DE 0.20 m DE ESPESOR

CASO 2: ANÁLISIS DEL PERALTE CON RECUBRIMIENTO DE REVESTIMIENTO DE 0.40 m DE ESPESOR

#### CON EXCAVACIÓN Y SIN REVESTIMIENTO: CASO 1 Y 2

- a) gráficas de desplazamiento absolutos (GRÁFICA 33,GRÁFICA 35 )
- b) gráficas de deformaciones superpuestas(GRÁFICA 34,GRÁFICA 36)
- c) gráficas de esfuerzos cortantes (GRÁFICA 37,GRÁFICA 38 )

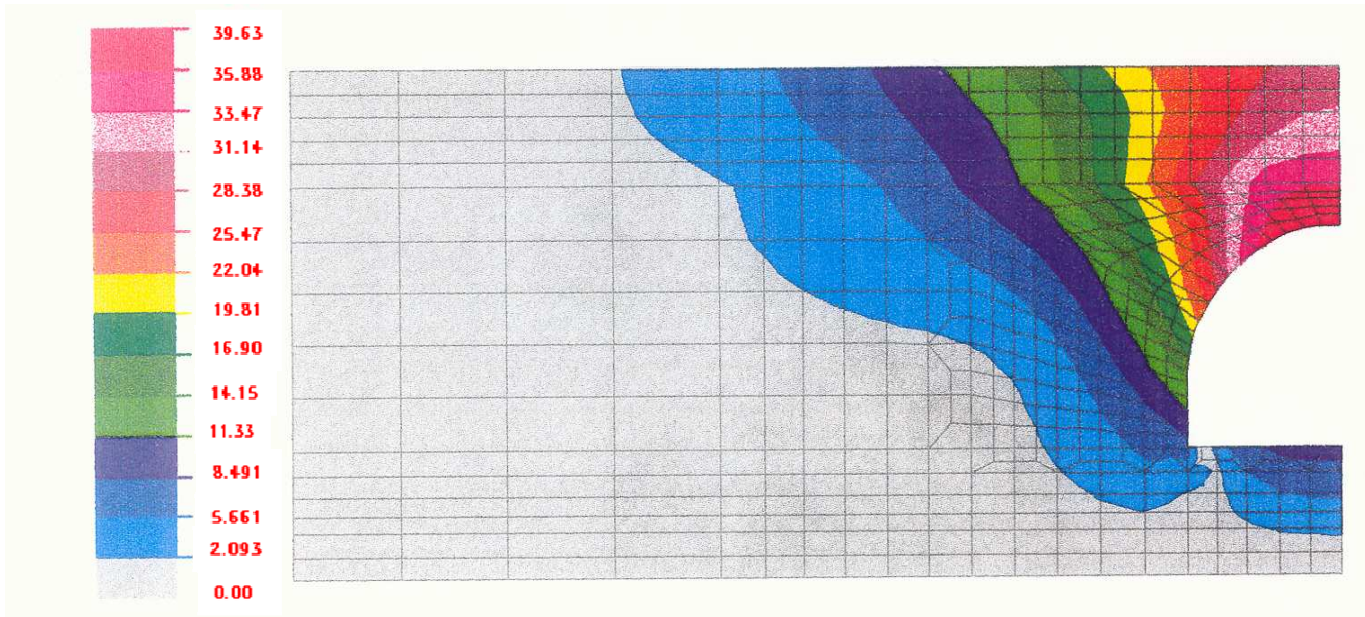
#### CON EXCAVACIÓN Y CON REVESTIMIENTO ELEGIDO: CASO 1

- d) gráficas de cortante (GRÁFICA 39)
- e) gráficas de desplazamientos absolutos (GRÁFICA 40)

También se graficaron los elementos mecánicos resultantes de los análisis (sólo se graficaron las fuerzas normales y los momentos flexionantes actuantes sobre el revestimiento (ver GRÁFICA 42, 44 y 45).

ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499



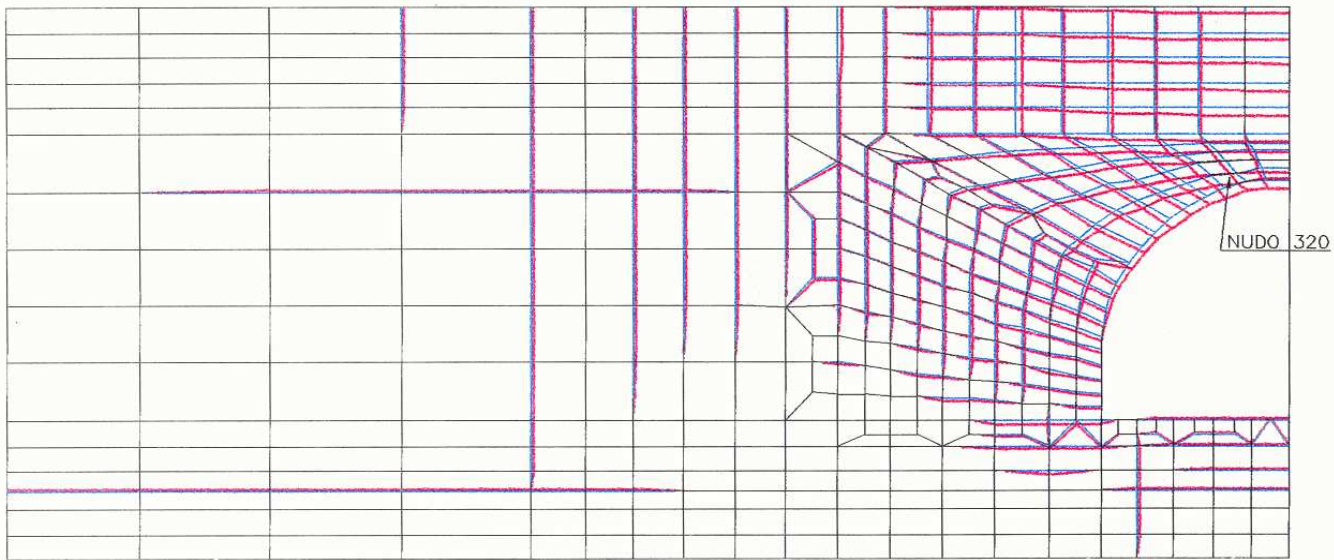
**GRÁFICA 33 . DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS**

**CASO 1**

EN LA PRESENTE GRÁFICA SE PRESENTAN LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS, INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE EJECUTADO LA EXCAVACIÓN CONSIDERANDO UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE  $D=14.20\text{m}$  ( $r= 7.10\text{m}$ ). DONDE SE OBSERVA QUE LOS DESPLAZAMIENTOS O RELAJACIONES PROVOCADOS POR EL CAMBIO DE TENSIONES EN EL TERRENO, PRESENTAN UN MAYOR INCREMENTO EN EL ESFUERZO VERTICAL ( $\sigma_v$ ) QUE TENDRÁ QUE SOPORTAR EL REVESTIMIENTO PROPUESTO. DICHO RELAJAMIENTO DEL TERRENO OCASIONA DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE ENTRE 2.84 A 3.96 cm. QUE SE PRESENTAN PRECISAMENTE EN LA CLAVE DEL TÚNEL. ESTOS **DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS** CUYA INTERPRETACIÓN ES LA SUMA DE LOS DESPLAZAMIENTOS OCASIONADOS TANTO POR LA EXCAVACIÓN DEL TÚNEL COMO POR EL PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS. Y SE CONSIDERAN **DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS** A AQUELLOS GENERADOS ÚNICAMENTE POR LA EXCAVACIÓN. Y QUE PARA CASOS PRÁCTICOS SE CONSIDERAN QUE ESTOS DESPLAZAMIENTOS ESTÁN DENTRO DEL RANGO DE ACEPTABILIDAD.

ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499



DEFORMACIÓN MÁXIMA = 0.04 m EN EL NUDO 320

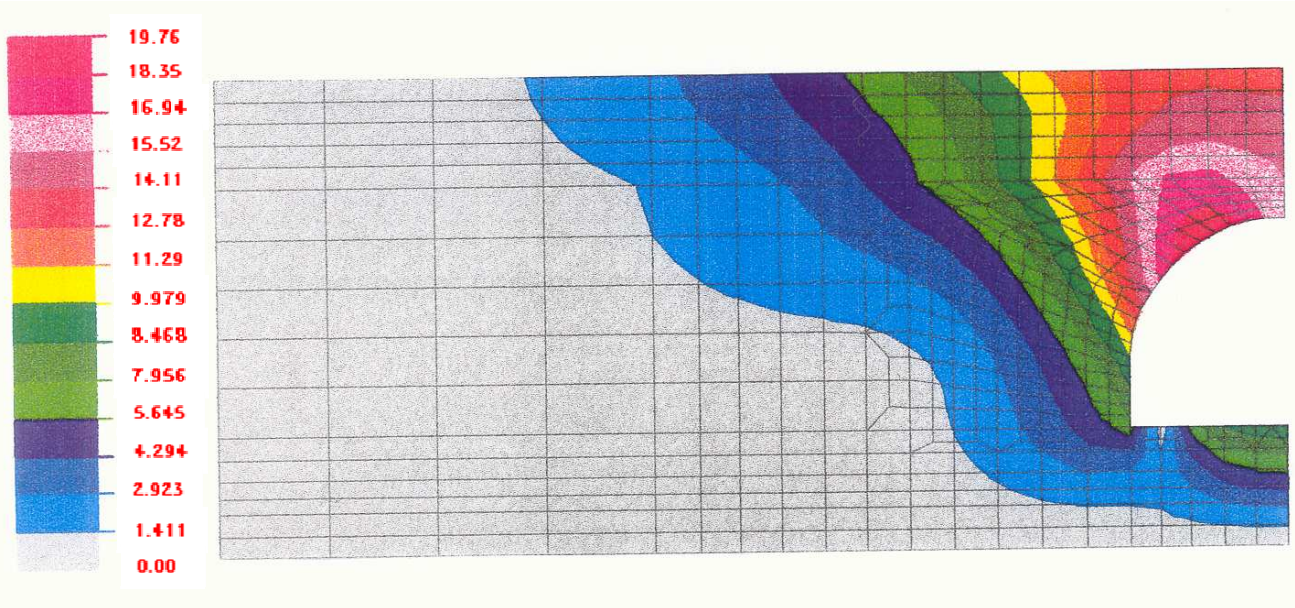
**GRÁFICA 34 . DEFORMACIONES SUPERPUESTAS**

**CASO 1**

EN LA PRESENTE GRÁFICA SE PLASMAN LAS DEFORMACIONES QUE SE CONSIDERA SE PRESENTEN EN EL TERRENO INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE EJECUTADO LA EXCAVACIÓN DE LA SECCIÓN TOTAL DEL TÚNEL. DONDE SE OBTUVO QUE LA DEFORMACIÓN MÁXIMA ES IGUAL A 0.04 m, ES DECIR 4.00 cm Y SE PRESENTA EN EL NUDO 320.

ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499



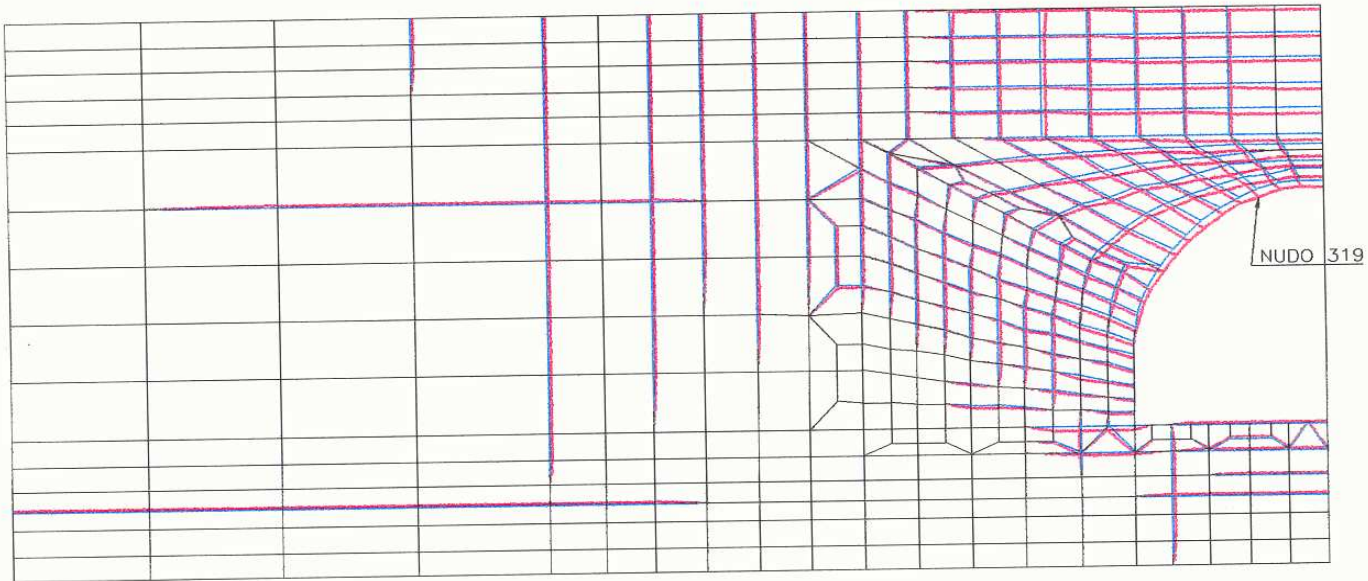
**GRÁFICA 35 . DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS**  
**CASO 2**

EN LA PRESENTE GRÁFICA SE PRESENTAN LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS, INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE EJECUTADO LA EXCAVACIÓN CONSIDERANDO UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE  $D=14.60m(r= 7.30m)$ . YA QUE PARA EL ELEMENTO DE CONTENCIÓN O REVESTIMIENTO DE ESPESOR DE 40 CM, SE REQUIERE DE MAYOR EXCAVACIÓN PARA GUARDAR LA MISMA DIMENSIÓN DEL RADIO (r) QUE EL CASO 1, INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE EJECUTADO LA EXCAVACIÓN DE LA SECCIÓN , EL RELAJAMIENTO PRESENTE EN EL TERRENO OCASIONA DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DE ENTRE 1.41 A 1.98 cm, SITUADOS EN LA CLAVE DEL TÚNEL.



ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499



DEFORMACIÓN MÁXIMA = 0.0025 m EN EL NUDO 319

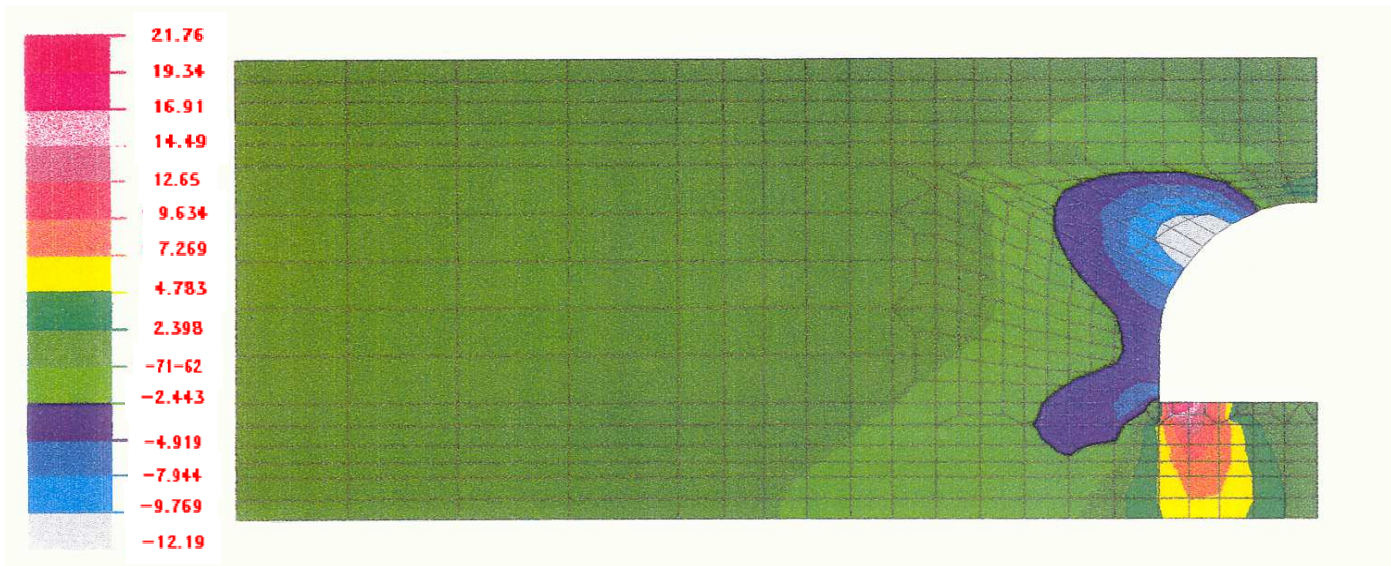
**GRÁFICA 36 . DEFORMACIONES SUPERPUESTAS**

**CASO 2**

EN LA PRESENTE GRÁFICA SE PLASMAN LAS DEFORMACIONES QUE SE CONSIDERA SE PRESENTEN EN EL TERRENO INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE EJECUTADO LA EXCAVACIÓN DE LA SECCIÓN TOTAL DEL TÚNEL. DONDE SE OBTUVO QUE LA DEFORMACIÓN MÁXIMA ES IGUAL A 0.0025 m, ES DECIR 0.25 cm Y SE PRESENTA EN EL NUDO 319.

ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499



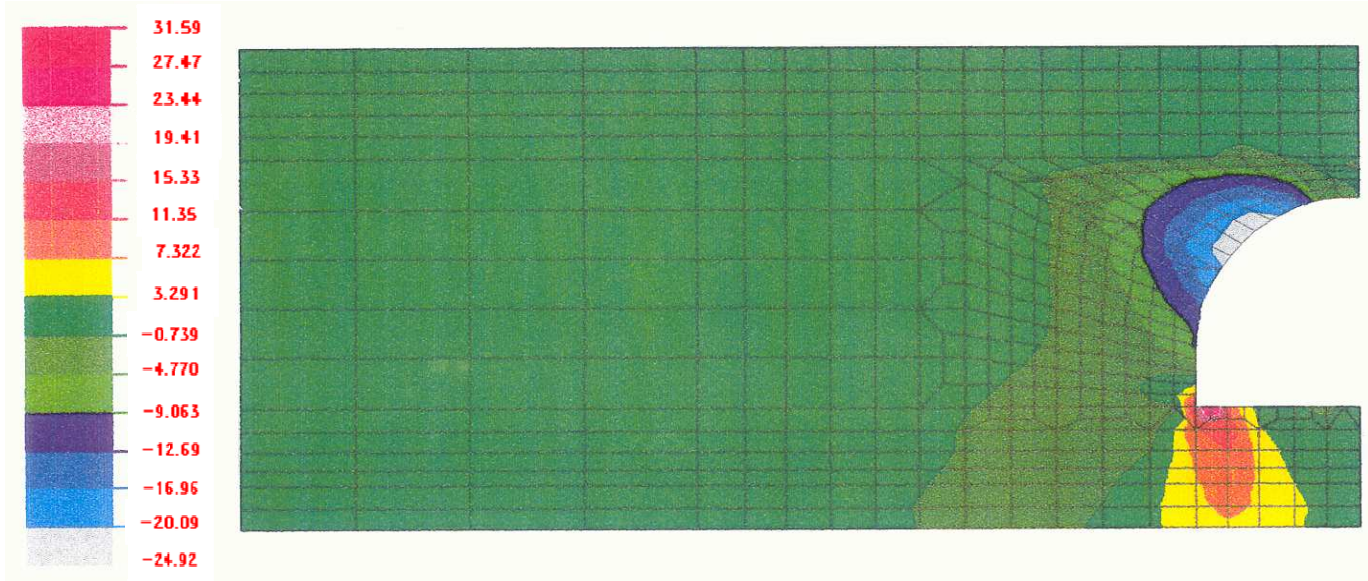
**GRÁFICA 37 . CORTANTE EN EL PLANO XY**

**CASO 1**

GRÁFICA QUE PRESENTA EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO ARROJANDO VALORES DE 49.19 A 79.44 TON. CORTANTES MÁXIMOS QUE SE GENERAN EN LA PARTE CORRESPONDIENTE A LA UBICACIÓN DE LAS ZAPATAS.

ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499



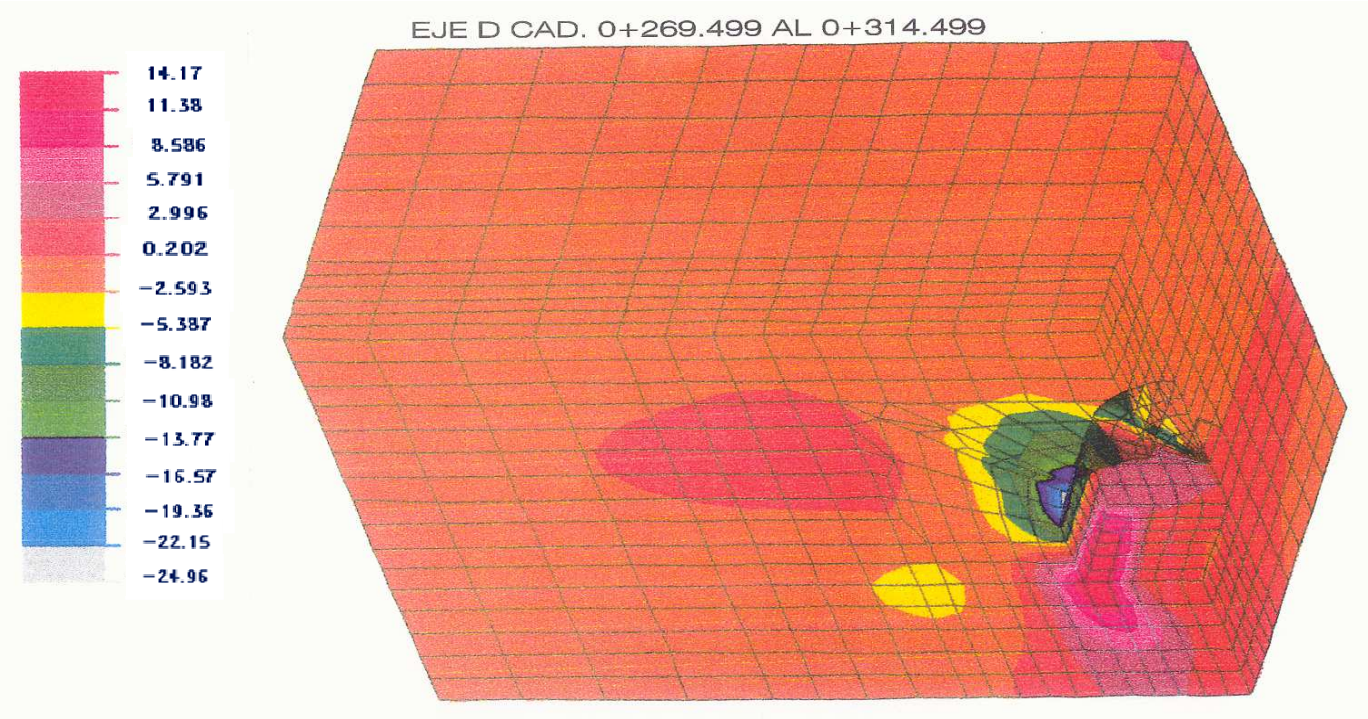
**GRÁFICA 38 . CORTANTE EN EL PLANO XY**

**CASO 2**

GRÁFICA QUE PRESENTA EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO, ARROJANDO VALORES MÁXIMOS DE 19.41 A 31.59 TON. CORTANTES MÁXIMOS QUE SE GENERAN EN LA CONTRABÓVEDA. EN SU PARTE DE CORRESPONDIENTE A LA UBICACIÓN DE LAS ZAPATAS.

ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499

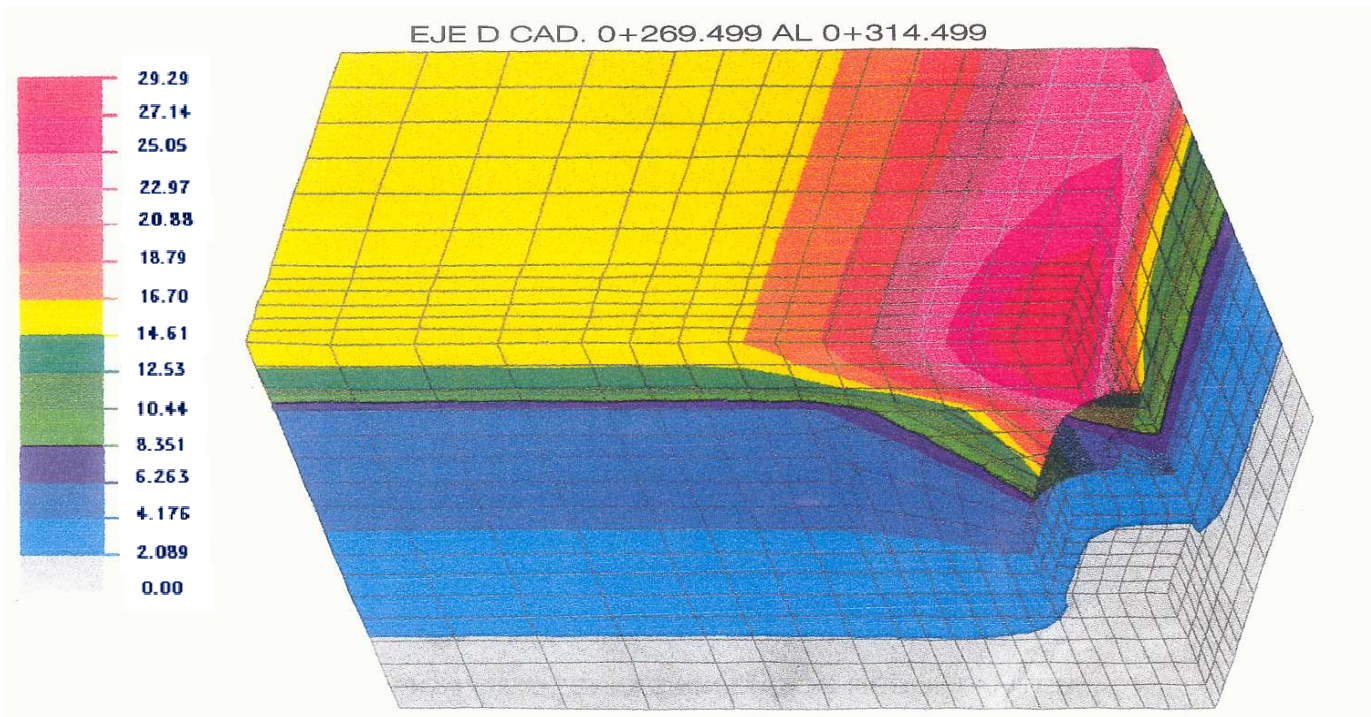


**GRÁFICA 39** . CORTANTE EN EL PLANO XY DE FORMA TRIDIMENSIONAL

GRÁFICA QUE PRESENTA EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO EN INTERACCIÓN CON EL REVESTIMIENTO CON UN ESPESOR DE 20 CM. ARROJANDO VALORES MÁXIMOS DE 57.91 A 141.7 TON. CORTANTES MÁXIMOS QUE SE GENERAN EN LA CONTRABÓVEDA. EN SU PARTE DE CORRESPONDIENTE A LA UBICACIÓN DE LAS ZAPATAS. ESTO CUANDO LAS PRESIONES EN EL TERRENO SEAN ESTABILIZADO.

ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE

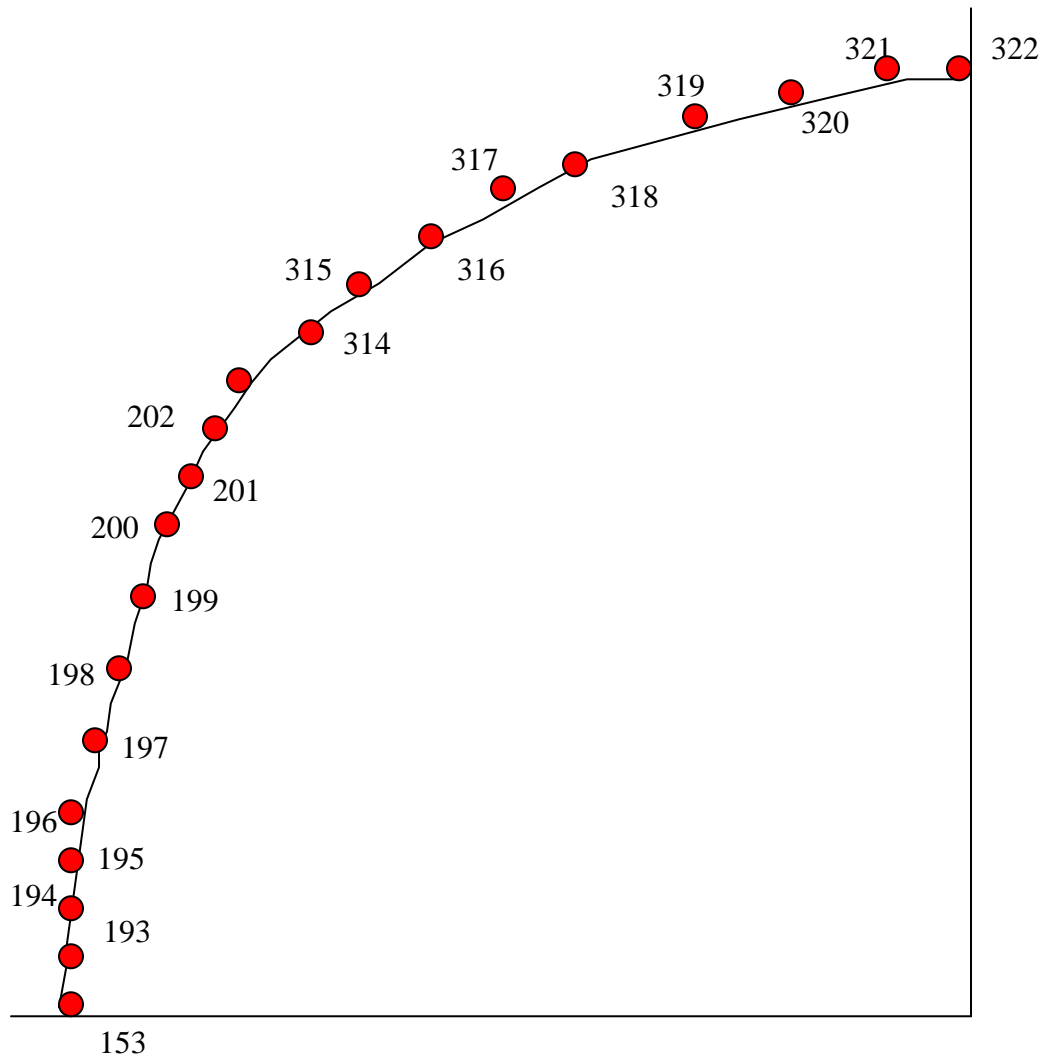
EJE D CAD. 0+269.499 AL 0+314.499



**GRÁFICA 40 . DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS  
DE FORMA TRIDIMENSIONAL**

GRÁFICA QUE PRESENTA EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO EN INTERACCIÓN CON EL REVESTIMIENTO CON UN ESPESOR DE 20 CM. ARROJANDO VALORES MÁXIMOS DE RELAJAMIENTO DEL TERRENO EN LA ZONA DE LA CLAVE DE 2.30 A 2.93 cm. ESTO CUANDO LAS PRESIONES EN EL TERRENO SEAN ESTABILIZADO

**GRÁFICA 41. DISTRIBUCIÓN DE NUDOS**



**TABLA 26. COMPRATIVA DE DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE LA EXCAVACIÓN, SIN REVESTIMIENTO**

REVESTIMIENTO	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (cm)	DEFORMACIONES MÁXIMAS (cm)	COMPORTAMIENTO
CASO 1: ESPESOR 20 CM	DE 2.84 A 3.96	4.00	ELÁSTICO -LINEAL
CASO 2: ESPESOR 40 CM	DE 1.41 A 1.98	0.25	ELÁSTICO -LINEAL

DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES PERMISIBLES EN AMBOS CASOS: 1 Y 2

**TABLA 27. DESPLAZAMIENTOS Y CORTANTE MÁXIMO DESPUÉS DE LA EXCAVACIÓN Y CON REVESTIMIENTO NO DEFINITIVO (SÓLO SE CONSIDERA MARCOS METÁLICOS, FALTANDO ADICIONAR REVESTIMIENTO PRIMARIO, MALLA SOLDADA, REVESTIMIENTO SECUNDARIO)**

REVESTIMIENTO	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (cm)	CORTANTE MÁXIMO (ton.)	COMPORTAMIENTO
CASO 1: ESPESOR 20 CM	2.30 A 2.93	DE 57.91 A 141.7	ELÁSTICO -LINEAL

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

### ENTRONQUE A REAL DEL MONTE

#### ANÁLISIS DEL PERALTE CON RECUBRIMIENTO DE REVESTIMIENTO DE 0.2 m

ROCA ZONA DE INFLUENCIA  $E_v=150,000 \text{ T/m}^2$  ;  $E_h=150,000 \text{ T/m}^2$

ROCA FUERA DE ZONA DE INFLUENCIA  $E_v=150,000 \text{ T/m}^2$  ;  $E_h=150,000 \text{ T/m}^2$

MATERIALES SUPERFICIALES  $E_v=2,500 \text{ T/m}^2$  ;  $E_h=2,500 \text{ T/m}^2$

**Tabla 28.** ESFUERZOS RESULTANTES

ELE NUMBER N	ELE KTP	NODE NUMBER	FORCE AXIAL	SHEAR LOCAL-Y	SHEAR LOCAL-Z	TORQUE AXIAL	MOMENT LOCAL-Y	MOMENT LOCAL-Z
472	39	153	6.32E+01	-7.37E+00	4.74E-15	0.00E+00	9.76E-16	-3.57E+00
		193	-6.32E+01	7.37E+00	-4.74E-15	0.00E+00	3.38E-17	-8.48E-01
473	39	193	6.34E+01	1.28E+00	-1.69E-15	0.00E+00	6.82E-17	8.48E-01
		194	-6.34E+01	-1.28E+00	1.69E-15	0.00E+00	-4.73E-16	-2.06E-01
474	39	194	6.33E+01	2.64E-01	1.12E-16	0.00E+00	-1.29E-16	2.06E-01
		195	-6.33E+01	-2.64E-01	-1.12E-16	0.00E+00	1.17E-15	-4.75E-02
475	39	195	6.47E+01	6.32E-03	-3.79E-16	0.00E+00	9.07E-16	4.75E-02
		196	-6.47E+01	-6.32E-03	3.79E-16	0.00E+00	1.85E-17	-4.44E-02
476	39	196	6.65E+01	-1.51E-01	8.30E-17	0.00E+00	-1.31E-16	4.44E-02
		197	-6.65E+01	1.51E-01	-8.30E-17	0.00E+00	1.65E-15	-1.35E-01
477	39	197	6.92E+01	1.44E+00	3.87E-15	0.00E+00	1.75E-15	1.35E-01
		198	-6.92E+01	-1.44E+00	-3.87E-15	0.00E+00	-6.91E-16	5.87E-01
478	39	198	7.32E+01	-1.53E+00	-5.15E-16	0.00E+00	-2.08E-16	-5.87E-01
		199	-7.32E+01	1.53E+00	5.15E-16	0.00E+00	1.48E-15	-3.47E-01
479	39	199	7.45E+01	1.35E+00	-1.13E-15	0.00E+00	2.03E-16	3.47E-01
		200	-7.45E+01	-1.35E+00	1.13E-15	0.00E+00	8.24E-16	3.42E-01
480	39	200	7.60E+01	-7.58E-01	-9.95E-16	0.00E+00	-1.26E-15	-3.42E-01
		201	-7.60E+01	7.58E-01	9.95E-16	0.00E+00	1.28E-15	-1.38E-01
481	39	201	7.66E+01	4.25E-01	5.80E-15	0.00E+00	-7.43E-16	1.38E-01
		202	-7.66E+01	-4.25E-01	-5.80E-15	0.00E+00	-2.23E-15	9.11E-02
482	39	202	7.43E+01	-1.54E-01	2.24E-15	0.00E+00	4.26E-16	-9.11E-02
		314	-7.43E+01	1.54E-01	-2.24E-15	0.00E+00	-6.77E-16	-3.31E-02
483	39	314	7.46E+01	-1.66E-01	2.14E-16	0.00E+00	-7.05E-16	3.31E-02
		315	-7.46E+01	1.66E-01	-2.14E-16	0.00E+00	-2.86E-16	-1.76E-01
484	39	315	7.53E+01	5.97E-01	2.57E-15	0.00E+00	8.89E-16	1.76E-01
		316	-7.53E+01	-5.97E-01	-2.57E-15	0.00E+00	-1.98E-16	2.90E-01
485	39	316	7.24E+01	-6.33E-01	8.70E-16	0.00E+00	-9.35E-16	-2.90E-01
		317	-7.24E+01	6.33E-01	-8.70E-16	0.00E+00	-8.47E-16	-2.05E-01
486	39	317	7.20E+01	1.45E-01	3.76E-16	0.00E+00	-8.00E-16	2.05E-01
		318	-7.20E+01	-1.45E-01	-3.76E-16	0.00E+00	5.21E-16	-7.97E-02
487	39	318	7.17E+01	1.56E-01	4.72E-16	0.00E+00	-1.08E-15	7.97E-02
		319	-7.17E+01	-1.56E-01	-4.72E-16	0.00E+00	1.95E-15	4.63E-02
488	39	319	7.25E+01	-6.54E-01	1.80E-15	0.00E+00	9.73E-16	-4.63E-02
		320	-7.25E+01	6.54E-01	-1.80E-15	0.00E+00	1.44E-15	-4.52E-01
489	39	320	7.68E+01	7.98E-01	6.32E-16	0.00E+00	-1.09E-15	4.52E-01
		321	-7.68E+01	-7.98E-01	-6.32E-16	0.00E+00	-2.25E-15	2.30E-01
490	39	321	8.07E+01	-2.25E-01	-1.08E-15	0.00E+00	1.87E-15	-2.30E-01
		322	-8.07E+01	2.25E-01	1.08E-15	0.00E+00	-8.20E-16	4.88E-02
491	39	322	8.16E+01	-1.47E-01	3.45E-15	0.00E+00	-1.68E-15	-4.88E-02
		323	-8.16E+01	1.47E-01	-3.45E-15	0.00E+00	4.82E-16	-6.86E-02

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

### ENTRONQUE A REAL DEL MONTE

#### ANÁLISIS DEL PERALTE CON RECUBRIMIENTO DE REVESTIMIENTO DE 0.4 m

ROCA ZONA DE INFLUENCIA  $E_v=150,000 \text{ T/m}^2$  ;  $E_h=150,000 \text{ T/m}^2$

ROCA FUERA DE ZONA DE INFLUENCIA  $E_v=150,000 \text{ T/m}^2$  ;  $E_h=150,000 \text{ T/m}^2$

MATERIALES SUPERFICIALES  $E_v=2,500 \text{ T/m}^2$  ;  $E_h=2,500 \text{ T/m}^2$

**Tabla 29. ESFUERZOS RESULTANTES**

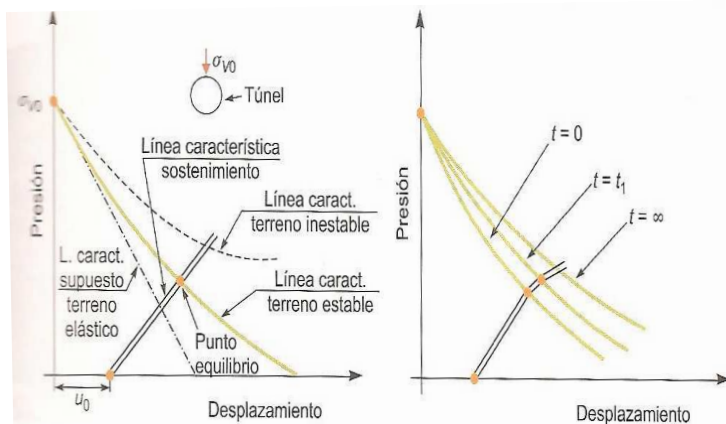
ESFUERZOS ELE NUMBER N	RESULTANTES ELE KTP	NODE NUMBER	FORCE AXIAL	SHEAR LOCAL-Y	SHEAR LOCAL-Z	TORQUE AXIAL	MOMENT LOCAL-Y	MOMENT LOCAL-Z
472	39	153 193	8.54E+01 -8.54E+01	-2.18E+01 2.18E+01	1.30E-15 -1.30E-15	0.00E+00 0.00E+00	-1.97E-16 -9.77E-16	-1.46E+01 1.52E+00
473	39	193 194	8.74E+01 -8.74E+01	-5.50E+00 5.50E+00	-3.70E-15 3.70E-15	0.00E+00 0.00E+00	1.13E-16 -8.93E-16	-1.52E+00 -1.24E+00
474	39	194 195	8.91E+01 -8.91E+01	-1.56E-02 1.56E-02	1.51E-16 -1.51E-16	0.00E+00 0.00E+00	1.66E-15 -1.58E-16	1.24E+00 -1.26E+00
475	39	195 196	9.09E+01 -9.09E+01	8.28E-01 -8.28E-01	1.97E-15 -1.97E-15	0.00E+00 0.00E+00	1.94E-15 6.18E-16	1.25E+00 -3.31E-01
476	39	196 197	9.28E+01 -9.28E+01	1.29E+00 -1.29E+00	-4.08E-15 4.08E-15	0.00E+00 0.00E+00	1.00E-15 -3.53E-16	8.31E-01 -5.74E-02
477	39	197 198	9.60E+01 -9.60E+01	4.25E+00 -4.25E+00	3.28E-15 -3.28E-15	0.00E+00 0.00E+00	5.67E-16 1.12E-15	5.74E-02 2.07E+00
478	39	198 199	9.97E+01 -9.97E+01	-3.72E+00 3.72E+00	3.39E-15 -3.39E-15	0.00E+00 0.00E+00	-1.79E-15 -9.05E-16	-2.07E+00 -1.98E-01
479	39	199 200	1.02E+02 -1.02E+02	2.28E+00 -2.28E+00	4.13E-15 -4.13E-15	0.00E+00 0.00E+00	-1.13E-15 -2.15E-16	1.98E-01 9.66E-01
480	39	200 201	1.03E+02 -1.03E+02	-1.77E+00 1.77E+00	4.55E-15 -4.55E-15	0.00E+00 0.00E+00	8.81E-16 -2.35E-15	-9.66E-01 -1.53E-01
481	39	201 202	1.04E+02 -1.04E+02	9.18E-01 -9.18E-01	1.54E-16 -1.54E-16	0.00E+00 0.00E+00	8.43E-16 -1.59E-15	1.53E-01 3.41E-01
482	39	202 314	1.01E+02 -1.01E+02	-1.10E+00 1.10E+00	-1.05E-15 1.05E-15	0.00E+00 0.00E+00	-7.23E-16 -1.73E-15	-3.41E-01 -5.43E-01
483	39	314 315	1.02E+02 -1.02E+02	-3.67E-01 3.67E-01	3.82E-15 -3.82E-15	0.00E+00 0.00E+00	1.43E-15 9.49E-16	5.43E-01 -8.59E-01
484	39	315 316	1.02E+02 -1.02E+02	2.47E+00 -2.47E+00	-2.07E-15 2.07E-15	0.00E+00 0.00E+00	1.50E-15 -2.77E-15	8.59E-01 1.07E+00
485	39	316 317	9.98E+01 -9.98E+01	-2.74E+00 2.74E+00	5.81E-15 -5.81E-15	0.00E+00 0.00E+00	-2.44E-15 -2.92E-15	-1.07E+00 -1.07E+00
486	39	317 318	9.94E+01 -9.94E+01	3.51E-01 -3.51E-01	-5.70E-17 5.70E-17	0.00E+00 0.00E+00	-1.66E-15 1.72E-16	1.07E+00 -7.69E-01
487	39	318 319	1.01E+02 -1.01E+02	3.43E-01 -3.43E-01	-3.86E-15 3.86E-15	0.00E+00 0.00E+00	-9.84E-16 1.39E-15	7.69E-01 -4.93E-01
488	39	319 320	1.04E+02 -1.04E+02	-2.28E+00 2.28E+00	6.33E-16 -6.33E-16	0.00E+00 0.00E+00	-1.50E-15 -2.40E-15	4.93E-01 -2.23E+00
489	39	320 321	1.09E+02 -1.09E+02	4.28E+00 -4.28E+00	-1.69E-16 1.69E-16	0.00E+00 0.00E+00	-1.83E-15 1.59E-16	2.23E+00 1.43E+00
490	39	321 322	1.15E+02 -1.15E+02	-5.06E-01 5.06E-01	2.38E-15 -2.38E-15	0.00E+00 0.00E+00	7.73E-16 1.20E-15	-1.43E+00 1.02E+00
491	39	322 323	1.17E+02 -1.17E+02	-1.38E+00 1.38E+00	-3.60E-15 3.60E-15	0.00E+00 0.00E+00	1.42E-15 -2.65E-15	-1.02E+00 -3.45E-02



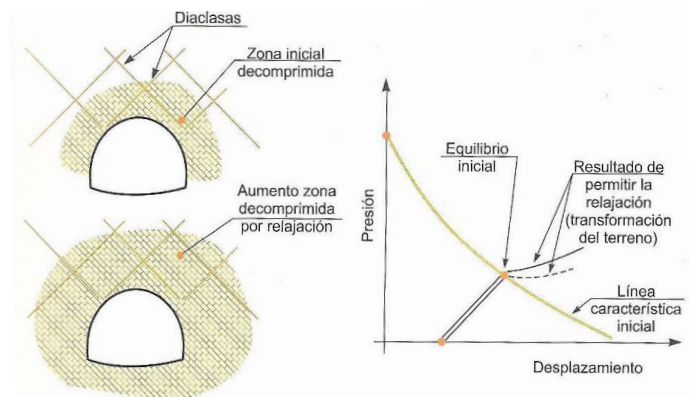
## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

### RESULTADO DEL ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS

1. LA EXCAVACIÓN SIEMPRE SUPONE UNA DESCOMPRESIÓN DEL TERRENO, PUDIENDO PERMITIRSE QUE ÉSTE SE RELAJE PARCIALMENTE, DE FORMA QUE, CUANDO SE COLOQUE EL SOSTENIMIENTO, LA PRESIÓN DE EQUILIBRIO SEA RELATIVAMENTE BAJA. EN LA GRÁFICA 42 SE PRESENTA LA RELACIÓN ENTRE LA PRESIÓN DEL TERRENO ( $\sigma_v$ )- DESPLAZAMIENTOS ( $u$ ), ES DECIR LO QUE SUELE LLAMARSE LÍNEA CARACTERÍSTICA DEL TERRENO. AL EXCAVAR EL TÚNEL, LAS PRESIONES LAS PRESIONES BAJAN, DEBIDO A LOS DESPLAZAMIENTOS(O RELAJACIONES) QUE SE PRODUCEN. SI SE SUPONE QUE EL TERRENO ES ELÁSTICO, LA LÍNEA CARACTERÍSTICA ES UNA RECTA. SI NO, ES UNA CURVA, QUE LLEGA A PONERSE PARALELA AL EJE  $u$  SI ES QUE LA CAVIDAD ES INESTABLE. EL SOSTENIMIENTO SE COLOCA CUANDO YA SE HA PRODUCIDO UN CIERTO DESPLAZAMIENTO,  $u_0$ , Y TAMBIÉN TENDRÁ SU PROPIA LÍNEA CARACTERÍSTICA (EN LA QUE LOS DESPLAZAMIENTOS AUMENTARÁN AL HACERLO LAS PRESIONES). EL PUNTO DE ENCUENTRO DE LAS DOS LÍNEAS CARACTERÍSTICAS ES EL PUNTO DE EQUILIBRIO DE EXCAVACIÓN. POSTERIORMENTE, CON EL PASO DEL TIEMPO Y LA FLUENCIA DE LOS MATERIALES, ESE PUNTO PUEDE VARIAR ALGO. EN ESTA HIPÓTESIS SE BASA EL NUEVO MÉTODO AUSTRIACO DE TÚNELES (NATM), QUE CONSIDERA QUE LOS DESPLAZAMIENTOS A QUE DA LUGAR LA RELAJACIÓN TENSIONAL MOVILIZAN LA RESISTENCIA DE LA ROCA ALREDEDOR DE LA EXCAVACIÓN Y ELLO PERMITE, JUNTO CON LA INSTALACIÓN DE UN SOSTENIMIENTO FLEXIBLE, LLEGAR A PRESIONES DE TRABAJO RELATIVAMENTE BAJAS, CON LO QUE EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO, EN FASES POSTERIORES TENDRÁ QUE ABSORBER PEQUEÑAS PRESIONES QUE SE PRODUZCAN A LARGO PLAZO, POR INFLUENCIA DE LOS MATERIALES. SIN EMBARGO, DADO QUE LA EXCAVACIÓN SIEMPRE ALTERA Y DESCOMPRIME EL TERRENO EN SU ENTORNO, NO SIEMPRE ES DESEABLE DEJAR RELAJAR APRECIABLEMENTE EL TERRENO, SI NO QUE EN MATERIALES ROCOSOS MUY FRACTURADOS Y TECTONIZADOS, EN CIERTAS FORMACIONES VOLCÁNICAS( ESCORIAS, TOBAS, PIROCLASTOS) Y EN SUELOS EN LAS QUE LA EXTRAPOLACIÓN DEL NATM PUEDE SER PELIGROSA, POR LA PÉRDIDA DE CEMENTACIÓN QUE SE INTRODUCE EN MATERIALES ARENO-ARCILLOSOS Y ARCILLAS FISURADAS, LA RELAJACIÓN PUEDE NO SER ADMISIBLE, VER GRÁFICA 43; EN ESTOS CASOS ES CONVENIENTE LA EXCAVACIÓN CON EL MENOR DAÑO POSIBLE PARA EL TERRENO, CON SOSTENIMIENTO SEMIRÍGIDOS Y LA CONSTRUCCIÓN INMEDIATA DEL REVESTIMIENTO.



**GRÁFICA 42** . Desplazamientos cuando empieza a actuar el sostenimiento =  $u_0$



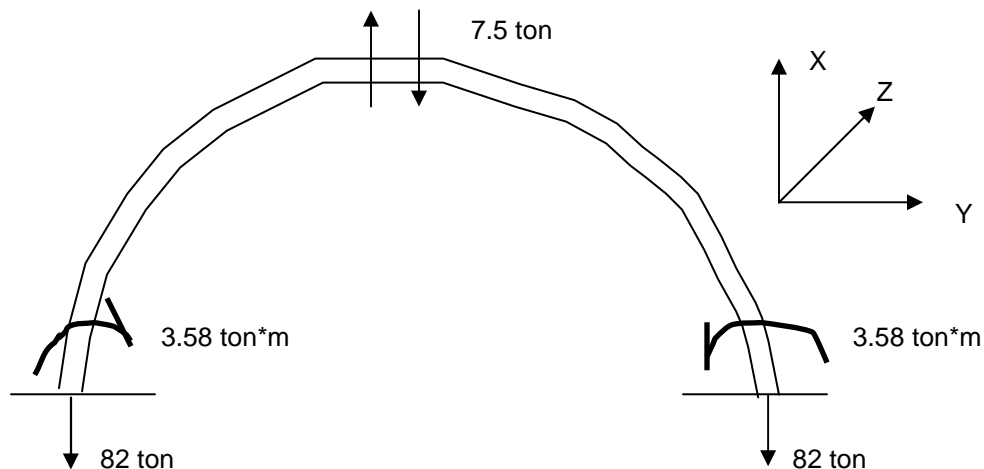
**GRÁFICA 43** . Descompresión alrededor de una excavación y sus efectos en rocas muy fracturadas o poco cementadas.

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

2. SE CONSIDERA PARA TAL OBJETO CON UN ESPESOR DE 0.2 M. YA QUE A PESAR DE QUE EL REVESTIMIENTO CON ESPESOR DE 40 CM OFRECE MENORES DESPLAZAMIENTOS Y UNA DEFORMACIÓN MÁXIMA = 0.0025 m COMPARADO CON EL QUE OFRECE EL REVESTIMIENTO ELEGIDO, POR TENER DESPLAZAMIENTOS MAYORES Y UNA DEFORMACIÓN MÁXIMA DE = 0.04m. PARA LOS CASOS PRÁCTICOS DE CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES DICHA DEFORMACIÓN SE CONSIDERA QUE ESTÁ DENTRO DEL RANGO ACEPTABLE. Y CON ELLO SE OPTIMIZAN RECURSOS ECONÓMICOS AL REDUCIR EL ESPESOR DE 40 A 20 CM Y A SU VEZ TAMBIÉN SE REDUCEN LOS TIEMPOS DE EJECUCIÓN.
3. PUESTO QUE EL TÚNEL SE EXCAVARÁ EN UNA TOBA LÍTICA DE TEXTURA PORFIDICA PSEUDOESTRATIFICADA, ALTERNADA Y AFECTADA POR FRACTURAMIENTO MODERADO. SE PROCEDERÁ A REALIZAR AVANCES LONGITUDINALES DE 1.50m
4. EL MÉTODO DE EXCAVACIÓN ELEGIDO DE ACUERDO A LAS CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS, DE RESISTENCIA Y DE ABRASIVIDAD, SE CONSIDERÓ QUE FUESE POR MEDIOS MECÁNICOS: DENOMINADOS MARTILLOS HIDRÁULICOS
5. A CONTINUACIÓN DE PRESENTAN LOS ELEMENTOS MECÁNICOS OBTENIDOS DE RELEVANCIA PARA EL CASO 1, LOS OTROS NO SE CONSIDERARON PARA ÉSTE ANÁLISIS, YA QUE SUS MAGNITUDES SE CONSIDERAN DESPRECIABLES.

**GRÁFICA 44** . ELEMENTOS MECÁNICOS PARA EL DISEÑO DEL MARCO METÁLICO

CASO I



Los resultados obtenidos del programa de elementos finitos, representan las acciones sobre el elemento de contención, es decir losa o ademe (marco metálico) con revestimiento para una longitud cualquiera, inmediatamente después de ejecutado la excavación de la sección total del túnel.

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

Observando la carga axial máxima resultante (82ton), se denota cierto arqueado de la masa del techo del túnel (Saprolito), ya que la carga axial por peso total del techo y por metro lineal sería del orden de 110 ton.

De lo anterior, el diseño estructural del ademe provisional a base de marcos metálicos se realizará con la carga axial máxima del programa incrementada por un factor de carga de 1.4, es decir.

$$C_R = 1.4 (82) = 114.8 \text{ ton}$$

Se propone una viga IR de 8" x 5 1/4" x 31.2 kg/ml, la cual es un elemento con desplazamiento lateral impedido.

Patín  $f_y = 3216 \text{ kg/cm}^2$

Alma  $f_y = 4239 \text{ kg/cm}^2$

$$C_{R \text{ PATIN}} = 3216(39.7) = 127\ 675.2 \text{ kg} = 128 \text{ ton}$$

$$C_{R \text{ ALMA}} = 4239(39.7) = 168\ 288.3 \text{ kg} = 168 \text{ ton}$$

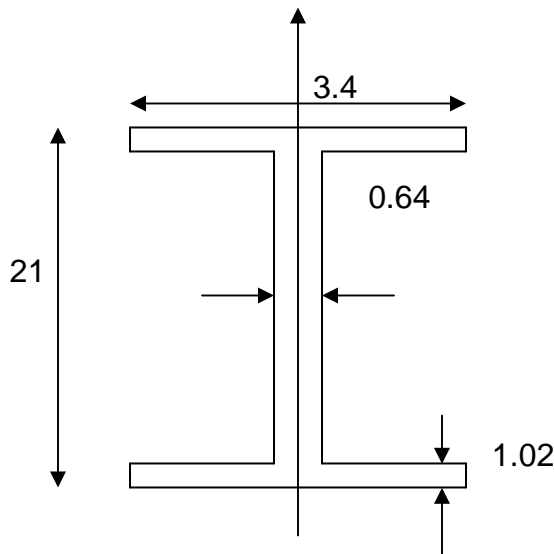
ADMISIBLE

ACTUANTE

$$C_{R \text{ PATIN}} = 128 \text{ ton} \quad \gg \quad C_R = 114.8 \text{ ton} \quad \text{por lo tanto es correcto}$$

VIGA IR 8" x 5 1/4" x 31.2 kg/ml

GRÁFICA 45



$$A = 39.7 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 407 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{407}{39.7}} = 3.2 \text{ cm}$$

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

Consideramos que el procedimiento constructivo será con un ciclo continuo: excavación - colocación de marcos y revestimiento definitivo, pero se producirá con lo anterior un arqueamiento sobre los marcos metálicos, es decir una deflexión que ocasiona el que para cada uno de los marcos trabajen temporalmente con una carga repartida de  $C_{MARCO} = 55 \text{ ton}$ . Estamos considerando que cada marco tomará la mitad de los 110 ton/ml al que se encontraría sometido el ademe por peso propio.

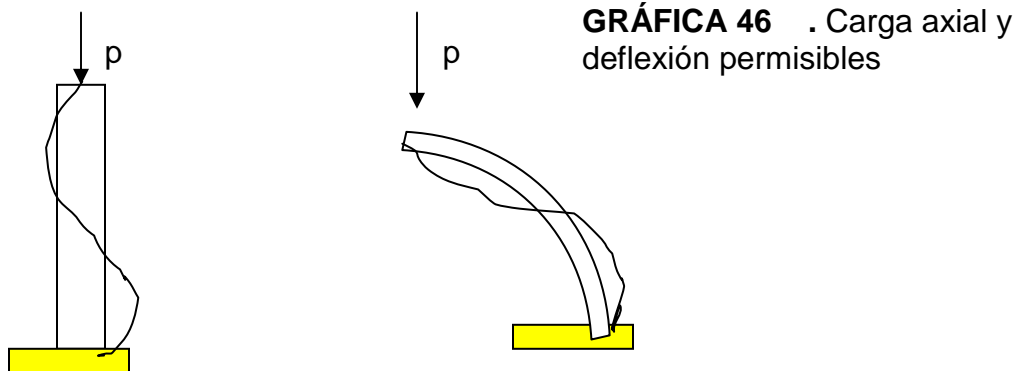
La carga axial permisible del marco para diferentes condiciones de arrojamiento resulta como sigue:

**TABLA 30**

SEPARACIÓN DE PUNTALES cm	$Kl/r_y$ cm	$F_a$ Kg/cm <sup>2</sup>	$C_R$ kg
50	15.6	1,468.2	58,287.5
75	23.4	1,429.8	56,763.1
<b>100</b>	<b>31.3</b>	<b>1,394.8</b>	<b>55,373.6</b>
150	46.9	1,305.5	51,828.4
200	62.5	1,209.4	48,013.2
300	93.8	963.8	38,262.9

### CONCLUSIÓN:

La carga axial permisible a la que nos referimos es aquella que nos evite las deflexiones en cada uno de los marcos. Observamos entonces que nuestra carga axial permisible es la de 55.4 ton.

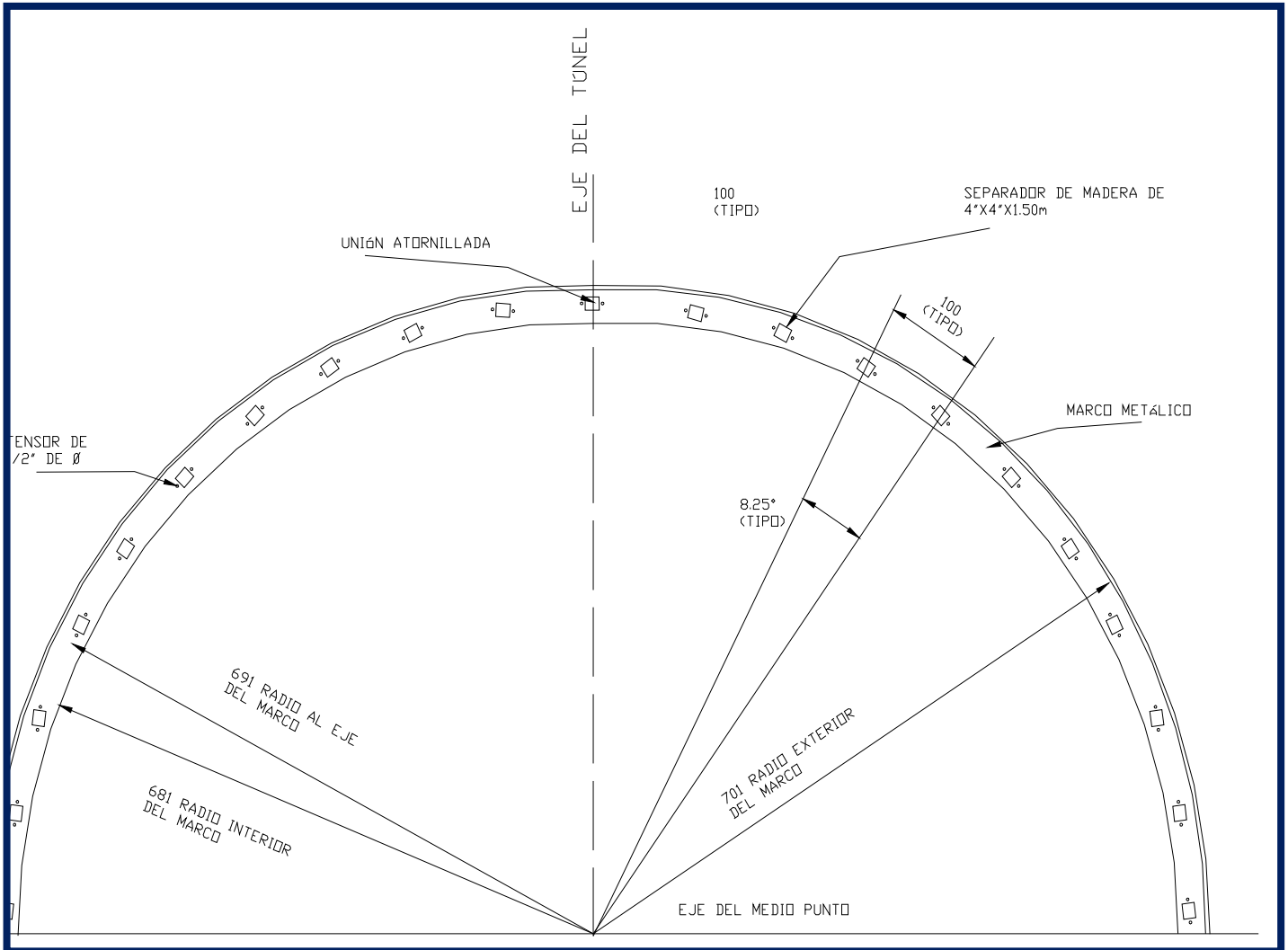


Durante el procedimiento constructivo será necesario arrojamiento del marco metálico, colocando puntales a cada 100 cm.

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

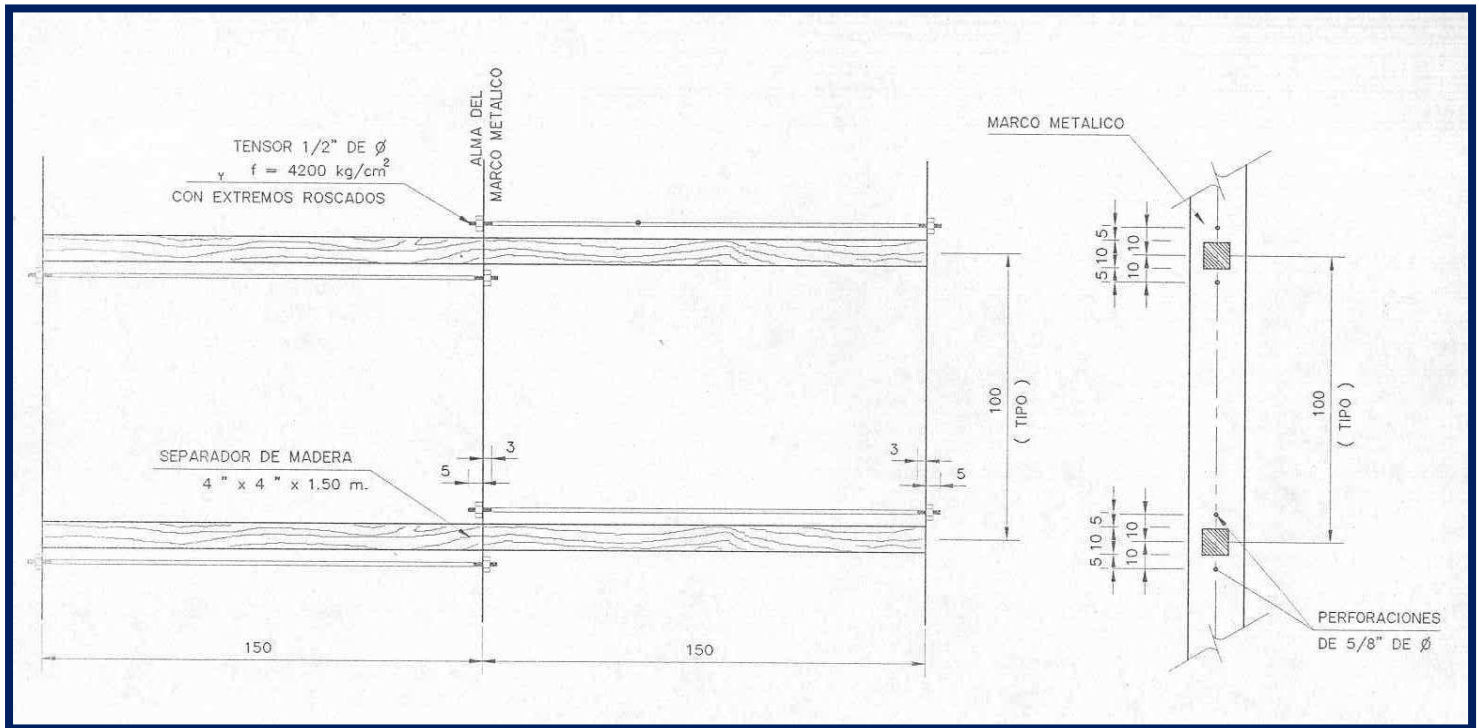
Los puntales que cumplen con las exigencias de la carga permisible de  $C_R = 55,373.6 \text{ kg.}$ , son aquellos tensores de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro, con un esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$ , con extremos roscados. A su vez se deberán colocar separadores de madera con las dimensiones de  $4" \times 4" \times 1.50\text{m}$ .

De lo anterior se profundiza en los siguientes planos, los cuáles en el primero de ellos se observan los tensores de manera transversal, mientras que en el segundo, se ofrece a detalle la colocación de los mismos



**PLANO 06. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TÚNEL PACHUCA –REAL DEL MONTE**

## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO



**PLANO 07. COLOCACIÓN DE TENSORES ENTRE MARCOS METÁLICOS**

Para la determinación del esfuerzo permisible a la compresión se deberá cumplir:

$$F_a = \left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y \quad (1)$$

$$F_a = \frac{5}{3} + \frac{3(kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^3}{8C_c^3} \quad (2) \quad \text{en kg/cm}^2 \text{ y para } kl/r < C_c$$

$$f_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad \text{en kg/cm}^2 \text{ y para } kl/r > C_c$$

Donde

$$C_c = \frac{2\pi^2 E}{f} \quad \text{en cm} \quad f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (A-36)}$$

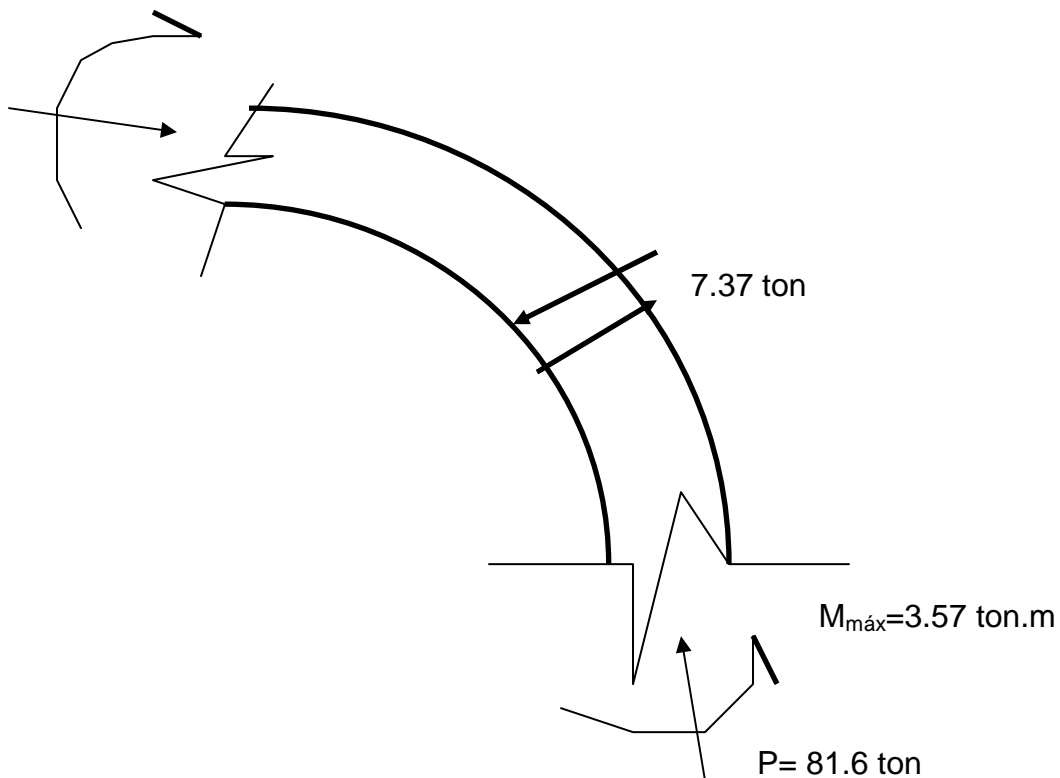
## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

**TABLA 31**

SEPARACIÓN cm	Kl/r cm	(1)	(2)	(3) fa
50	15.6	2510.65	1.710	1468.2
75	23.4	486.45	1.739	1429.8
100	31.3	2452.09	1.758	1394.8
150	46.9	2355.07	1.804	1305.9
200	62.5	2219.34	1.835	1209.4
250	93.8	1830.21	1.899	963.8

### DISEÑO ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO

**GRÁFICA 47** . ELEMENTOS MECÁNICOS (NODO 153)



## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

---

### 1. PERALTE EFECTIVO

Concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  ( lanzado)  
Acero  $f_s = 1\,400 \text{ kg/cm}^2$

ángulo =  $15.94^\circ$

$J = 0.8$

$M_{\text{máx}} = 357\,000 \text{ kg.cm}$

$$d = \sqrt{\frac{357\,000}{15.94(100)}} = 14.97$$

se adopta por lo tanto  
recubrimiento  $d = 15 \text{ cm}$   
 $r = 5 \text{ cm}$   

---

 $h = 20 \text{ cm}$

### 2. ÁREA DE ACERO

$$A_s = \frac{M}{F_s * J * d} = \frac{357\,000}{1400(0.872)(1.5)} = 19.50 \text{ cm}^2$$

Colocando varilla del # 5 No. Varilla =  $\frac{19.50}{1.98} = 9.85$

Separación =  $\frac{100}{9.85} = 10.15 \text{ cm}$  o @ 20 cm en ambos lechos,

es decir varillas del #5 @ 20 en dos capas

### ARMADO DE LAS PAREDES TANGENTE

### 3. ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{ST} = 20 * 100 * 0.003 = 6 \text{ cm}^2$$

### 4. SEPARACIÓN MÁXIMA

$$S_{\text{máx}} = 3d = 3 * 15 = 45 \text{ cm}$$

El armado de la bóveda de medio punto será de #4 @ 40 cm en dos capas

### 5. REVISIÓN POR CORTANTE

El cortante que toma el concreto es:

$$V_{CR} = 1.5 * 0.8 * b * d \sqrt{f'c}$$



## IV.2 DISEÑO CON ADEME METÁLICO (MARCO) Y REVESTIMIENTO DE CONCRETO LANZADO REFORZADO

---

$$V_{CR}=1.5*0.8*100*15 \sqrt{60} = 22\,768 \text{ kg}$$

El cortante máximo  $V_{MÁX}= 7.37$  ton, es decir que el  $V_{CR} > V_{MÁX}$  POR LO CUAL NO NECESITA ACERO POR CORTANTE

### 6. ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMO

Nodo 322  $P_{máx} = 81.6$  ton

$$V_C = \frac{81\,000}{100 (15)} = 54.40 \text{ kg/cm}^2$$

### 7. ESFUERZO MÁXIMO ADMISIBLE DE COMPRESIÓN

$$V_{ADM \text{ COMPRESIÓN}} = 0.225 f'c = 0.225(200) = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$V_{CR} > V_{ADM \text{ COMPRESIÓN}}$  , nos indica que será necesario aumentar el peralte.

Se adoptará las siguientes dimensiones

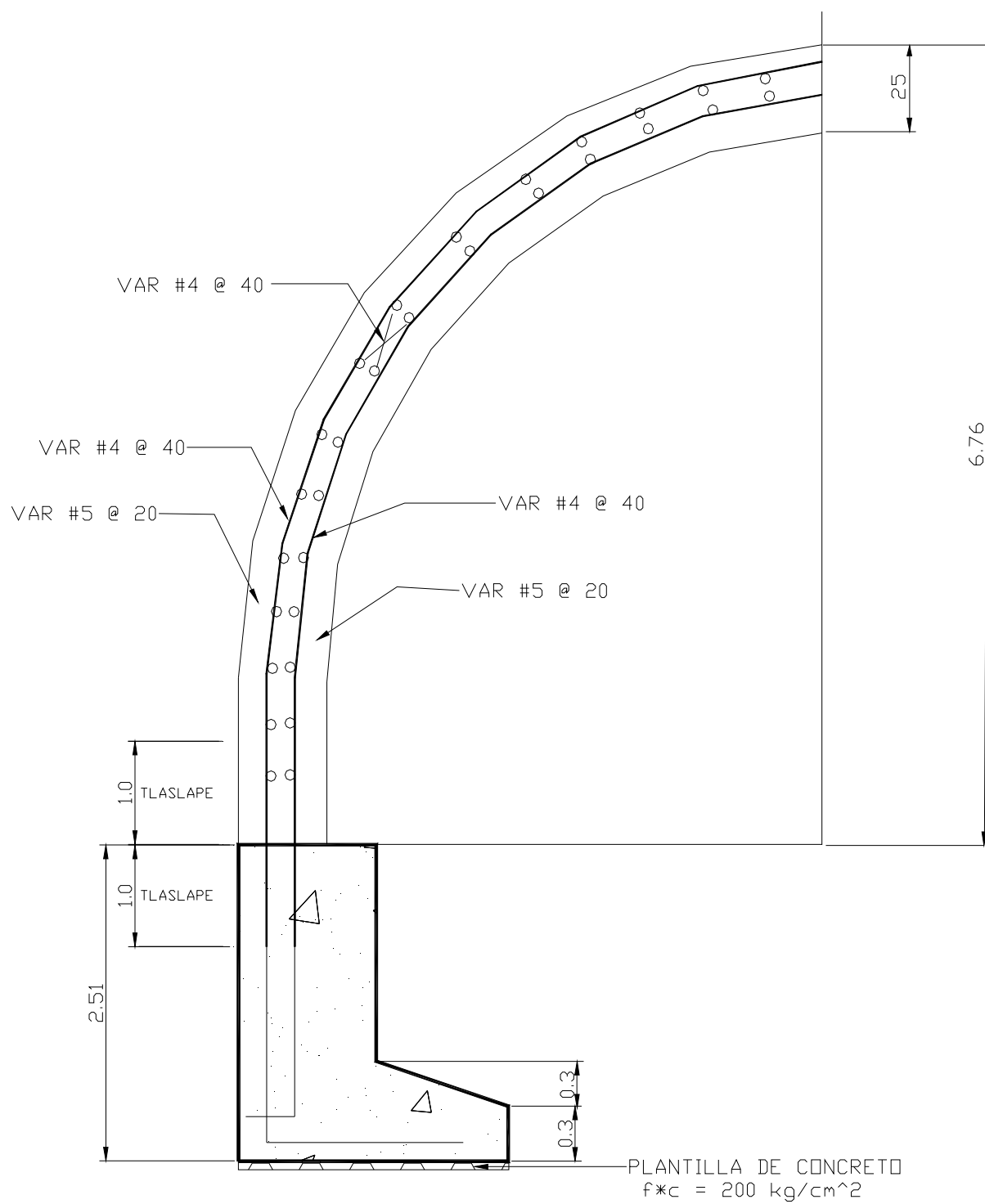
- $d = 20 \text{ cm}$
- $r = 5 \text{ cm}$
- $h = 25 \text{ cm}$

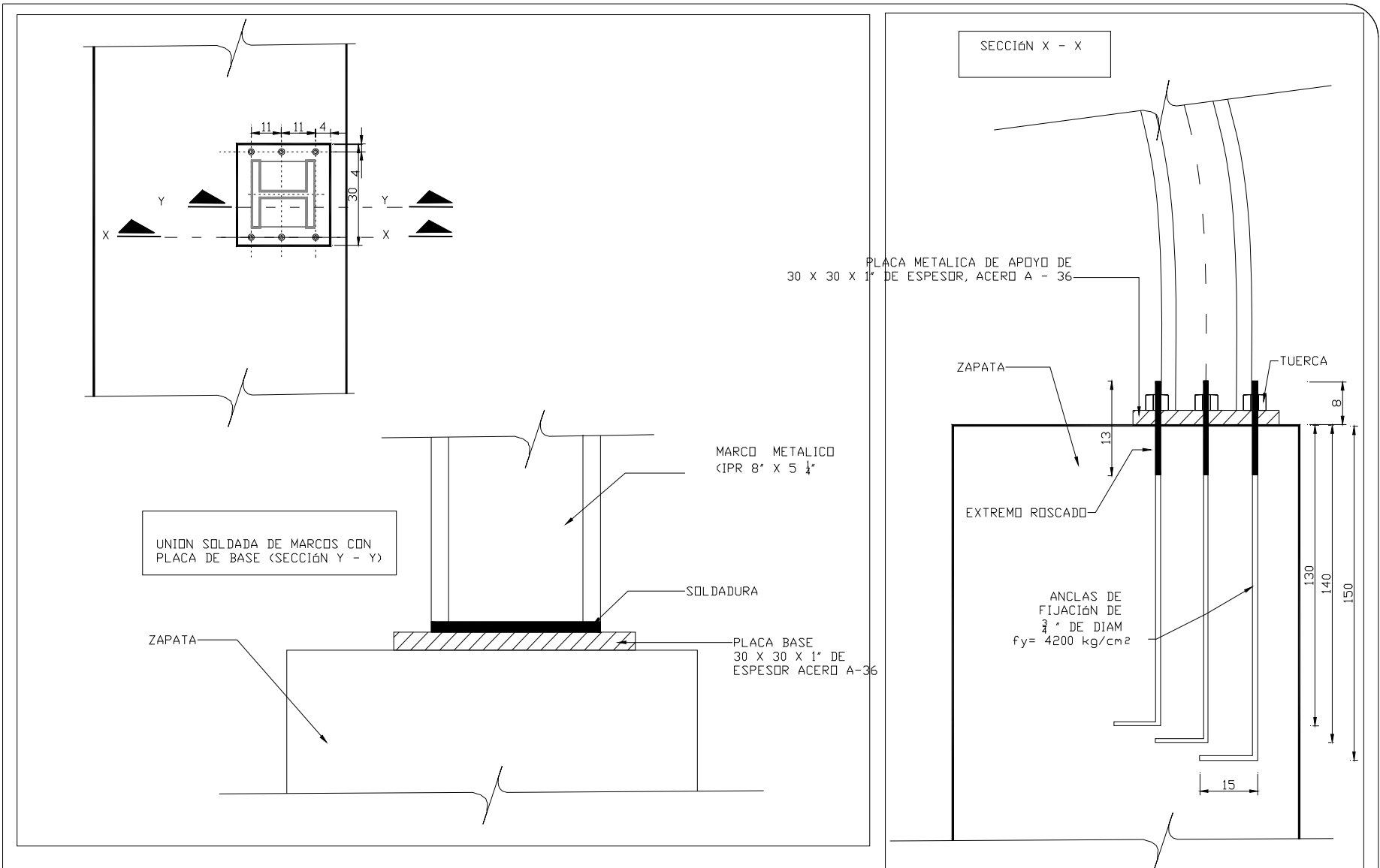
En los siguientes planos se expresan a manera de resumen lo concluido anteriormente, es decir: el diseño del acero de refuerzo a lo largo y ancho de los marcos metálicos, ya sea ala entrada de los portales (túnel falso) y en el tramo del mismo, se encuentran manifestados en los planos de ARMADO DEL MARCO, ARMADO DEL REVESTIMIENTO DE LA BÓVEDA, UNIÓN DE MARCOS METÁLICOS. REMATE DE LOS MARCOS EN LOS EXTREMOS DEL TÚNEL FALSO, POSICIÓN DE ATIESADORES Y CONEXIÓN ENTRE RASTRAS METÁLICAS.

En los planos anteriormente citados se hace mención extensa de la rastra metálica , ya que su función es vital para la realización de los marcos metálicos, quienes fungen como material ademante. Recordemos que sin este material no tendría sentido la realización del túnel por los requerimientos a cubrir.

En lo que se refiere a la conexión entre las viguetas IPR 8"X51/4" , que forman parte del marco metálico, se emplearon tornillos de 3/4" de diámetro (A – 325) para unir dos placas de 16.4 x 24 x 10. En el plano CONEXIÓN ENTRE VIGUETAS, se expresa lo anterior.

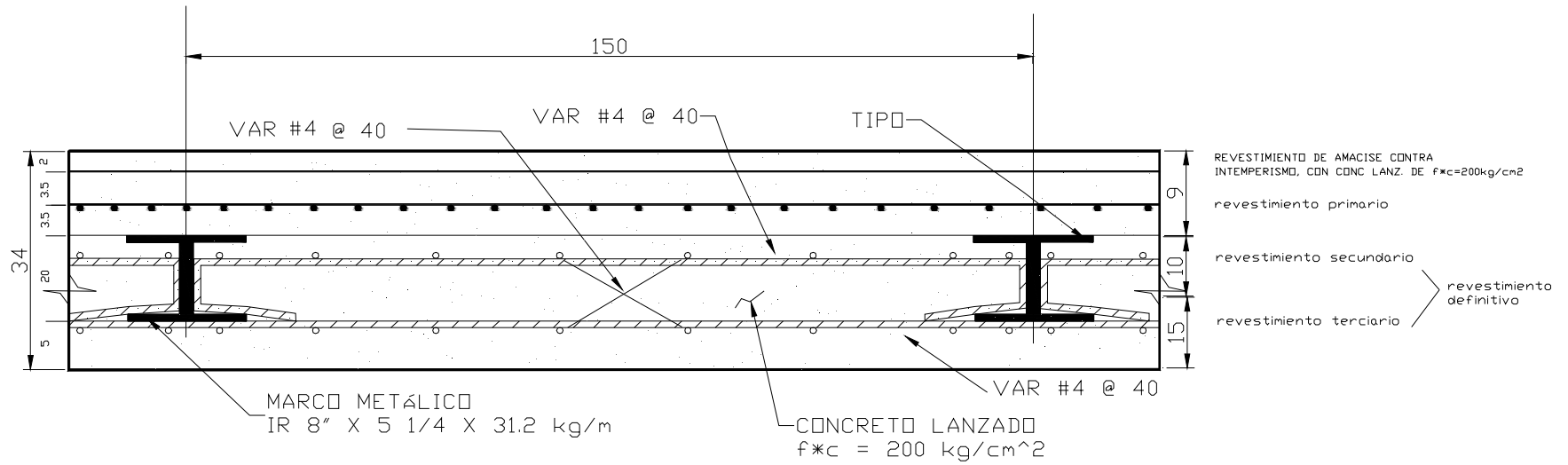
PLANO 08. CROQUIS DE ARMADO DE LOS MARCOS METÁLICOS



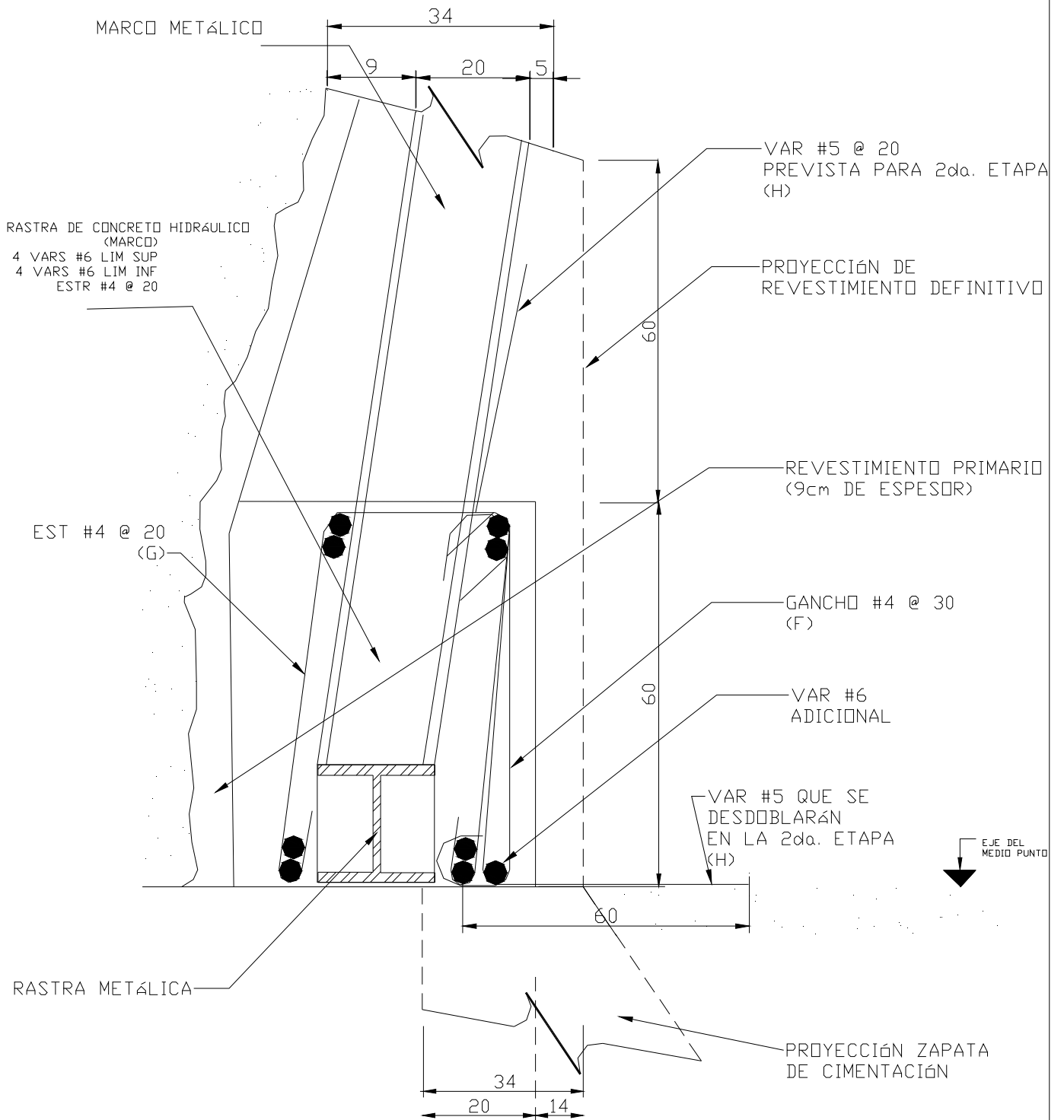


PLANO 09. UNIÓN DE MARCOS METÁLICOS ( SECCIÓN X - Y )

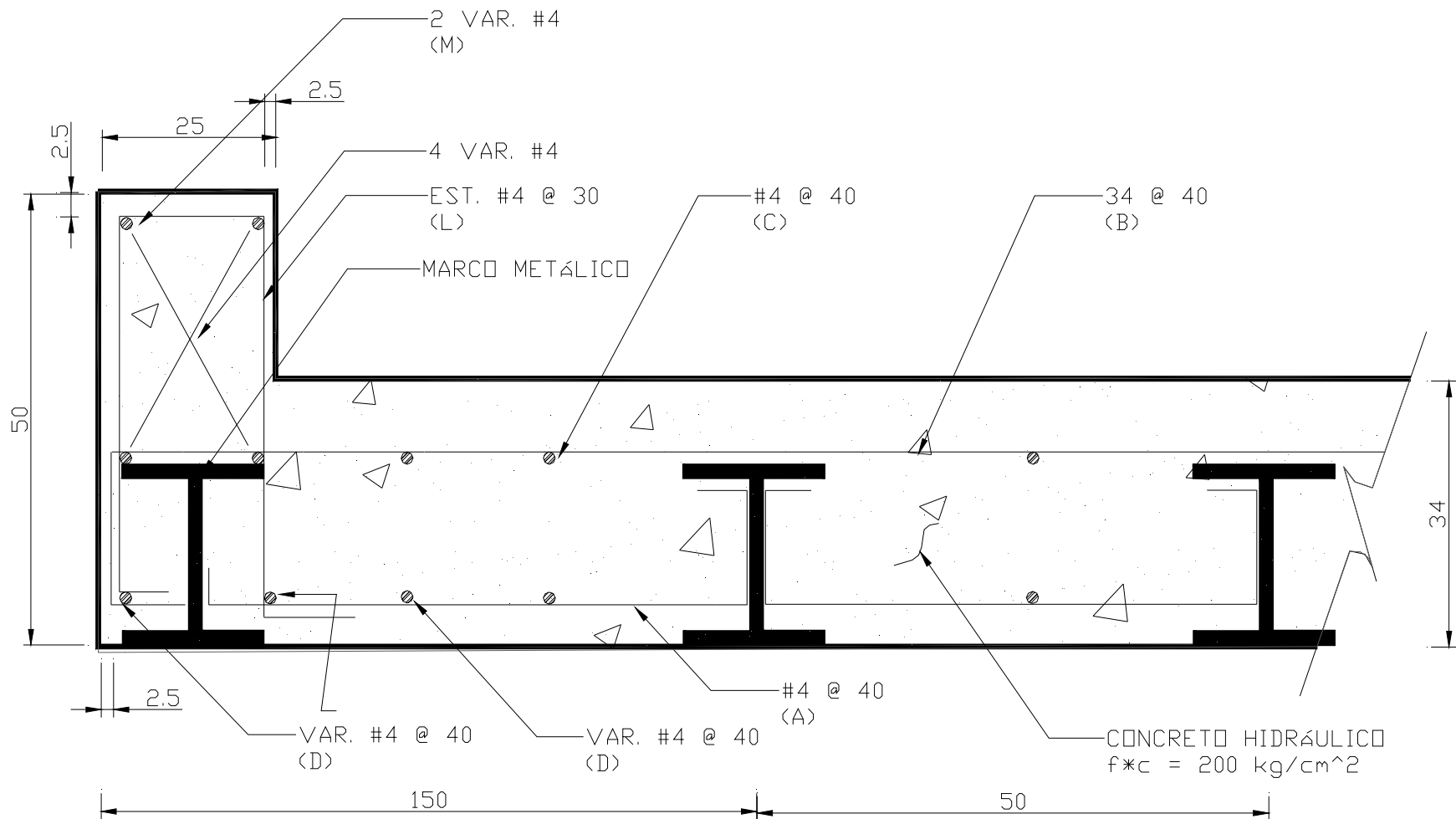
PLANO 10. ARMADO DEL REVESTIMIENTO DE LA BÓVEDA



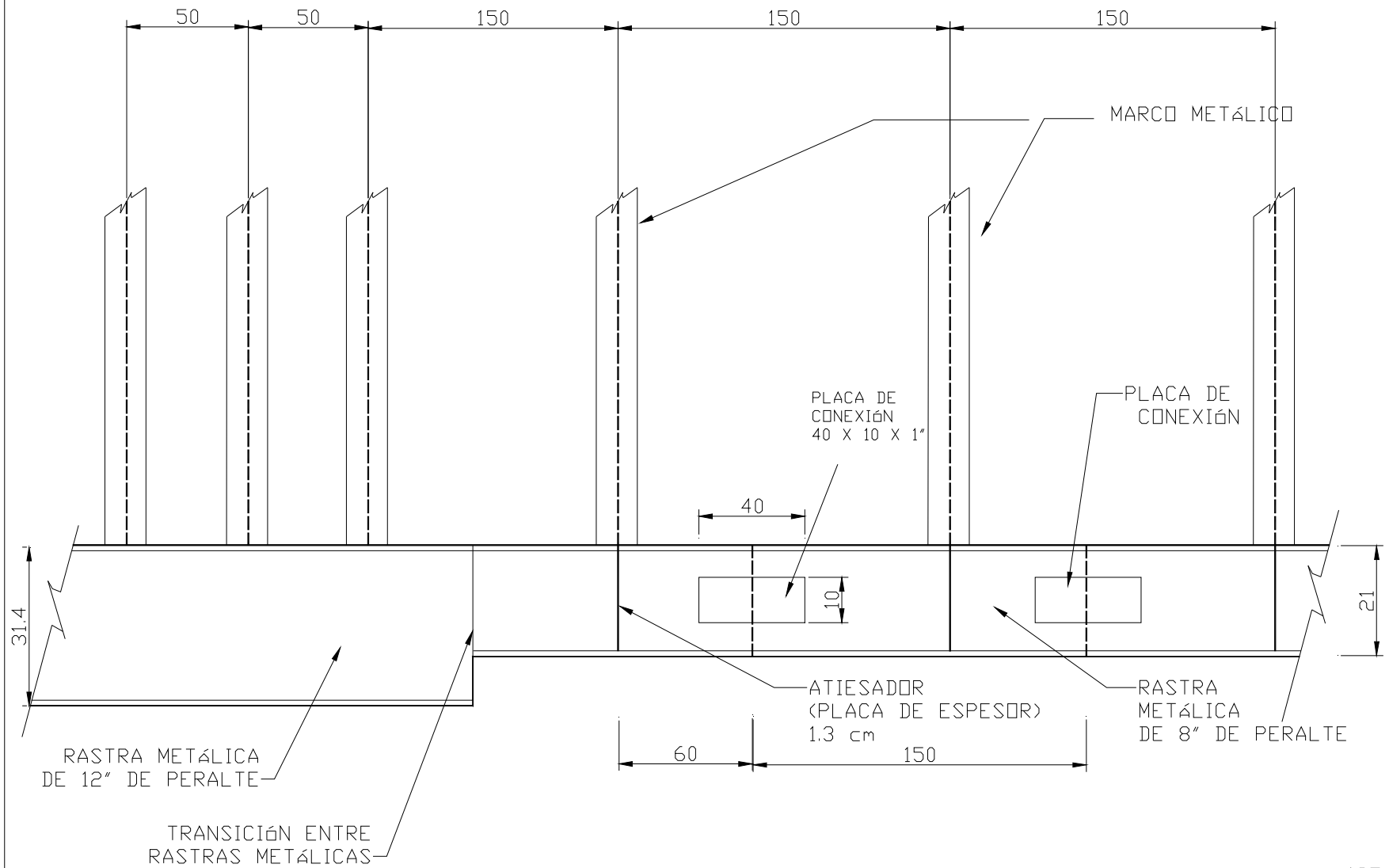
PLANO 11. UNIÓN DE MARCOS SITUADOS EN ZONA DE TÚNEL CON ZAPATA DE CIMENTACIÓN



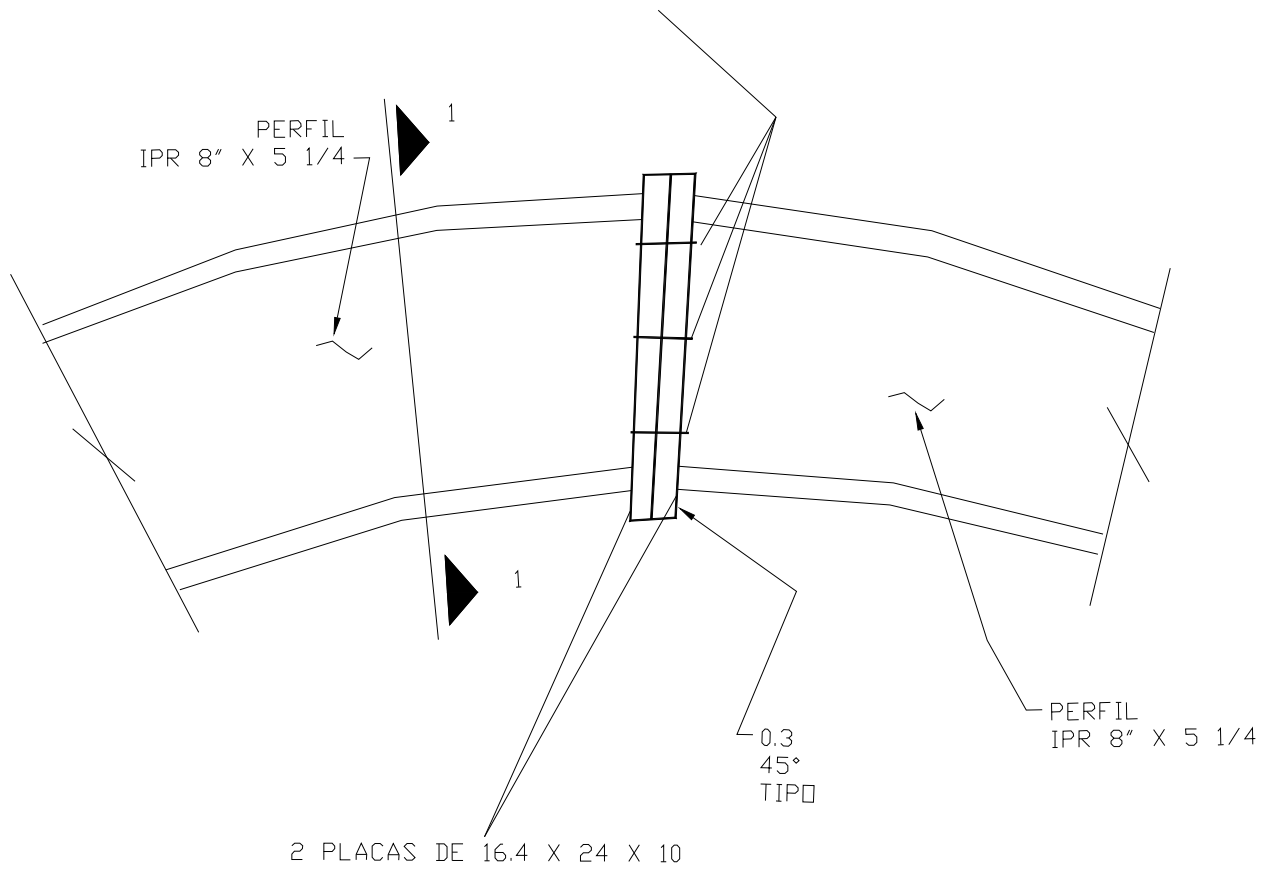
PLANO 12. REMATES EN LOS MARCOS DE LOS EXTREMOS DEL TUNEL FALSO



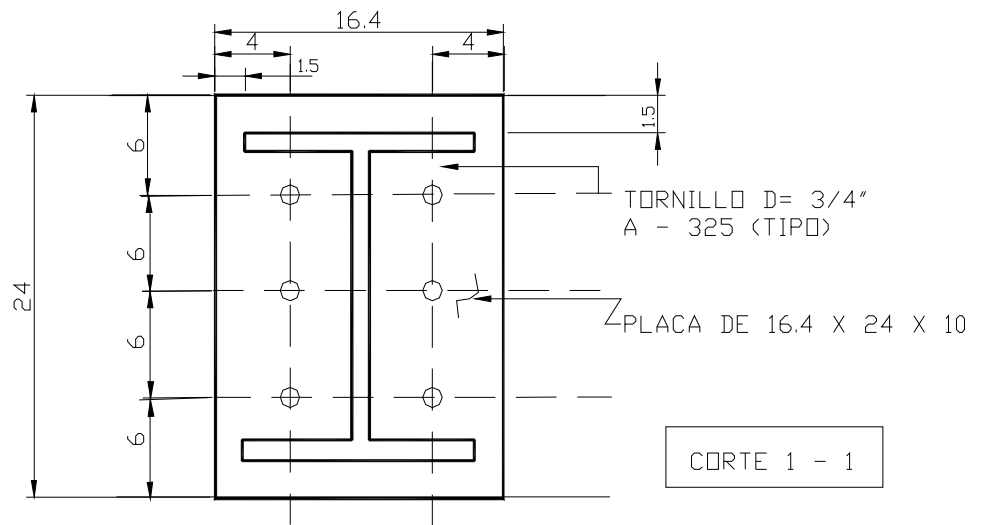
PLANO 13. POSICIÓN DE ATIESADORES Y CONEXIÓN ENTRE RASTRAS METÁLICAS



UNION ATORNILLADA  
 DE MARCOS METÁLICOS  
 TORNILLOS D= 3/4"  
 (A - 325 )

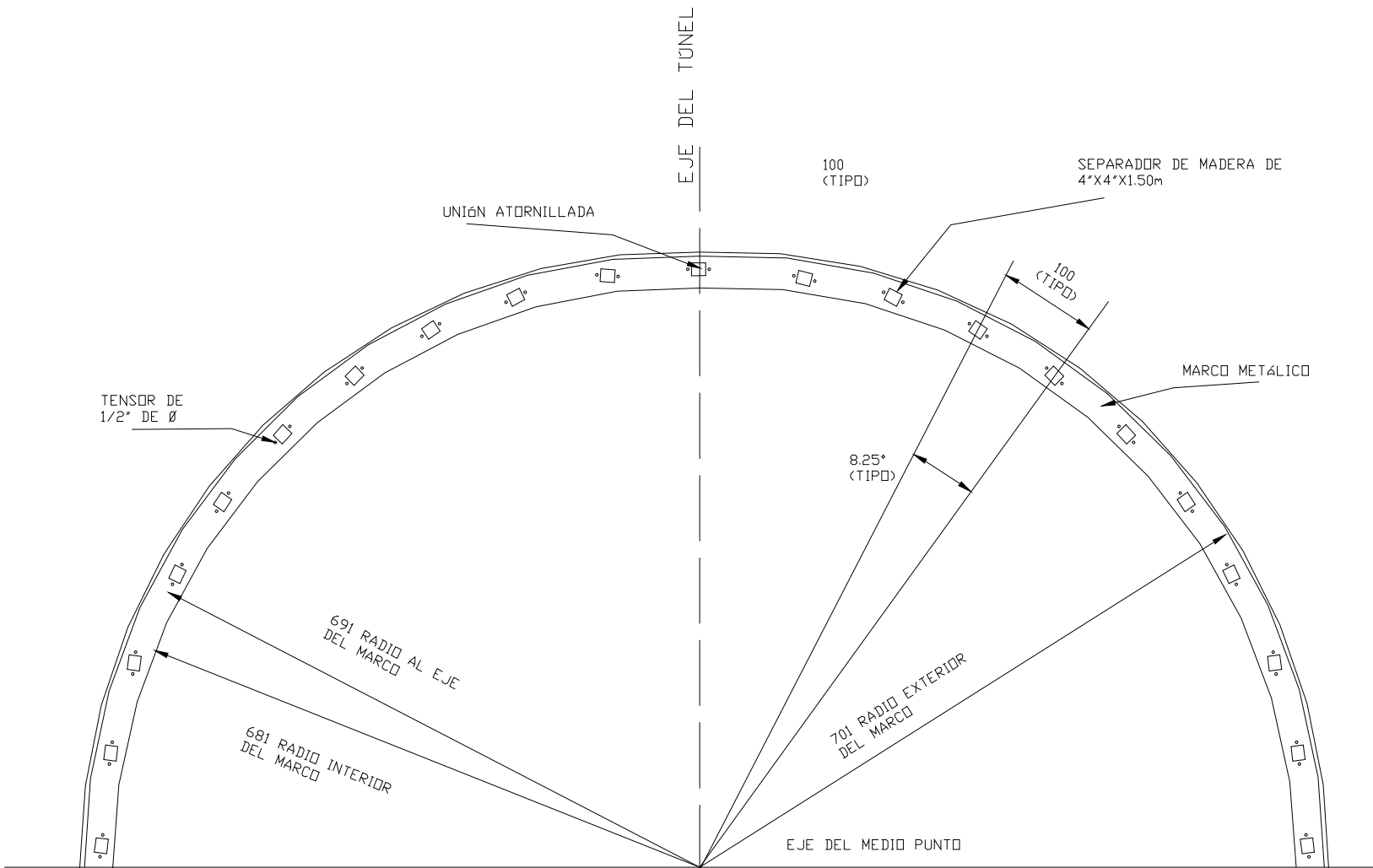


PLANO 14. CONEXIÓN ENTRE VIGUETAS



CORTE 1 - 1





PLANO 15. DISTRIBUCIÓN DE TENSORES Y SEPARADORES DE MADERA ENTRE MARCOS METÁLICOS DE MEDIO PUNTO

## NOTAS

---

### ACLARATORIAS

1. LOS PUNTOS TRATADOS EN LAS PÁGINAS ANTERIORES SE RELACIONA CON EL REVESTIMIENTO ESTRUCTURAL DEL TÚNEL CARRETERO DEL EJE "D", LOCALIZADOS ENTRE LOS CAD. 0+267.384 AL 0+315.809 PERTENECIENTE AL ENTRONQUE VIAL REAL DEL MONTE - PACHUCA, HIDALGO.
2. TAMBIÉN SE MUESTRA LA SECCIÓN ESTRUCTURAL Y RASTRA METÁLICA QUE SUSTENTARÁ AL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL. (VER PLANO - UNIÓN DE MARCOS METÁLICOS-).
3. LOS MARCOS METÁLICOS SE HABILITARÁN Y COLOCARÁN EN DOS SECCIONES SIMÉTRICAS, QUE CUMPLAN CON LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS ANTERIORES (VER PLANO - SECCIÓN TRANSVERSAL DEL UMBRAL, SECCIÓN (A -A) Y - EL PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSORES Y SEPARADORES-).
4. LA UNIÓN DE LOS MARCOS CON LA ZAPATA DE CIMENTACIÓN SERÁ CON ANCLAS DE ¾" EN LA ZONA DE TÚNEL FALSO Y MEDIANTE UNA RASTRA COMPUESTA DE CONCRETO Y UNA VIGA METÁLICA DE 60X54 cm, DE SECCIÓN TRANSVERSAL EN LA ZONA DE TÚNEL (VER PLANO - ARMADO DEL MARCO - Y - UNIÓN DE MARCOS METÁLICOS- ).
5. EL CONCRETO DE LA ZAPATA Y RASTRA SERÁ HIDRÁULICO  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  Y EL CONCRETO LANZADO DE LA BÓVEDA SERÁ DE  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .
6. EL ACERO ESTRUCTURAL DE LAS VARILLAS SERÁ GRADO 42 Y EL DE LAS PLACAS DE APOYO Y CONEXIÓN SERÁ DE A - 36.
7. LOS RECUBRIMIENTOS SERÁN LOS QUE SE INDICAN EN LAS SECCIONES ESTRUCTURALES Y DETALLES.
8. EL REVESTIMIENTO ESTARÁ CONSTITUIDO POR UNA CAPA DE CONCRETO LANZADO ARMADO DE 34 cm DE ESPESOR, REFORZADO POR MARCOS METÁLICOS DE SECCIÓN IPR DE 8 X 5 ¼" X 31.2 kg/ml, COLOCADOS A CADA 1.50 m DENTRO DEL TÚNEL Y 0.50 m EN LA ZONA DE LOS UMBRALES (VER PLANO - ARMADO DEL REVESTIMIENTO DE LA BÓVEDA - ).

### ESTRUCTURALES

1. SE USARÁ ACERRO ESTRUCTURAL A.S.T.M. (A - 36)
2. PARA SOLDADURA SE SEGUIRÁN LAS NORMAS DE LA A.W.S.
3. EN SOLDADURA MANUAL SE UTILIZARÁN ELECTRODOS E -7018
4. EN SOLDADURA AUTOMÁTICA SE USARÁ UNA COMBINACIÓN DE ELECTRODOS Y FUNDENTE QUE PRODUZCA UNA SOLDADURA DE RESISTENCIA IGUAL A LA OBTENIDA CON ELECTRODOS E - 7018

## GRANULOMETRÍA DE CONCRETO

### CONCRETO LANZADO

---

#### CEMENTO PÓRTLAND TIPO I

GRAVILLA O GRANZÓN: Tamaño de 15.9 mm (5/8"), donde el 1% de arena no deberá Exceder el 60% de la mezcla de agregados.

ARENA : Módulo de finura de 2.4 a 3.2 con no más del 2% de material fino. Que pase la malla No. 200.

AGUA : Se utilizará preferentemente de la red de abastecimiento de agua potable, de no ser así, será necesario que cumpla previo a su empleo, con los requisitos de la Norma Oficial Mexicana NOM - C - 122.

### CONCRETO LANZADO

---

#### CEMENTO PÓRTLAND TIPO I O RESISTENCIA MODERADA A LOS SULFATOS TIPO II

GRAVA : Tamaño de 19mm (3/4"), con menos del 5% de materiales finos que Pasen la malla No. 200.

ARENA : Módulo de finura debe estar comprendido entre 2.3 y 3,2 con no más Del 1% de finos que pase por la malla No. 100, así mismo deberá verificarse que la cantidad de polvo sea inferior al 5%.

AGUA : Se utilizará preferentemente de la red de abastecimiento de agua potable, de no ser así, será necesario que cumpla previo a su empleo, con los requisitos de la Norma Oficial Mexicana NOM - C - 122.

- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE EDAD DE 250 kg/cm<sup>2</sup>

En las **tablas 32 Y 33** que se observa a continuación, se enlistan una serie de varillas que expresan sus dimensiones correspondientes a cada tipo de elemento estructural empleado en las diferentes etapas y partes fundamentales del túnel. En la segunda columna que expresa el tipo de varilla con la denominación de letras mayúsculas (por ejemplo. (A)). Tal denominación se hace presente en cada plano, cuando se hace referencia al tipo de varillas a emplear.

TABLA 32. LISTA DE VARILLAS

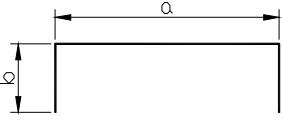
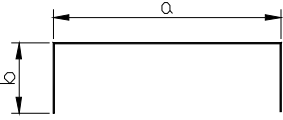
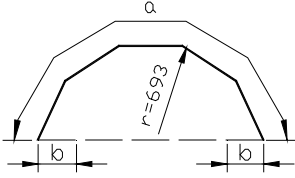
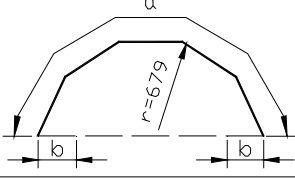

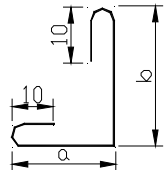
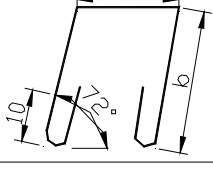
ELEMENTO	VARS.	DIAM.	NUM.	LONG. TOTAL (m)	C R O Q U I S	a (m)	b (m)	peso (kg)
BÓVEDA PARRILLA EXTERIOR	A	4	54	2704.8		48	0.15	3062
BÓVEDA PARRILLA INTERIOR BASTONES	B	4	1848	3141.6		1.5	0.10	3557
BÓVEDA PARRILLA INTERIOR	C	4	121	2701		22.02	0.15	3058
BÓVEDA PARRILLA EXTERIOR	D	4	121	2624		2139	0.15	2971
RASTRA DE CONCRETO	E	6	18	870		48	0.15	1089
RASTRA PASADORES	F	4	322	657		0.17	0.54	331
RASTRA ESTRIBOS	G	4	482	887		0.30	0.57	1002

TABLA 33. LISTA DE VARILLAS (CONTINUACIÓN)

ELEMENTO	VARS.	DIAM.	NUM.	LONG. TOTAL (m)	C R O Q U I S	a (m)	b (m)	peso (kg)
PREPARACIÓN DE RASTRA Y CIMENT. CONCRETO ACER. DE UN.	H	4	480	864		1.2	0.60	1037
ZAPATA INTERIOR ESTRIBOS	I	8	484	3606		2.3	1.52	13103
ZAPATA ACERO PRINCIPAL	J	6	68	3264		48	0.15	4085
ZAPATA INICIAL ESTRIBOS	K	8	60	496		2.43	1.52	1802
REMATE DEL TUNEL ESTRIBOS	L	4	150	261		0.47	0.20	295
REMATE DEL TUNEL ARMADO PRINCIPAL	M	4	4	91		22.77	0.15	103
ACERO DE TRAS LAPE CON ARMADO DE LA BÉVEDA DE MEDIO PUNTO ZAPATA INIC.	N	5	240	878		351		1054

## V. CIMENTACIÓN

---

V.1. CAPACIDAD DE CARGA.....	(132)
V.2. GEOMETRÍA.....	(133,139)
V.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	(133-151)

## V. CIMENTACIÓN

### V.1 CAPACIDAD DE CARGA

De los datos obtenidos de campo, los cuales nos arrojaron un **número de golpes elevados** por medio de la **prueba de penetración estándar**. Esto en los estratos de suelo y de saprolito. En lo que se refiere al estrato de roca la exploración se realizó con barril denison y broca de diamante

Sin embargo se realizó una estimación de los parámetros de resistencia: como lo es la cohesión y el ángulo de fricción interna para los dos primeros estratos, y para el estrato de roca se tomó directamente la capacidad de carga. Para una toba volcánica la experiencia nos muestra que la capacidad mínima admisible, para roca fracturada (alterada) es de 60 ton /m<sup>2</sup>, sin embargo nosotros la consideramos de 50 ton/m<sup>2</sup>

El número de golpes para los estratos de suelo y saprolito estuvieron en el rango de 5 -32, lo que nos indica que los rangos de valores para la compresión simple son del orden de 0.63 - 4 kg/cm<sup>2</sup>.

Según la clasificación de Peck y Terzaghi de acuerdo a la consistencia del suelo, la toba se comporta de media a muy firme. En caso de requerir los valores de cohesión C y el ángulo de fricción interna (Ø), el índice RMR puede dar una guía como lo muestra la tabla siguiente:

**TABLA 34** Estimación de la cohesión y el ángulo de fricción interna a partir del índice RMR (Bieniawski, 1989)

CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE RMR				
Clase	Calidad	Valoración RMR	C(ton/m <sup>2</sup> )	Ø (°)
I	MUY BUENA	menor 20	menor 10	menor 15
II	BUENA	21 - 40	10 - 20	15 -25
III	MEDIA	41 - 60	20 - 30	25 -35
IV	MALA	61 - 80	30 -40	35 -45
V	MUY MALA	81 - 100	mayor 40	menor 45

**TABLA 35** Resumen de parámetros de resistencia obtenidos

ESTRATO	NÓ. DE GOLPES	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	C(kg/cm <sup>2</sup> )	Ø (°)	C(ton/m <sup>2</sup> )	qu(ton/m <sup>2</sup> )
SUELO	5	0.63	0.31	18	3.13	6.25
	10	1.25	0.63		6.25	12.50
SAPROLITO	11	1.38	0.69	22	6.88	13.75
	32	4.00	2.00		20.00	40.00

Se auxilió de la **tabla 34** con el fin de verificar y a su vez asociar el comportamiento de la roca en función de la calidad de la roca de acuerdo la clasificación RMR, y de la relación que se obtuvo de los números de golpes en la exploración. Es decir que se relacionaron los datos que se recabaron de campo y de la información teórica para determinar **la tabla 35**, como una conclusión de nuestra investigación.

Finalmente la capacidad de carga admisible para el **estrato de toba roca** en que se alojarán las zapatas es de:

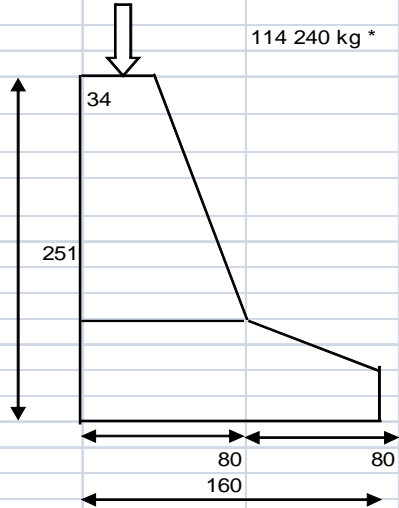
$$q_{adm} = 50 \text{ ton /m}^2$$

## V. CIMENTACIÓN

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN (ZAPATA) AL INTERIOR DEL TÚNEL

#### V.2 GEOMETRÍA DE LA ZAPATA

Veamos una geometría propuesta



#### DATOS

$f_c$	=	250	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_c$	=	113	Kg/cm <sup>2</sup>
$k$	=	0.4	
$n$	=	13	
$f_y$	=	4,200.00	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_s$	=	2,100.00	Kg/cm <sup>2</sup>
$j$	=	0.87	
$Q$	=	20	Kg/cm <sup>2</sup>

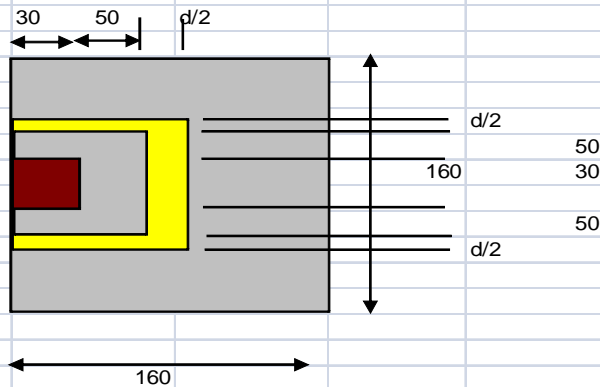
191

\* SE TOMÓ EL VALOR DE LA FUERZA AXIAL QUE EXPERIMENTA EL MARCO EN SUS APOYOS, EL CUAL ES DE 81.6 TON. SÓLO QUE SE LE APLICÓ UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 1.4 YA QUE SERÁ LA CARGA A LA QUE ESTARÁ SOMETIDA LA ZAPATA A LO LARGO DEL TÚNEL

\* Haciendo la zapata y el dado en forma piramidal se aumentará el área de transmisión, sólo que en nuestro caso, únicamente se realizará de esta manera para la primera zapata, por estar localizada al interior del túnel; mientras que para la segunda se llevará a cabo un refuerzo mayor tanto en dimensionamiento como en acero, ya que dicha zapata será la que reciba la carga del marco en la parte del túnel falso.

\* Por lo cual cuando la forma de la zapata sea piramidal, el espesor mínimo en los bordes será de 15 cm.

\* Cuando los esfuerzos de penetración o esfuerzos cortantes son mayores que los admisibles, se recomienda hacer la zapata piramidal.



#### V.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA

##### 1) Capacidad de carga de la roca

La reacción del terreno la obtuvimos de  $q_c = 50,000 \text{ Kg/m}^2$

##### CARGAS

Marco (carga axial en el nodo 153)  $1.4 \cdot 81,600 \text{ kg} = 114,240.00 \text{ kg}$



## 2) Peralte por penetración

$$s' = 2(30+50+d/2) + 2(50+d/2) + 30$$

$$s' = 4(50+d/2) + 3(30)$$

$$s' = 200+2d+90 \dots\dots\dots(!)$$

mult. (1) por d

$$s'd = 2d^2 + 290d \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{Sección nec } 114,240 \text{ kg} = 14,452 \text{ cm}^2 \dots\dots(3)$$

$$\text{pero } s'd = \frac{114,240}{0.5 \sqrt{f_c}}$$

sust. (3) en (2)

$$2d^2 + 290d - 14452 = 0 \dots\dots\dots(4)$$

Resolviendo

$$d = 39.22 \text{ cm}$$

## 3) Cálculo del ancho de la zapata

$$pp = (1.09 \text{ m}^2)(2.4 \text{ ton/m}^3) = 2,616 \text{ kg/ml} \quad \text{pp dado} \quad 2,616 \text{ kg/ml}$$

$$114,240+2,616 = 116,856 \text{ kg}$$

$$Az = \frac{116,856 \text{ kg}}{50,000 \text{ kg/m}^2} = 2.34 \text{ m}^2$$

$$a_1 = a_2 = \sqrt{2.34} = 1.53 \text{ m}$$

por lo tanto

### Carga total en el cimientto:

Al considerar el peso propio en la zapata, aumentará el ancho de la misma, veamos:

$$pp = (0.84 \text{ m}^2)(2.4 \text{ ton/m}^3) = 2,016 \text{ kg/ml} \quad \text{pp zapata} \quad 2,016 \text{ kg/ml}$$

$$114,240+2,616+2,016 = 118,872 \text{ kg}$$

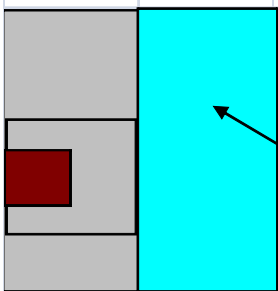
$$Az = \frac{118,872.00}{50,000.00} = 2.38 \text{ m}^2$$

$$a_1 = a_2 = \sqrt{2.38} = 1.54 \text{ m} \quad \text{se acerca a la propuesta de } 1.60 \text{ m}$$

por lo tanto

\* Se encuentra un poco sobrada, sin embargo se acepta por seguridad que el ancho de la zapata sea de 1.60 m.

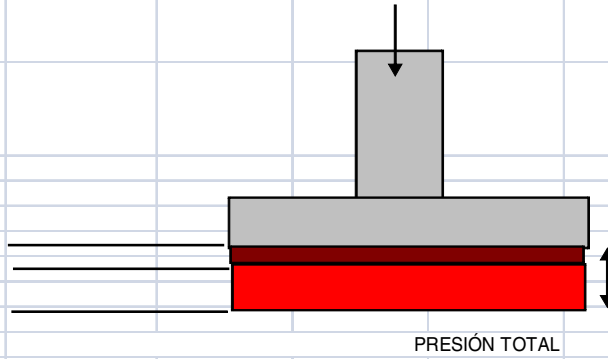
## 4) Peralte por momento flexionante



área tributaria para momentos y adherencia

El ancho requerido para resistir la carga transmitida por el marco metálico depende de la capacidad del terreno. Debe distinguirse entre presión total y presión neta. La presión neta es igual a la presión total menos la presión debida al peso propio de la zapata. La presión total debe ser igual o menor que la capacidad de carga del terreno. Los momentos y fuerzas cortantes que actúan sobre la zapata son función de la presión neta exclusivamente.

PESO PROPIO  
PRESIÓN NETA



PRESIÓN TOTAL

Por lo anterior para nuestro estudio nombraremos como presión neta a la reacción que a su vez ejerce el suelo sobre el área de la zapata, es decir sobre las dimensiones determinadas (1.60 x 1.60 m)

Reacción neta  

$$R_n = \frac{116,856.00}{(1.6)^2} = \frac{116,856.00 \text{ kg}}{2.56 \text{ m}^2} = 45,646.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Momento Máximo

$$M_{\text{máx}} = \frac{R_n \cdot x^2}{2} = \frac{45,646.88 \cdot 0.8^2}{2} = 14,607.00 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$d = \frac{M_{\text{máx}}}{Q \cdot b} = \frac{1,460,700.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{2,000.00 \text{ kg/cm}^2} = 730.35 \text{ cm} = 27.02 \text{ cm}$$

Se observa que domina el peralte por penetración al que se obtuvo por momento

$$d_p > d_m$$

$$39.22 > 27.02$$

### 5) Peralte por esfuerzo cortante

$$\text{La fuerza cortante } V = 45,646.88 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.8 \text{ m} = 36,517.50 \text{ kg}$$

por lo tanto el esfuerzo cortante

$$v = \frac{V}{b \cdot d} \text{ despejando } d \quad d = \frac{36,517.50}{100 \cdot 7.90} = 46.22$$

donde v es el esfuerzo cortante permisible que soporta el concreto igual a 0.5 de la raíz cuadrada de f'c  
 Se considera un ancho b representativo de 1m.

Se observa que el peralte que rige por el momento es el que acabamos de determinar, es decir por esfuerzo cortante

$$d = 46.22 \text{ cm}$$

### 6) Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}}}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1460700}{84443.94} = 17.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.002b \cdot d = 9.244 \text{ cm}^2 \text{ menor que } 17.30 \text{ cm}^2$$

Con varillas del # 8 (1")	17.30 cm <sup>2</sup>				
No. Var. =	$\frac{17.30}{5.07}$	=	3.41	se toman	4 varillas
	5.07 cm <sup>2</sup>				
separación por cada metro de longitud					
S =	$\frac{100}{4.00}$	=	25.00	cm	
					* La cantidad de varillas están dentro de la tolerancia máxima de 25 cm, sin embargo se recomienda que se pruebe posteriormente con otro peralte y tomar uno definitivo.
<b>7) Peralte por adherencia</b>					
$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{\text{diam}}$	=	19.92	Kg/cm <sup>2</sup>	diam.	es el diámetro de la varilla empleada en cm
$\mu = \frac{V}{\Sigma o * j * d}$	donde	$d = \frac{V}{\mu \Sigma o * j}$	=	66.02	cm
Obtenido este nuevo peralte, se recalculará el área de acero					
<b>Cálculo del área de acero</b>					
As =	$\frac{M_{\text{máx}}}{f_s * j * d}$	=	$\frac{1460700}{120618.54}$	=	12.11 cm <sup>2</sup>
Asmin =	0.002b*d =	13.204	cm <sup>2</sup>	mayor que	12.11 cm <sup>2</sup>
Con varillas del # 8 (1")	12.11 cm <sup>2</sup>				
No. Var. =	$\frac{12.11}{5.07}$	=	2.39	se toman	3 varillas
	5.07 cm <sup>2</sup>				
separación por cada metro de longitud					
S =	$\frac{100}{3.00}$	=	33.33	cm	
					* El peralte obtenido de 66.02 cm es el mayor, sin embargo: ya que en primera instancia el área de acero mínimo es mayor con la que contamos de acuerdo con este peralte. *Además la separación de cada varilla, ya no cumple con la máxima separación de 25cm.
Por lo anterior propondremos un peralte que tenga una separación menor al máximo, y que el área de acero disponible sea mayor que la mínima. SE PROPONE d= 55.00 cm					
<b>Cálculo del área de acero</b>					
As =	$\frac{M_{\text{máx}}}{f_s * j * d}$	=	$\frac{1460700}{100485.00}$	=	14.54 cm <sup>2</sup>
Asmin =	0.002b*d =	11	cm <sup>2</sup>	menor que	14.54 cm <sup>2</sup>

Con varillas del # 8 (1")					
No. Var. =	$\frac{14.54 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2}$	2.87	se toman	3 varillas	

separación por cada metro de longitud

\* se cumple el primer propósito de área de acero.  
\* se acepta el peralte de 55 cm, ya que con dicho peralte se abarca más área de la losa de la zapata y como consecuencia, el recubrimiento será de menor espesor  
\* la cantidad de varillas será de 5, para que la separación de cada varilla sea de 20 cm

$$S = \frac{100}{3.00} = 33.33 \text{ cm}$$

### 8) Revisión por esfuerzo cortante admisible

$$v_{adm} = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 * 15.811 = 7.9055 \text{ Kg/cm}^2$$

cortante a 55 cm

$$v = \frac{V}{b*d} = \frac{36,517.50}{100*55} = 6.64 \text{ Kg/cm}^2$$

cumple por esfuerzo cortante

### 9) Revisión por adherencia admisible

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\text{diam}} = 19.92 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{diam. es el diámetro de la varilla empleada en cm}$$

$$\mu = \frac{V}{\sum o * j * d} = \frac{36,517.50}{(5 * 7.98 * 0.87 * 55)} = 19.13 \text{ Kg/cm}^2$$

cumple por adherencia admisible

### 10) Revisión por anclaje

Longitud de anclaje

$$L_a = \frac{f_s * \phi}{4 * \mu} = 66.95 \text{ cm}$$

La longitud mínima de anclaje es de

$$L_{a_{min}} \geq 12\phi = 12 * 2.54 = 30.48 \text{ cm}$$

La longitud calculada es , mayor que la mínima especificada y se cumple con un anclaje correcto

Por lo anterior la altura total de la zapata será

$$h = d + (0.5 * 2.54) + r = 54 + (0.5 * 2.54) + 4 = 60.27 \text{ cm}$$

nota: se está tomando medio diámetro de varilla para dar los cuatro cm efectivos de recubrimiento

### 11) acero por temperatura

A continuación se calculará el acero por temperatura. Ya que el concreto presenta fenómenos de contracción y de dilatación, se tiene que reforzar para dicho efecto de manera longitudinal, es decir a lo largo de la misma.

\* El acero mínimo para tomar los esfuerzos de contracción y temperatura será de  $0.002bh$ . En ningún caso las varillas se colocarán a separaciones mayores de 5 veces el espesor de la zapata o más de 45 cm.

**acero por temperatura**

$A_{st} = 0.002 * b * h$	$12 \text{ cm}^2$			
No. Var. =	$\frac{12 \text{ cm}^2}{1.91 \text{ cm}^2}$	=	6.28 se aceptan	6.00
var # 6(3/4")	$1.91 \text{ cm}^2$			
	6			
separación =	$\frac{100}{6}$	=	16.67	cm

\* por facilidad de proceso constructivo se acepta que sean 5 var. @20 cm

FINALMENTE SE TIENE EL SIGUIENTE ARMADO:

\* PARA CORTANTE, MOMENTO FLEXIONANTE Y ANCLAJE

5 varillas del #8 por metro lineal @ 20 cm

\* POR TEMPERATURA

5 varillas del #6 por metro lineal @ 20 cm

**NOTA**

Se muestra en los siguientes planos un resumen de los armados calculados

\* CIMENTO EN LA BÓVEDA DEL TÚNEL

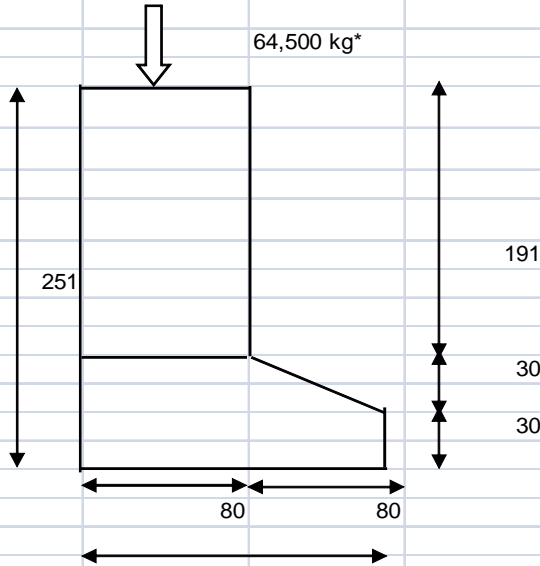
\* TRANSICIÓN DE ZAPATAS DE CIMENTACIÓN

## V. CIMENTACIÓN

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN (ZAPATA) EN EL TÚNEL FALSO ( PORTALES)

#### V.2 GEOMETRÍA DE LA ZAPATA

Veamos una geometría propuesta



#### DATOS

$f_c$	=	250	$\text{Kg/cm}^2$
$f_c$	=	113	$\text{Kg/cm}^2$
$k$	=	0.4	
$n$	=	13	
$f_y$	=	4,200	$\text{Kg/cm}^2$
$f_s$	=	2,100	$\text{Kg/cm}^2$
$j$	=	0.87	
$Q$	=	20	$\text{Kg/cm}^2$

191

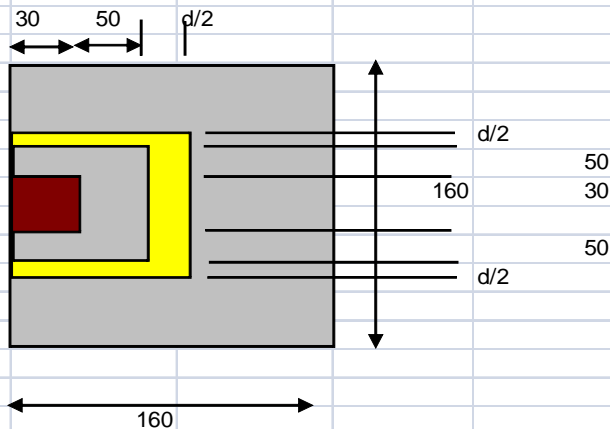
\* SE TOMO EL VALOR DE LA FUERZA AXIAL DEL NODO 196, CON  $E = 20 \text{ CM}$ , EL CUAL ES DE 64,500 KG.

30

30

\*Se presenta ésta segunda geometría de zapata: la que se localizará en la entrada de los portales.

Se llevará a cabo un refuerzo mayor tanto en dimensionamiento como en acero, ya que dicha zapata será la que reciba la carga del marco en la parte del túnel falso.



#### V.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ZAPATA

##### 1) Capacidad de carga de la roca

La reacción del terreno la obtuvimos de  $q_c = 50,000 \text{ Kg/m}^2$

Marco (carga axial en el nodo 153)  $64500 \times 1.4$  90,300 kg

**2) Peralte por penetración**

$s' = 2(30+50+d/2) + 2(50+d/2) + 30$   
 $s' = 4(50+d/2) + 3(30)$   
 $s' = 200+2d+90 \dots\dots\dots(1)$   
 mult. (1) por d

$s'd = 2d^2 + 290d \dots\dots\dots(2)$

**Sección necesaria**

$$\text{pero } s'd = \frac{90300 \text{ kg}}{0.5 \sqrt{f'c}} = 11423 \text{ cm}^2 \dots\dots(3)$$

sust. (3) en (2)

$2d^2 + 290d - 11423 = 0 \dots\dots\dots(4)$

Resolviendo

**d = 32.22 cm**

**3) Cálculo del ancho de la zapata**

$pp = (1.53 \text{ m}^2)(2.4 \text{ ton/m}^3) = 3,672.00 \text{ kg/ml}$  pp dado 3,672.00 kg/ml  
 $90300+3672 = 93,972.00 \text{ kg}$

$Az = \frac{93,972 \text{ kg}}{50,000 \text{ kg/m}^2} = 1.88 \text{ m}^2$

por lo tanto  $a1 = a2 = 1.88 = 1.37 \text{ m}$

**Carga total en el cimiento:**

Al considerar el peso propio en la zapata, aumentará el ancho de la misma, veamos:

$pp = (1.0 \text{ m}^2)(2.4 \text{ ton/m}^3) = 2,400.00 \text{ kg/ml}$  pp zapata 2,400.00 kg/ml

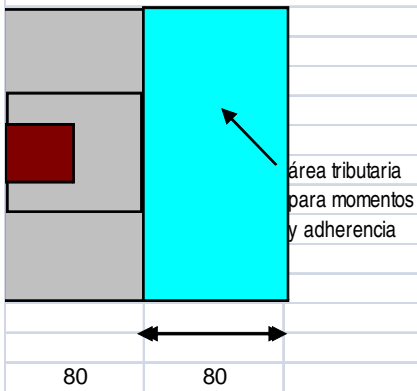
$90,300+3,672+2,400 = 96,372.00 \text{ kg}$

$Az = \frac{96,372.00}{50,000.00} = 1.93 \text{ m}^2$

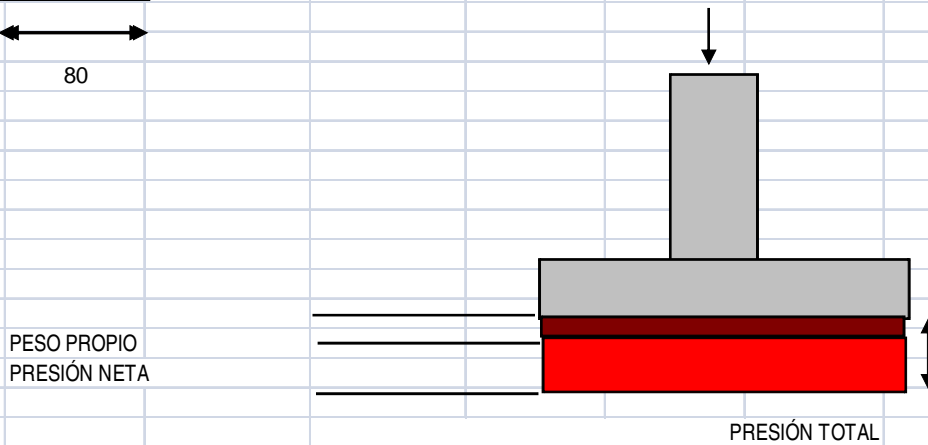
por lo tanto  $a1 = a2 = 1.93 = 1.39 \text{ m}$  se acerca a la propuesta de 1.60 m

\* Se encuentra un poco sobrada, sin embargo se acepta por seguridad que el ancho de la zapata sea de 1.60 m.

#### 4) Peralte por momento flexionante



El ancho requerido para resistir la carga transmitida por el marco metálico depende de la capacidad del terreno. Debe distinguirse entre presión total y presión neta. La presión neta es igual a la presión total menos la presión debida al peso propio de la zapata. La presión total debe ser igual o menor que la capacidad de carga del terreno. Los momentos y fuerzas cortantes que actúan sobre la zapata son función de la presión neta exclusivamente.



Por lo anterior para nuestro estudio nombraremos como presión neta a la reacción que a su vez ejerce el suelo sobre el área de la zapata, es decir sobre las dimensiones determinadas (1.60 x 1.60 m)

Reacción neta

$$R_n = \frac{93,972.00}{(1.6)^2} = \frac{93,972.00 \text{ kg}}{2.56 \text{ m}^2} = 36,707.81 \text{ kg/m}^2$$

Momento Máximo

$$M_{\text{máx}} = \frac{R_n * x^2}{2} = \frac{36,707.81 * 0.8^2}{2} = 11746.5 \text{ kg*m}$$

$$d = \frac{M_{\text{máx}}}{Q * b} = \frac{1,174,650.00 \text{ kg*cm}}{2,000.00 \text{ kg/cm}^2} = 587.325 = 24.23 \text{ cm}$$

Se observa que domina el peralte por penetración al que se obtuvo por momento

$$d_p > d_m$$

$$32.22 > 24.23$$

#### 5) Peralte por esfuerzo cortante

La fuerza cortante

$$V = 36,707.81 \text{ kg/m}^2 * 0.8 \text{ m} = 29,366.25 \text{ kg}$$



por lo tanto el esfuerzo cortante

$$v = \frac{V}{b \cdot d} \text{ despejando } d \quad d = \frac{29366.25}{100 \cdot 7.90} = 37.17$$

donde v es el esfuerzo cortante permisible que soporta el concreto igual a 0.5 de la raíz cuadrada de f'c  
Se considera un ancho b representativo de 1m.

Se observa que el peralte que rige por el momento es el que acabamos de determinar, es decir por esfuerzo cortante

$$d = 37.17 \text{ cm}$$

### 6) Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{\max}}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1,174,650.00}{67,909.59} = 17.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002b \cdot d = 7.434 \text{ cm}^2 \text{ menor que } 17.30 \text{ cm}^2$$

Con varillas del # 6 (3/4")

$$\text{No. Var.} = \frac{17.30 \text{ cm}^2}{1.91 \text{ cm}^2} = 9.06 \text{ se toman } 9 \text{ varillas}$$

separación por cada metro de longitud

$$S = \frac{100}{9.00} = 11.11 \text{ cm}$$

\* La cantidad de varillas están dentro de la tolerancia máxima de 25 cm, sin embargo se recomienda que se pruebe posteriormente con otro peralte y tomar uno definitivo.

### 7) Peralte por adherencia

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\text{diam}} = 26.49 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{diam. es el diámetro de la varilla empleada en cm}$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma O \cdot j \cdot d} \text{ donde } d = \frac{V}{\mu \Sigma O \cdot j} = 23.60 \text{ cm}$$

El peralte por cortante es el mayor, sólo que son muchos varillas y poca la profundidad

Por lo anterior propondremos un peralte

$$\text{SE PROPONE } d = 55 \text{ cm}$$

### Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{\max}}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1,174,650.00}{100,485.00} = 11.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002b \cdot d = 11 \text{ cm}^2 \text{ menor que } 11.69 \text{ cm}^2$$

Con varillas del # 6 (3/4")

$$\text{No. Var.} = \frac{11.69 \text{ cm}^2}{1.91 \text{ cm}^2} = 6.12 \text{ se toman } 6 \text{ varillas}$$

separación por cada metro de longitud

$$S = \frac{100}{6.00} = 16.67 \text{ cm}$$

\* se acepta el peralte de 55 cm, ya que con dicho peralte se abarca más área de la losa de la zapata y como consecuen

cia, el recubrimiento será de menor espesor

\* la cantidad de varillas será de 5, para que la separación de cada varilla sea de 20 cm

### 8) Revisión por esfuerzo cortante admisible

$$v_{adm} = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 * 15.811 = 7.9055 \text{ Kg/cm}^2$$

cortante a 55 cm

$$v = \frac{V}{b*d} = \frac{29366.25}{100*55} = 5.34 \text{ Kg/cm}^2$$

cumple por esfuerzo cortante

### 9) Revisión por adherencia admisible

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\text{diam}} = 26.49 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{diam. es el diámetro de la varilla empleada en cm}$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma o * j * d} = \frac{29,366.25}{(5*6*0.87*55)} = 20.46 \text{ Kg/cm}^2$$

cumple por adherencia admisible

### 10) Revisión por anclaje

Longitud de anclaje

$$L_a = \frac{f_s * \phi}{4 * \mu} = 37.86 \text{ cm}$$

La longitud mínima de anclaje es de

$$L_{a_{min}} \geq 12\phi = 12 * 1.91 = 22.92 \text{ cm}$$

La longitud calculada es, mayor que la mínima especificada y se cumple con un anclaje correcto

Por lo anterior la altura total de la zapata será

$$h = d + (0.5 * 1.91) + r = 54 + (0.5 * 1.91) + 4 = 59.955 \text{ cm}$$

nota: se está tomando medio diámetro de varilla para dar los cuatro cm efectivos de recubrimiento

### 11) acero por temperatura

A continuación se calculará el acero por temperatura. Ya que el concreto presenta fenómenos de contracción y de dilatación, se tiene que reforzar para dicho efecto de manera longitudinal, es decir a lo largo de la misma.

\* El acero mínimo para tomar los esfuerzos de contracción y temperatura será de  $0.002bh$ . En ningún caso las varillas se colocarán a separaciones mayores de 5 veces el espesor de la zapata o más de 45 cm.

**acero por temperatura**

$$A_{st} = 0.002 * b * h$$

$$12 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Var.} =$$

$$12 \text{ cm}^2$$

=

6.28 se aceptan

6.00

$$\text{var \# 6 (3/4")}$$

$$1.91 \text{ cm}^2$$

$$6$$

$$\text{separación} =$$

$$100$$

=

$$16.67$$

cm

$$6$$

\* por facilidad de proceso constructivo se acepta que sean 5 var. @20 cm

FINALMENTE SE TIENE EL SIGUIENTE ARMADO:

\* PARA CORTANTE, MOMENTO FLEXIONANTE Y ANCLAJE

5 varillas del #6 por metro lineal @ 20 cm

**NOTA**

\* POR TEMPERATURA

Se muestra en los siguientes planos un resumen de los armados calculados

\* CIMIENTO EN EL TÚNEL FALSO

5 varillas del #6 por metro lineal @ 20 cm

\* TRANSICIÓN DE ZAPATAS DE CIMENTACIÓN

**EMPOTRAMIENTO DEL MARCO METÁLICO EN LA ZAPATA**

Una vez resuelto el problema del armado de la zapata en cada uno de los tramos respectivos del túnel.

A continuación se colocará una placa metálica que nos servirá para apoyar el marco metálico, cabe aclarar que será aun sin colocación del revestimiento secundario ni terciario

\* La placa de apoyo será de una sección de 30x30 y de un espesor de 1", acero tipo A-36

\* contará con seis tuercas con un diámetro interior de 3/4" y uno exterior de 2". El diámetro interior nos servirá para sujetar las anclas a desplantar dentro de la zapata.

\* Las anclas de fijación serán de 3/4" de diámetro, con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Los esquemas a lo anterior se muestran a continuación en los planos:

**ANCLAJE DEL MARCO METÁLICO Y DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO**

**UNIÓN SOLDADA DE MARCOS CON PLACA DE BASE**

## V. CIMENTACIÓN

### DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA DE ACERO

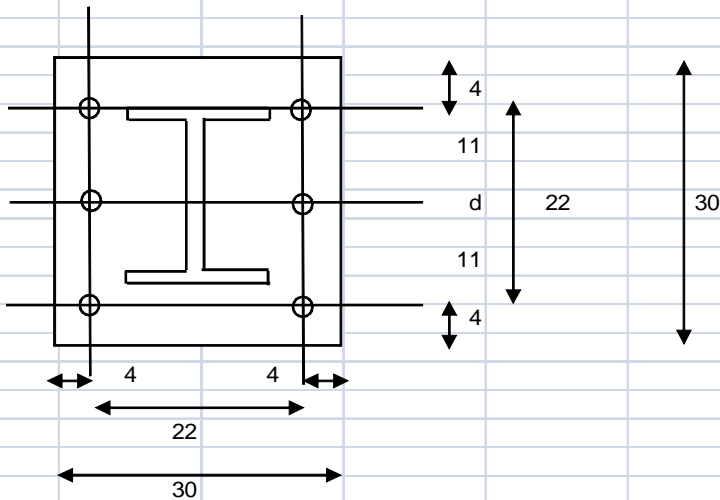
Una vez realizado el diseño respectivo de las zapatas, tanto para el túnel falso, como para la bóveda general, entonces lo que sigue es el dimensionamiento de la placa de acero que servirá de conexión entre el marco metálico y la zapata en sí.

Se basó en el manual de Altos Hornos de México (AHMSA), así como del manual de construcción en acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA) para el diseño de la misma.

La función que desempeñará la placa de acero será de sujeción (empotramiento) y que gracias a dicho empotramiento distribuya la carga del marco hacia la zapata lo más uniformemente posible.

Con esto evitará desplazamientos y giros, que provoquen una distribución excéntrica de la carga aplicada al área superficial de la zapata.

#### 1) PROPOSICIÓN DE GEOMETRÍA



#### 2) El esfuerzo admisible del concreto es

siendo  $f'c =$   kg/cm<sup>2</sup>

$$F_p = 0.25 f'c = \text{input } 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

#### 3) El área requerida

siendo  $P =$

La carga a distribuir proveniente de los pesos propios tanto del suelo y el concreto que se emplea para la construcción del túnel falso, que se localizará a la entrada de los portales oriente y poniente

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{55,000.00 \text{ kg}}{62.5 \text{ kg/cm}^2} = \text{input } 880 \text{ cm}^2$$

#### 4) Cálculo de las dimensiones de la placa, es decir largo y ancho

$$B \times N = A \quad \text{si proponemos que } N \text{ sea igual a } B, \text{ entonces } B = \sqrt{A} = \text{input } 29.66 \text{ cm}$$

5) Separación de la tuerca extrema al paño de la placa

$$m = \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 4.38 \text{ cm} \quad n = \frac{B - 0.80 \cdot d}{2} = 6.03 \text{ cm}$$

6) Revisión de de la separaciones propuestas en función del esfuerzo admisible

$$F_p = \frac{P}{A} = \frac{55,000.00 \text{ kg}}{30 \times 30 \text{ cm}^2} = 61.11 \text{ kg/cm}^2$$

7) Cálculo del espesor de la placa

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot F_p \cdot m^2}{2448}} = 1.44 = 1.20 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot F_p \cdot n^2}{2448}} = 2.73 = 1.65 \text{ cm}$$

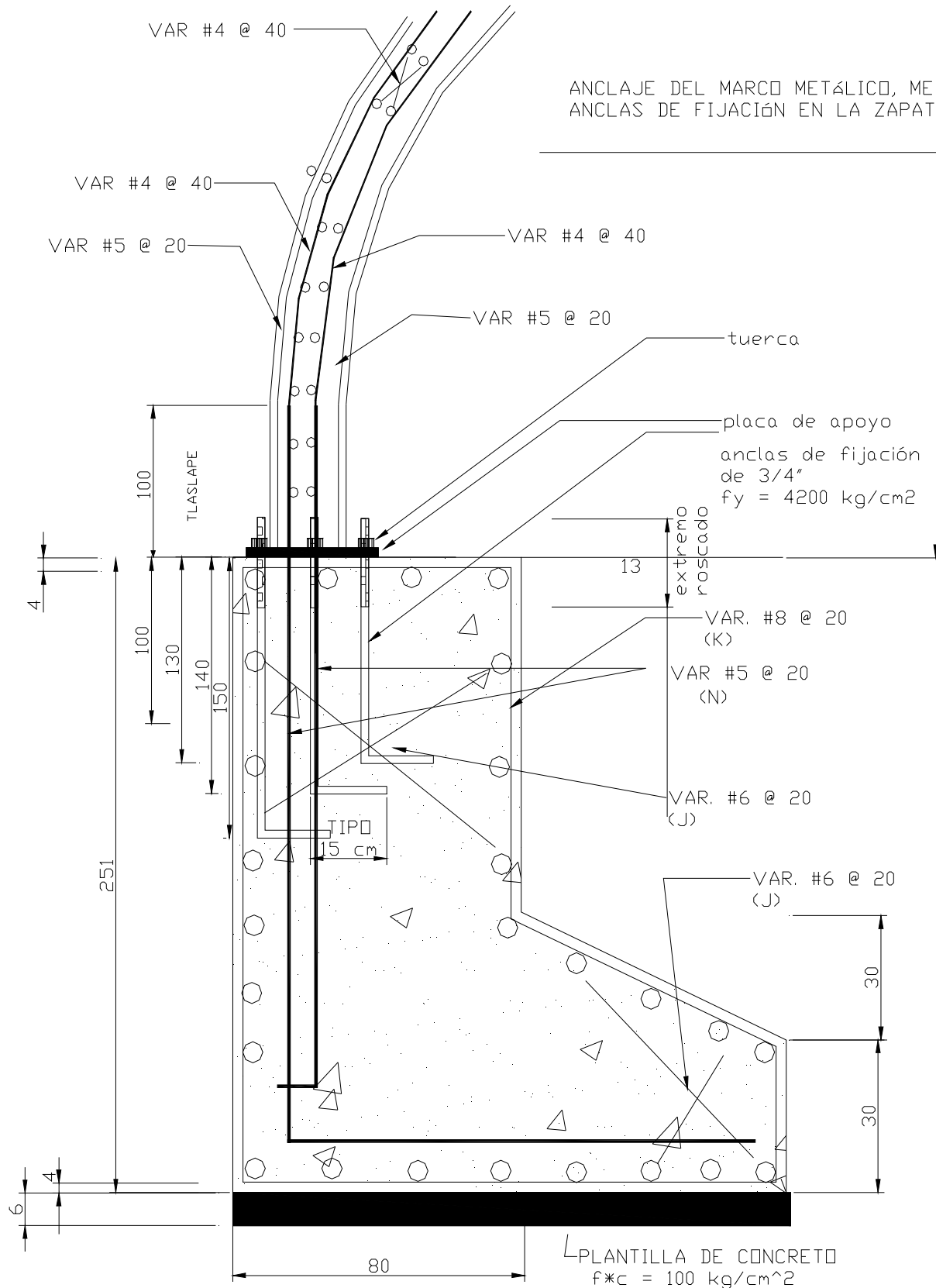
**CONCLUSIÓN:**

COMO SE CUMPLE POR ESFUERZOS PERMISIBLES, SE ACEPTA LA PLACA CON LAS DIMENSIONES DE 0.30 X 0.30 m; ASÍ COMO CONTAR CON UN ESPESOR DE 3/4 ".

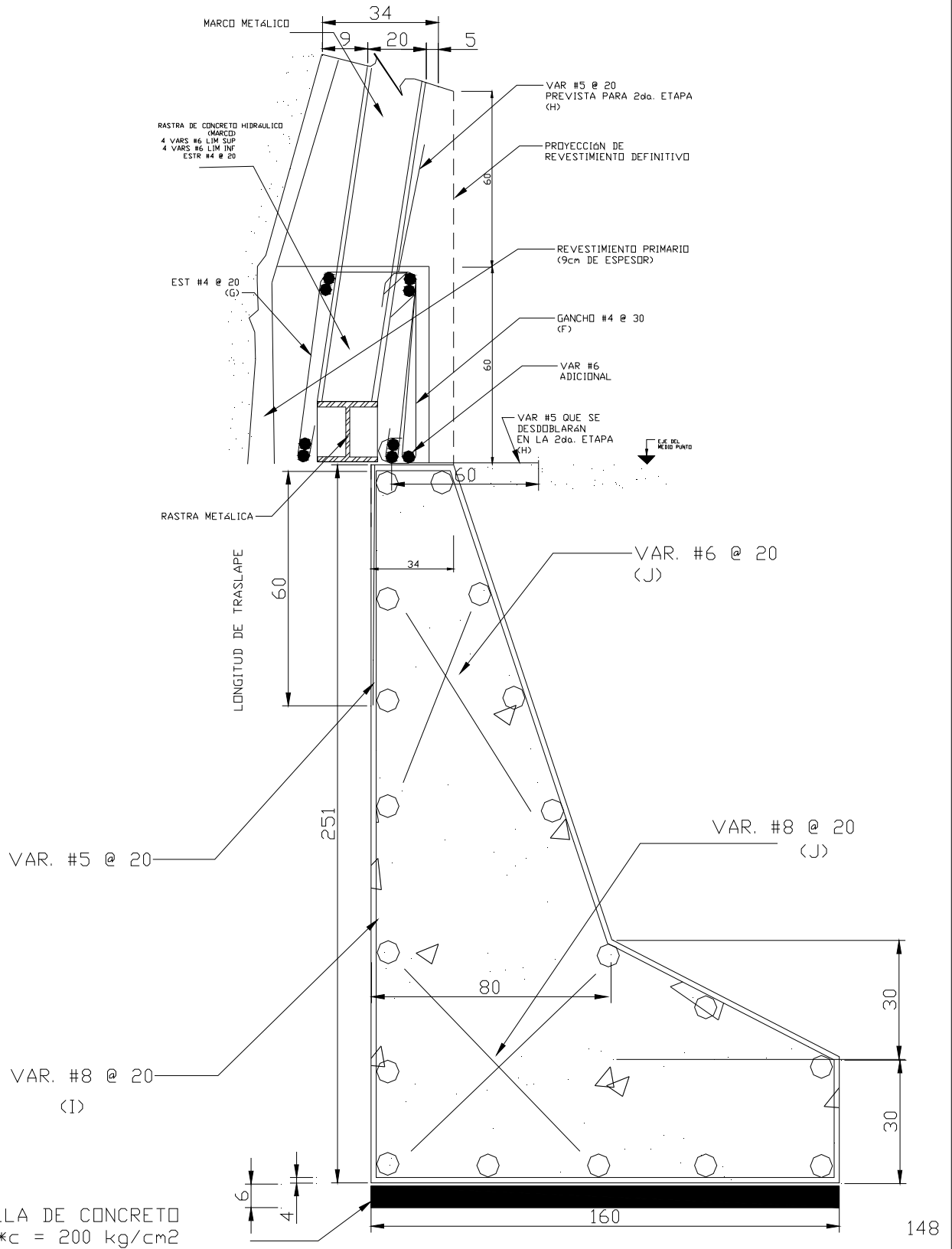
Los siguientes planos muestran la conclusión del diseño a llevar a cabo en función de las dimensiones y tipo de material a emplear en la realización de la cimentación a la interior como en las afueras del túnel. Así como la interacción entre la cimentación y la placa.

- \* Anclaje del marco y del revestimiento
- \* Cimiento en la bóveda
- \* Cimiento en el túnel falso
- \* Transición de la zapata a través del túnel
- \* Unión soldada en el marco

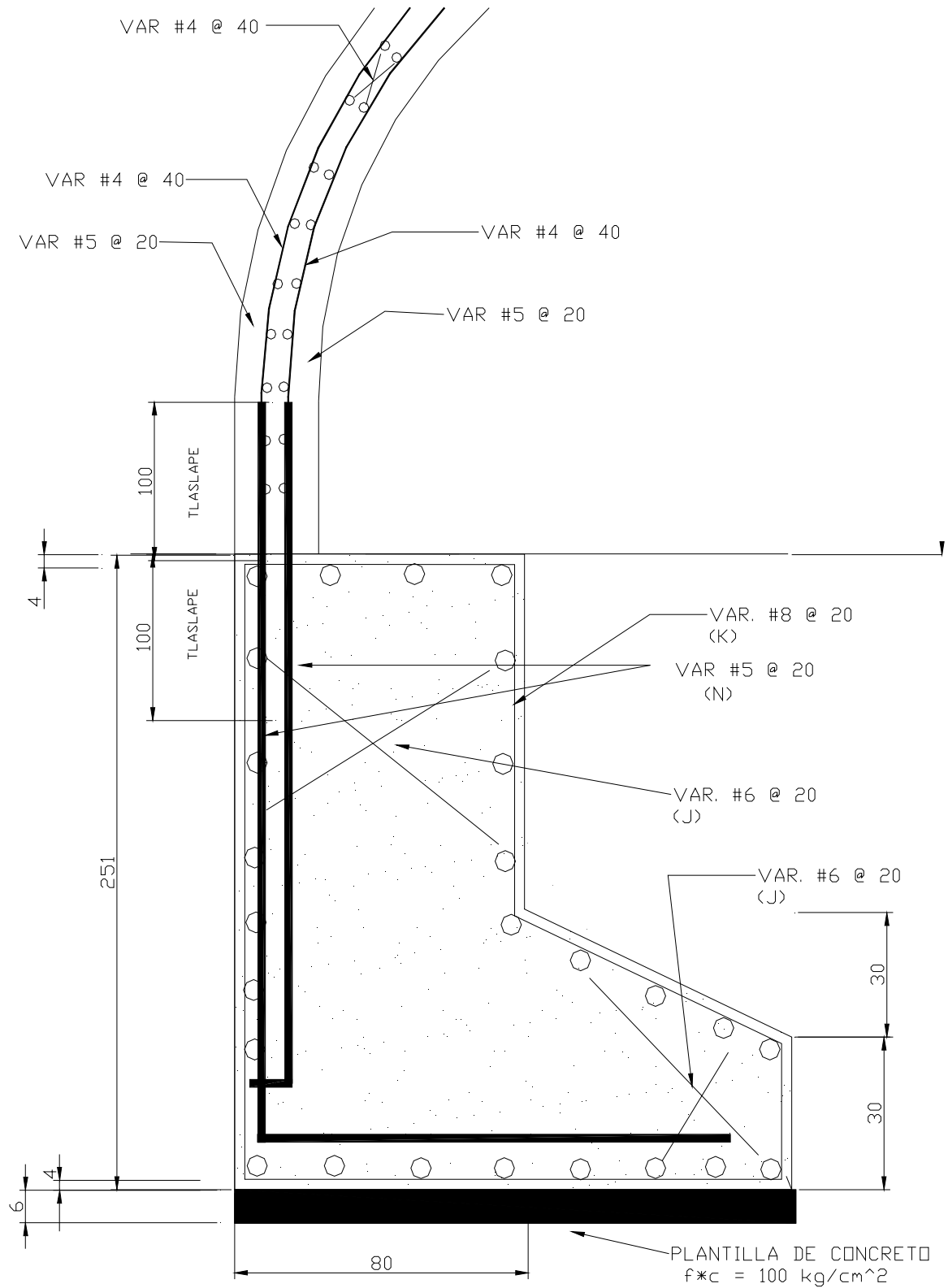
PLANO 16. ANCLAJE DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO DE LA BÓVEDA DEL TUNEL EN LA ZAPATA DE CIMENTACIÓN



PLANO 17. CIMIENTO A TRAVÉS DEL TÚNEL (BÓVEDA)

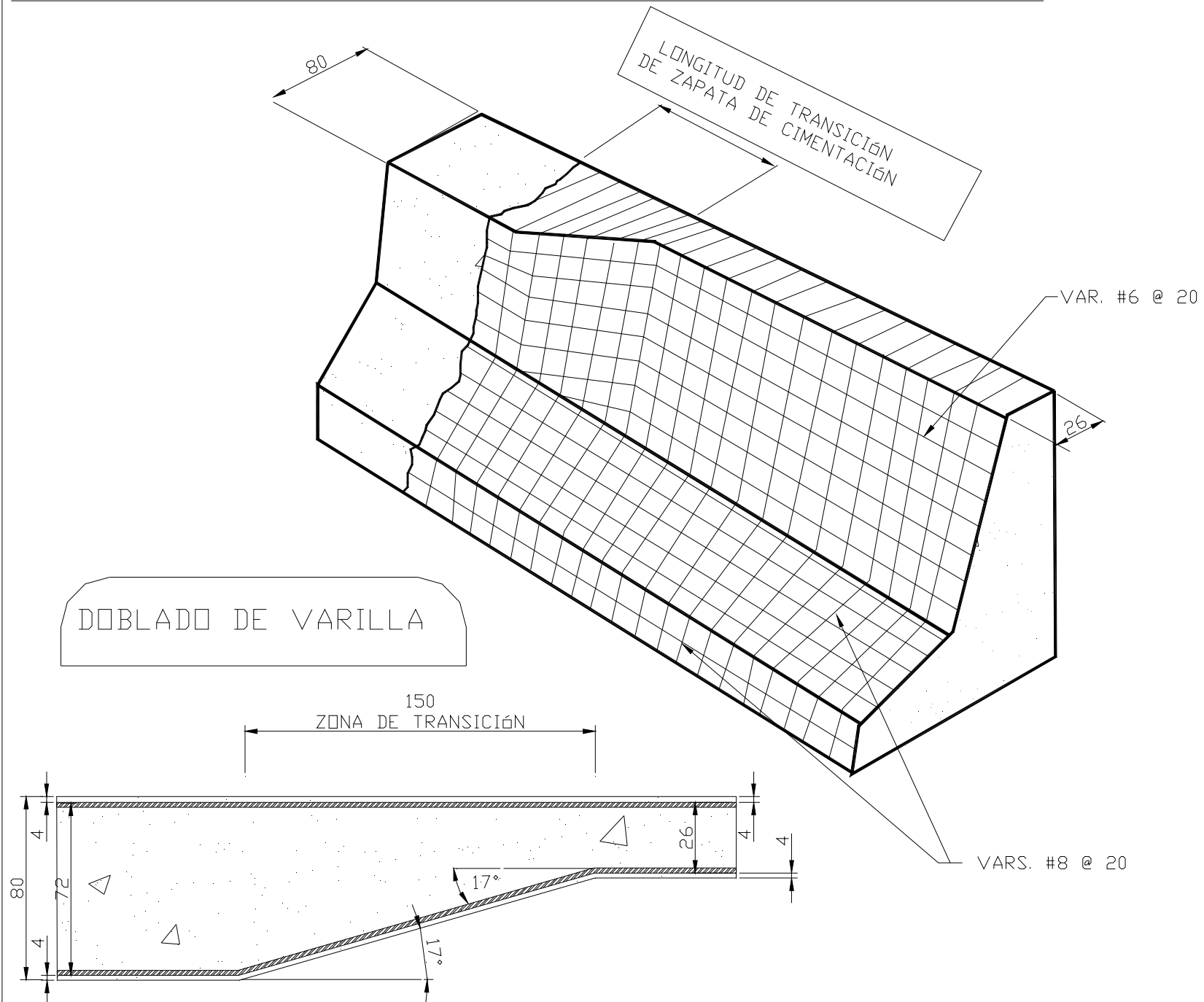


PLANO 18. CROQUIS DE ARMADO DE LOS MARCOS METÁLICOS

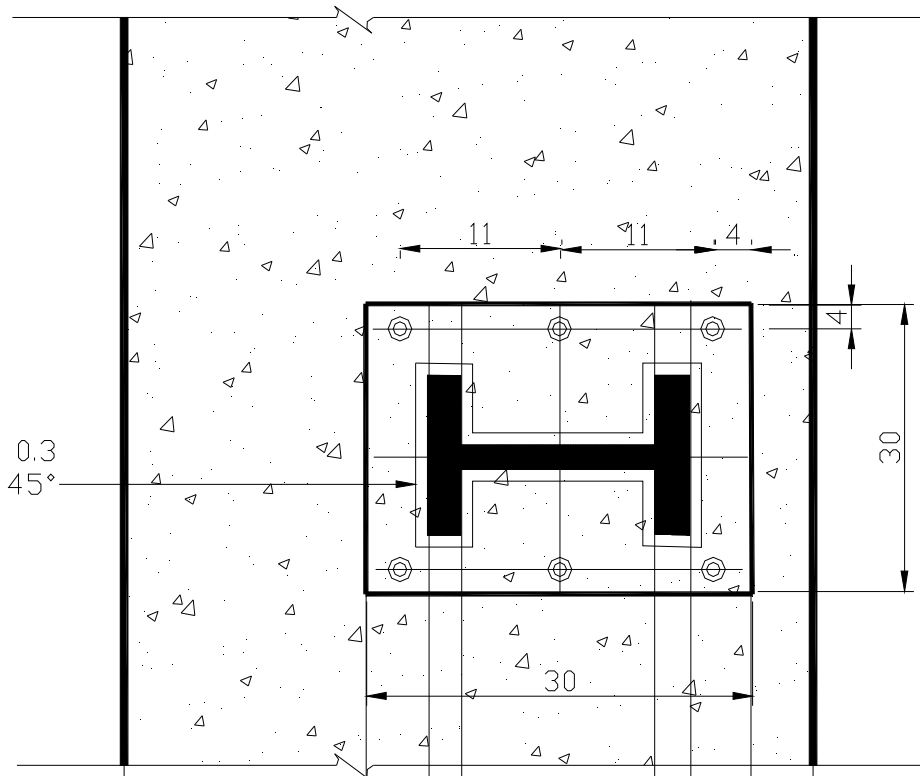




# PLANO 19. TRANSICIÓN DE ZAPATAS DE CIMENTACIÓN



PLANO 20. UNIÓN SOLDADA DE MARCOS CON PLACA DE BASE



AQUI SE OBSERVA A DETALLE LA UNIÓN SOLDADA DE LOS MARCOS CON PLACA DE BASE EN DONDE LA SOLDADURA SE REALIZARÁ DE ACUERDO CON LAS NORMAS DE A.W.S.

EN SOLDADURA MANUAL SE UTILIZARÁN ELECTRODOS E - 7018

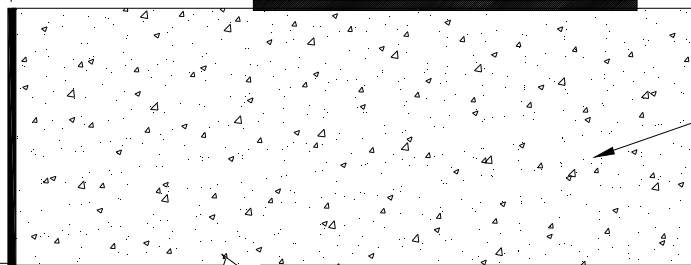
MARCO METÁLICO (IPR 8"X5 1/4")

PLACA DE BASE 30X30X1" DE ESPESOR ACERP A - 36

0.3  
45°

EJE DEL MEDIO PUNTO

ZAPATA



## VI. ESTABILIDAD DEL TÚNEL

---

VI.1. FALLA DE FRENTE.....	( 152-156 )
VI.2. FALLA POR LA CLAVE.....	( 157-160 )

## VI.1. ESTABILIDAD DEL FRENTE

---

El método de análisis de la estabilidad del frente<sup>9</sup> de un túnel que se explica a continuación está basado en un mecanismo de falla simplificado obtenido a partir de observaciones y estudios de fallas ocurridas en la práctica de la construcción.

El mecanismo facilita la comprensión y evaluación de los factores que intervienen en el equilibrio de la masa de suelo circundante al túnel bajo los esfuerzos inducidos por la cavidad que deja la excavación.

El análisis del equilibrio del mecanismo permite establecer la estabilidad para calcular el factor de seguridad contra el colapso del frente, en función de diversos factores, como son:

- La profundidad de la clave (H)
- El ancho y la altura de la sección excavada (D Y A)
- La longitud de avance sin apoyo temporal (a)
- El peso volumétrico y parámetros de resistencia al corte del suelo ( $\gamma$ , c y  $\phi$ )
- La sobrecarga superficial y la presión interior en el túnel ( $q_s$ ,  $p_f$  y  $p_a$ )

Todo esto resulta de interés práctico al diseñador y al constructor, ya que los ayuda a tomar decisiones mejor fundamentadas relativas al diseño del procedimiento de construcción más conveniente, dentro de los requisitos óptimos de seguridad y economía.

### DESCRIPCIÓN DEL MECANISMO DE FALLA

Antes de la construcción de un túnel existe en el suelo un estado inicial de los esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea el frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo o roca no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se produce el colapso del frente; que puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento.

A continuación se muestra el panorama general, es decir un corte de perfil de los estratos, así como sus parámetros de resistencia respectivos

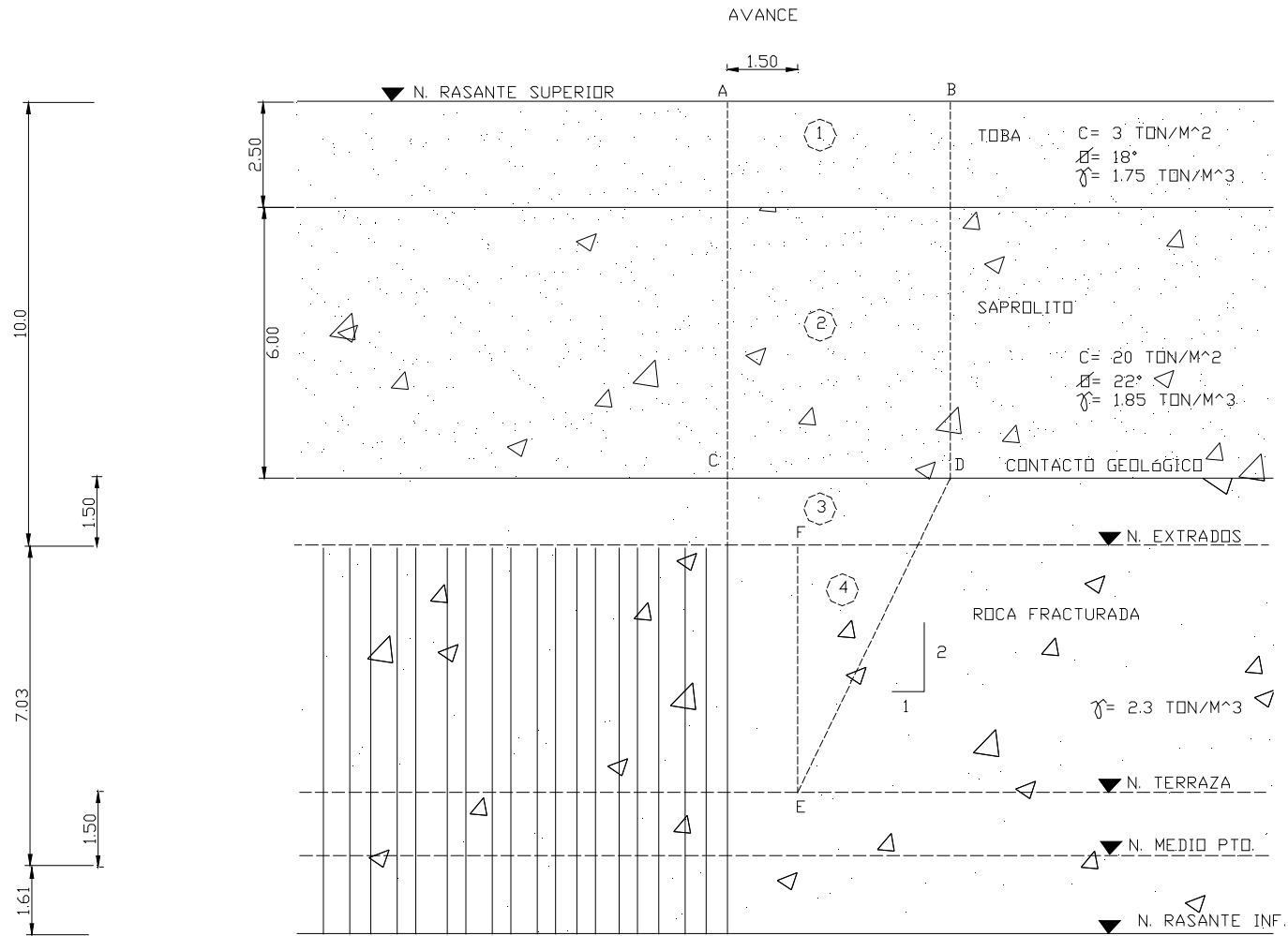
### ESTABILIDAD DE FRENTE

---

Consideraciones:

1. Avance de excavación de 1.5 m
2. Asumiendo que sobre la superficie DE no se desarrolló resistencia debido al sistema de fracturamiento de la roca.

PLANO 21. ESTABILIDAD DEL FRENTE



SUPERFICIE DE, QUE HACE CONTACTO CON EL SAPROLITO EN EL PUNTO "D", POR LO CUAL SE CONSIDERA COMO UN PLANO DE FRACTURAMIENTO DE LA ROCA, POR SER CONSIDERADO CRÍTICO PARA LA ESTABILIDAD DEL FRENTE DEL TUNEL.

DIM: m

## FUERZAS ACTUANTES

Por una parte, las **fuerzas internas**, dadas por los pesos de los prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, cuya magnitud se determina fácilmente en función del volumen de los prismas y el peso volumétrico del suelo. Por otra parte, las **fuerzas externas**, que pueden o no estar presentes, como: la sobrecarga superficial producida por el peso de estructuras existentes en la superficie del terreno o por el tránsito de vehículos o maquinaria de construcción, así como las presiones interiores ejercidas sobre el frente y la clave, aplicadas por aire comprimido o por escudos de frente presurizado, o por tableros apoyados en gatos hidráulicos de capacidad conocida.

### NOMENCLATURA

- 1 PRISMA RECTAGULAR SUPERIOR
- 2 PRISMA RECTANGULAR MEDIO
- 3 PRISMA RECTANGULAR INFERIOR
- 4 PRISMA TRIANGULAR FRONTAL
- D ANCHO DEL TÚNEL; D= 14.06m
- A ALTURA DEL TÚNEL; A= 7.03m
- L  $A \tan(45^\circ - \phi/2)$  ;  $\phi$  ángulo de fricción interna del suelo
- e Espesor del estrato en (m)
- $\gamma$  Peso volumétrico del estrato (ton/m<sup>3</sup>)
- c cohesion (ton/m<sup>3</sup>)

### Cálculo de las **fuerzas actuantes**

$$w = e \cdot L \cdot D \cdot \gamma$$

$$w_1 = (2.50 \text{ m})(5.00\text{m})(14.06\text{m})(1.75\text{ton}/\text{m}^2) = 307.56 \text{ ton.}$$

$$w_2 = (6.00\text{m})(5.00)(14.06\text{m})(1.85\text{ton}/\text{m}^3) = 780.33 \text{ ton.}$$

$$w_3 = (0.50) (1.50\text{m})( 5.0\text{m}+4.3\text{m}) (14.06\text{m})(2.3 \text{ ton}/\text{m}^3) = 225.56 \text{ ton.}$$

$$w_4 = (0.50)(2.8\text{m})(5.53\text{m})(14.06\text{m})(2.3 \text{ ton}/\text{m}^3) = 250.36 \text{ ton.}$$

---


$$1, 563.81 \text{ ton.}$$

## FUERZAS RESISTENTES

Son derivadas de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y se desarrollan en las caras de los prismas rectangulares y en el prisma triangular, al desplazarse éstos hacia abajo. Su magnitud depende, en el caso más general, de la cohesión y ángulo de fricción del suelo, así como de la intensidad y distribución de los esfuerzos de compresión horizontales que actúan sobre las caras de los prismas, inducidos en la masa del suelo que rodea a la cavidad, al hacer la excavación.

**Cálculo de las fuerzas resistentes**

La resistencia radica en los planos AC Y BD, donde resulta que AC = BD

$$\begin{aligned} \text{Resistencia}_{AC} &= \left[ c_1(e_1) + c_2(e_2) + c_3(e_3) + c_4(e_4) \right] * D \\ \text{Resistencia}_{AC} &= \left[ 3.00 \text{ ton/m}^2(2.50\text{m}) + 20.00 \text{ ton/m}^2 (6.00\text{m}) \right] (14.06\text{m}) \\ &= 14.06\text{m} (7.5 \text{ ton/m} + 120.00 \text{ ton/m}) \\ &= 1,792.65 \text{ ton.} \end{aligned}$$

**Resistencia total** = 2(1,792.65) = **3,585.30 ton** (sin considerar efecto tridimensional)

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas actuantes}} = \frac{3,585.30 \text{ ton}}{1,563.81 \text{ ton}} = 2.3 \text{ se considera aceptable}$$

**Con cohesión reducida**

$$FS = \frac{\text{Fuerzas resistentes}}{\text{Fuerzas actuantes}} = \frac{1,827.80 \text{ ton}}{1,563.81 \text{ ton}} = 1.17 \text{ se considera baja}$$

**Factor de seguridad mínimo aceptable**

La selección del factor de seguridad mínimo ( $FS_{\text{mínimo}}$ ), aplicable en cada caso específico dependerá del tipo de falla del suelo de que se trate. En suelos de falla frágil deberá tenerse un factor de seguridad mayor de 2; en los de falla plástica podrá aceptarse un  $FS_{\text{mínimo}}$  mayor de 1.6, a condición de que los asentamientos superficiales asociados a la plastificación del suelo no produzcan daños a las estructuras o instalaciones existentes en la superficie del terreno.

Se observa que nuestro caso es el de una falla frágil en donde el factor de seguridad debe ser como mínimo de 2. Por lo cual en ciertos casos no se aceptan los avances de 7.5 a 9.0 metros.

## VI.1. ESTABILIDAD DEL FRENTE

---

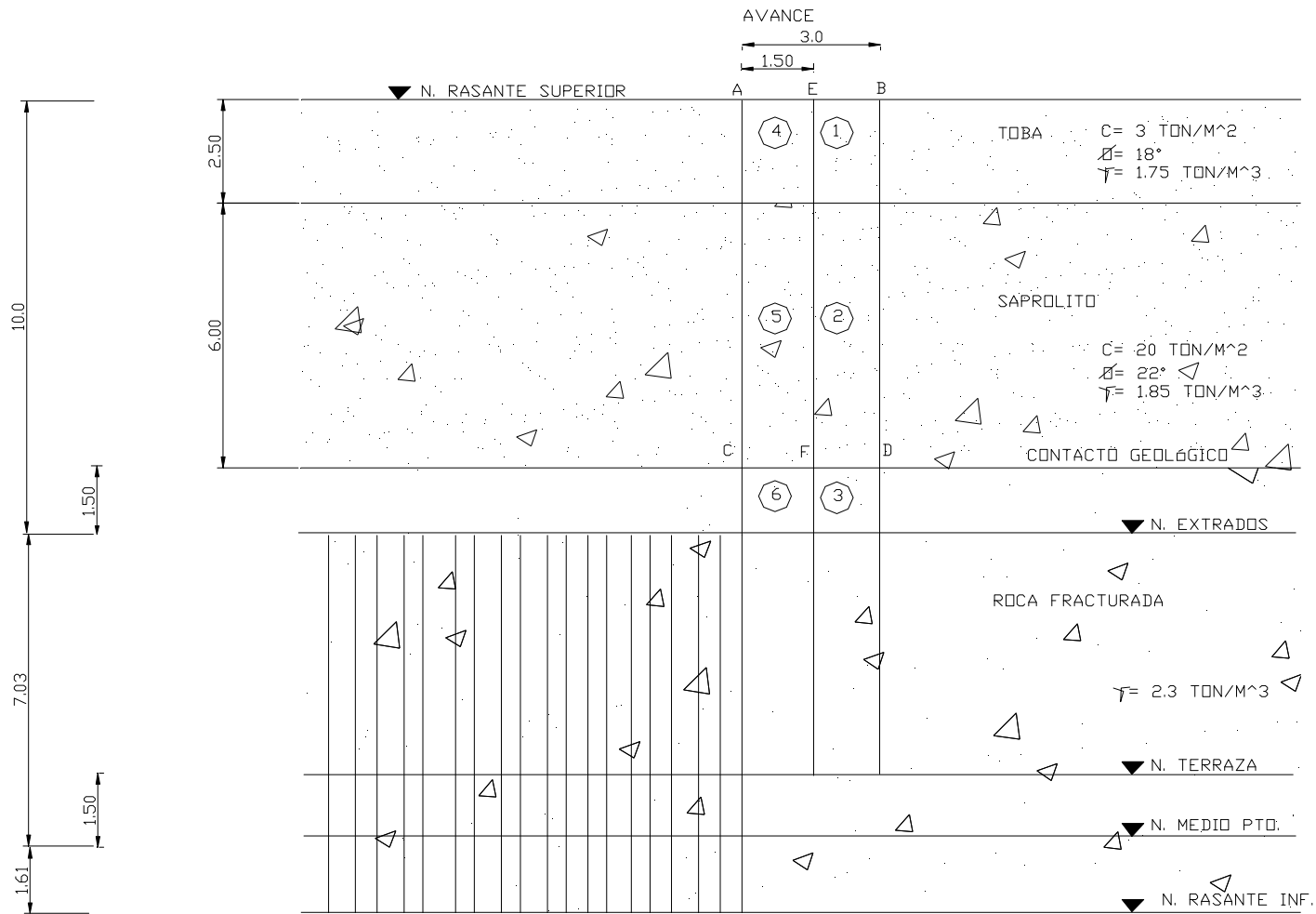
Puesto que mientras más extenso sea el avance, esto se hace directamente proporcional a la disminución del factor de seguridad, por lo tanto se acepta tener un avance a cada 1.5 m para después colocar inmediatamente el revestimiento y ademe correspondiente.

### CONCLUSIÓN

- El túnel se deberá excavar en avances limitados de 1.5 m
- Mantener la terraza central
- Controlar la colocación de anclas.



PLANO 22. ESTABILIDAD EN LA CLAVE



DIM: m

NOMENCLATURA

- 1 PRISMA RECTAGULAR SUPERIOR DERECHO
- 2 PRISMA RECTANGULAR MEDIO DERECHO
- 3 PRISMA RECTANGULAR INFERIOR DERECHO
- 4 PRISMA RECTAGULAR SUPERIOR IZQUIERDO
- 5 PRISMA RECTANGULAR MEDIO IZQUIERDO
- 6 PRISMA RECTAGULAR INFERIOR IZQUIERDO
- D ANCHO DEL TÚNEL; D= 14.06m
- A ALTURA DEL TÚNEL; A= 7.03m
- a Avance de la excavación sin soporte
- e Espesor del estrato en (m)
- $\gamma$  Peso volumétrico del estrato (ton/m<sup>3</sup>)
- c cohesión (ton/m<sup>3</sup>)

Cálculo de las **fuerzas actuantes**

$$w = e \cdot a \cdot D \cdot \gamma$$

Cálculo de las **fuerzas actuantes**

$$\begin{aligned} w_1 = w_4 &= (2.50\text{m})(1.50\text{m})(14.06\text{m})(1.75 \text{ ton/m}^3) = 92.27 \\ w_2 = w_5 &= (6.00\text{m})(1.50\text{m})(14.06\text{m})(1.85 \text{ ton/m}^3) = 234.10 \\ w_3 = w_6 &= (1.50\text{m})(1.50\text{m})(14.06\text{m})(2.30 \text{ ton/m}^3) = 72.76 \end{aligned}$$

---

**399.13 ton.**

Consideraciones:

1. La resistencia al corte de estos suelos se caracteriza por un parámetro de cohesión  $c$ , es decir que la  $S = c$ .
2. Para que el prisma ABCD se colapse el suelo se tendrá que cortar por AC y BD.

Cálculo de las **fuerzas resistentes**

La resistencia radica en los planos AC Y BD, donde resulta que AC = BD

$$\text{Resistencia}_{AC} = \left[ c_1(e_1) + c_2(e_2) + c_3(e_3) + c_4(e_4) \right] \cdot D$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia}_{AC} &= (3.00 \text{ ton/m}^2 (2.50\text{m}) + 20.00 \text{ ton/m}^2 (6.00\text{m}) + 0)(14.06\text{m}) \\ &= 14.06\text{m}(7.50 \text{ ton/m} + 120.00 \text{ ton/m}) = 1,792.65 \text{ ton.} \end{aligned}$$

**Resistencia total = 2(1,792.65 ton.) = 3,585.30 ton.**

**TABLA 36. RELACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD (FS) EN FUNCIÓN DEL AVANCE DE LA EXCAVACIÓN SIN SOPORTE (a)**

Avance (m)	Peso (ton)	Resistencia (ton)	FS
<b>1.5</b>	399.13	3,585.30	<b>9.0</b>
<b>3.0</b>	798.26	3,585.30	<b>4.5</b>
<b>4.5</b>	1,197.39	3,585.30	<b>3.0</b>
<b>6.0</b>	1,596.52	3,585.30	<b>2.2</b>
<b>7.5</b>	1,995.65	3,585.30	<b>1.8</b>
<b>9.0</b>	2,394.78	3,585.30	<b>1.5</b>

Estabilidad en la clave mediante una **reducción de la cohesión**

**NOMENCLATURA**

$F_R$ : FACTOR DE REDUCCIÓN (adimensional)  
 $c_{red}$ : cohesión reducida (ton/m<sup>2</sup>)

**SAPROLITO**

**TOBA**

$$F_R = 0.5$$

$$c_{red} = c * F_R$$

$$c_{red} = 20 * 0.5 = 10 \text{ ton/m}^2$$

$$F_R = 0.67$$

$$c_{red} = c * F_R$$

$$c_{red} = 3 * 0.67 = 2 \text{ ton/ m}^2$$

La resistencia radica en los planos AC Y BD, donde resulta que AC = BD (despreciando el efecto tridimensional)

$$\text{Resistencia}_{AC} = \left[ c_1(e_1) + c_2(e_2) + c_3(e_3) + c_4(e_4) \right] * D$$

$$\text{Resistencia}_{AC} = \left[ (2.00 \text{ ton/ m}^2 (2.50 \text{ m}) + 10.00 \text{ ton/ m}^2 (6.00 \text{ m}) + 0 \right] (14.06 \text{ m})$$

$$= (14.06\text{m})(7.5 \text{ ton/m} + 60.00 \text{ ton/m}) = 913.90 \text{ ton.}$$

**Resistencia total = 2(913.90) = 1,827.80 ton**

**TABLA 37. RELACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD (FS) EN FUNCIÓN DEL AVANCE DE LA EXCAVACIÓN SIN SOPORTE (a), CON COHESIÓN REDUCIDA**

Avance (m)	Peso (ton)	Resistencia (ton)	FS
<b>1.5</b>	399.13	1,827.80	<b>4.6</b>
<b>3.0</b>	798.26	1,827.80	<b>2.3</b>
<b>4.5</b>	1,197.39	1,827.80	<b>1.5</b>
<b>6.0</b>	1,596.52	1,827.80	<b>1.1</b>
<b>7.5</b>	1,995.65	1,827.80	<b>0.9</b>
<b>9.0</b>	2,394.78	1,827.80	<b>0.8</b>

El factor de seguridad mínimo admisible contra colapso de la clave por plastificación del suelo es de **1.6**, pero debe tenerse presente que este valor implica el desarrollo de asentamientos superficiales que pueden ser inaceptables para estructuras o instalaciones que se encuentren cerca del túnel. La estabilidad local de la clave es particularmente crítica cuando en el frente se tiene la presencia de arenas cuyo grado de saturación es mayor de 70%, condición en la que la cohesión aparente puede ser muy pequeña.

#### CONCLUSIONES:

- Mientras más extenso sea el avance, se hace directamente proporcional la disminución del factor de seguridad.
- Por lo tanto el túnel se deberá excavar en avances limitados de 1.50 m
- Se colocará inmediatamente después el revestimiento y ademe correspondiente.

## VII. ESTABILIDAD DE LOS PORTALES

---

VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.....	(161-168)
VII.2. ANCLAJES.....	(169-176)
VII.3. PROTECCIONES.....	(177-180)
VII.4. DRENAJE.....	(181-184)

## VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN LOS PORTALES

Algunas ideas acerca de los problemas de estabilidad de taludes en suelos residuales

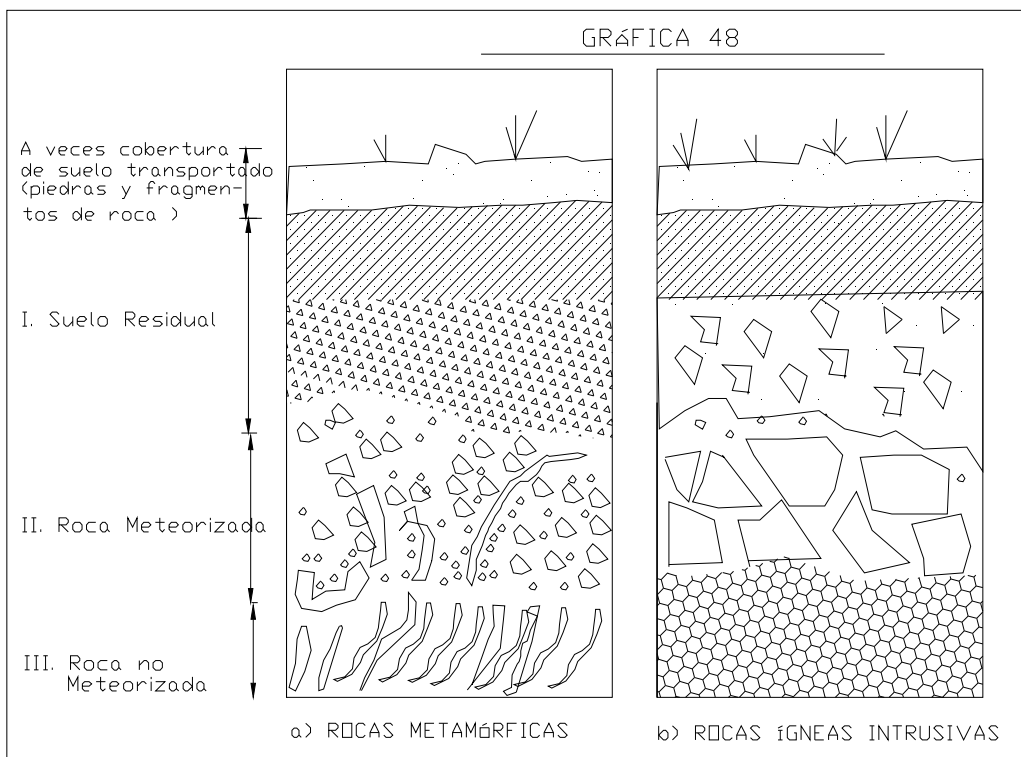
Los suelos residuales presentan, en lo que se refiere a la estabilidad de sus taludes (naturales y aun artificiales), algunas peculiaridades que son dignas de comentarlos por separado. En conexión con la estabilidad de los taludes en los suelos residuales existen tres conceptos que desempeñan un papel importante:

- Perfil de meteorización
- Las estructuras heredadas
- Y naturalmente, el efecto del agua subterránea

**El perfil de meteorización** es la secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se ha formado en el lugar donde se le encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada.

El perfil de meteorización se forma tanto por ataque mecánico como por descomposición química. Puede variar considerablemente de un sitio a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y variaciones locales de clima, especialmente en régimen e intensidad de lluvia.

En casi todas las rocas metamórficas e ígneas intrusivas, el perfil de meteorización comprende una capa de suelo residual, una de roca meteorizada y la roca fresca, poco meteorizada. Como se muestra en la gráfica 48.



## VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN LOS PORTALES

Es difícil establecer los limitantes entre las distintas zonas del perfil de meteorización, y al respecto existen algunos criterios empíricos; por ejemplo, la capa del suelo residual y de la roca meteorizada se han separado con base en el momento en que se obtienen recuperaciones de un 10% en los corazones de roca, al usar exploración rotatoria, en tanto que el porcentaje sube al 75% para distinguir la capa intermedia de la roca sana basal.

La mayor parte de los problemas de estabilidad en suelos residuales producto de la meteorización de rocas metamórficas e ígneas ocurren en la capa de suelo residual superficial por fenómenos relacionados con incrementos de presión de poro (flujo por lluvias), o en la capa intermedia de la roca meteorizada por influencia de diaclasas y fracturas heredadas de la roca original. En estos perfiles es muy común que exista fuertes fluctuaciones estacionales de los niveles piezométricos en las distintas capas que los forman.

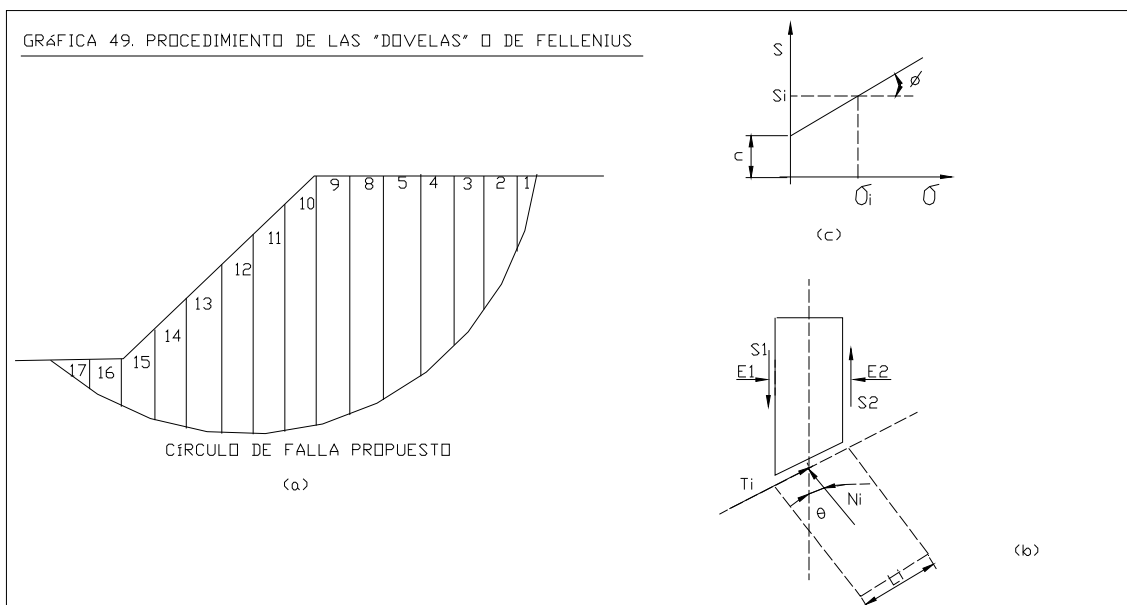
La peligrosidad de las discontinuidades se incrementa cuando se encuentran rellenos de suelos arcillosos. En general la resistencia al esfuerzo cortante disminuye cuando aumenta el grado de meteorización del material componente.

---

**Método sueco aplicado a taludes**, cuya resistencia al esfuerzo cortante se expresa como  $s = c + \sigma \tan \phi$

---

El método de cálculo que se describirá es el método de las dovelas, sugerido por Fellenius y ampliamente popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la gráfica 49.



## VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN LOS PORTALES

En primer lugar se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura. En la parte (b) de la misma figura aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el NAF y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de las masas deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas E y S, actuantes en los lados de las dovelas, dependen de las características de esfuerzo - deformación del material; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor

La hipótesis más simple a este aspecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis; de hecho esta fue la hipótesis que realizó Fellenius en el procedimiento del cálculo original, equivalente a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes  $N_i$  y  $T_i$  equilibran al peso  $W_i$  de la dovela  $i$  - ésima.

Para cada dovela se puede calcular el cociente  $N_i / L_i$ , el cual se considera una buena aproximación al valor de  $\sigma_i$ , esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor de  $\sigma_i$  puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material (por lo general en este caso una ley ligada a los esfuerzos totales) y determinar con ella el valor de  $S_i$

, Resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco  $L_i$ .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto O, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; este momento será:

$$M_m = R \sum |T_i| \dots\dots\dots(1)$$

El momento resistente depende de la, resistencia al esfuerzo cortante  $S_i$  que se desarrolla en la base de las dovelas, y vale:

$$M_r = R \sum S_i L_i \dots\dots\dots(2)$$

Calculados  $M_m$  y  $M_r$  se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i L_i}{|T_i|} \dots\dots\dots(3)$$



## VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN LOS PORTALES

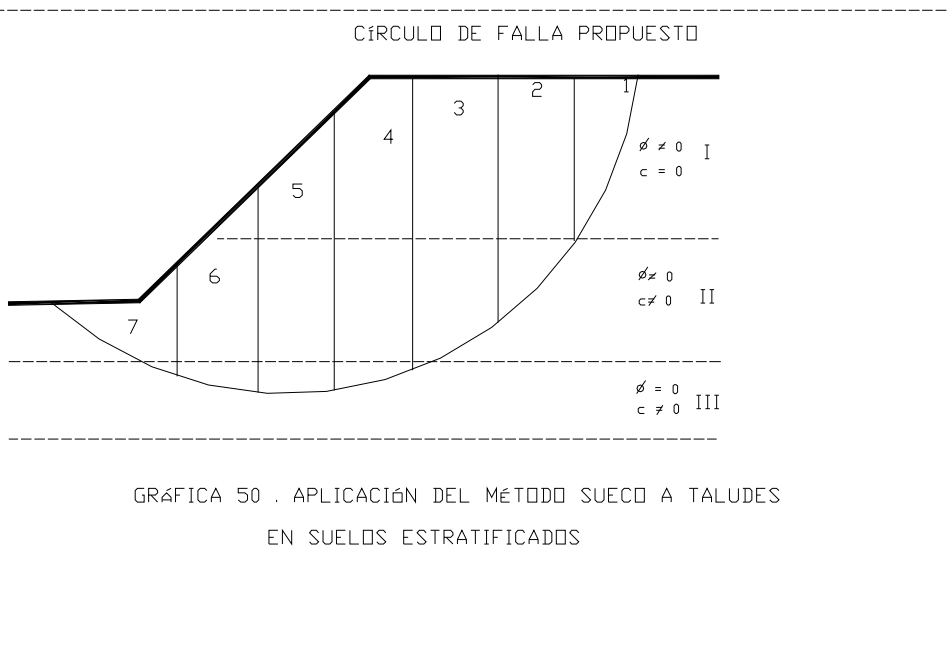
El método de cálculo desemboca nuevamente en una serie de tanteos para encontrar el factor de seguridad apropiado (mínimo). La tabla 38 nos muestra una forma de realizar el cálculo correspondiente a las dovela

TABLA 38

Dovela No.	$W_i$	$N_i$	$T_i$	$N_i$	$S_i$	$S_i \Delta L_i$
				$\frac{N_i}{\Delta L_i} = \sigma_i$		
$\Sigma =$ Momento motor (algebraico)			$\Sigma =$ Momento resistente (aritmético)			

### Estabilidad de taludes en suelos estratificados

Con frecuencia se presenta en la práctica taludes formados por suelos estratificados, tal como se muestra en la gráfica 50, como un caso particular, útil para exponer el método con la necesaria generalidad.



## VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN LOS PORTALES

---

La masa deslizante se podrá considerar dividida en dovelas, dibujadas de manera que ninguna base de dovela caiga entre estratos, sino que cada dovela caiga sobre un solo material. El peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente.

El problema se puede resolver con una tabla como la A , utilizando para cada dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda, de acuerdo con la naturaleza del material.

El resto del desarrollo del método es enteramente análogo al que se vio para taludes homogéneos. La búsqueda del círculo o tipo de falla (puede ser lineal), se podrá facilitar bastante si hay estratos mucho menos o mucho más resistentes que los demás; en el primer caso, es probable que la falla se presente en donde se desarrolle el máximo esfuerzo; en el segundo, probablemente será tangente al estrato resistente, pues penetrar en él se incrementa mucho la resistencia media.

### Consideraciones en la aplicación del Método Sueco para taludes

1. La superficie de falla se considera en forma de cuña, es decir de forma lineal y no circular como lo maneja en general Fellenius, sin embargo se aplica el método por ser representativo y fácil de desarrollar.
2. Se considera válida la ley de resistencia Mohr – Coulomb.
3. Los parámetros de resistencia se consideran aquellos que se obtengan en una prueba triaxial rápida, es decir sin consolidar y sin drenar. Se trata de un análisis que se haga con esfuerzos totales para suelos situados por encima del nivel freático.
4. Se consideraron suelos saturados en nuestro análisis de estabilidad de taludes, no por que estuviera el NAF por encima de dichos estratos, sino por que se consideró la opción más desfavorable de excesiva presencia de agua por tiempo de lluvia

### **Factor de seguridad**

---

Respecto a este factor de seguridad se pueden hacer reflexiones análogos a las que antes se presentaron, teniendo en cuenta que el tipo de análisis que ahora se describe suele efectuarse con suelos en los que la consolidación no añade nada, o muy poco a la resistencia al esfuerzo cortante del material. En las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1.2 ó 1.3 en los casos normales y de 1.5 cuando se desea tener mayor seguridad en la estabilidad; este valor es el que por lo regular se recomienda en la literatura para taludes en general.

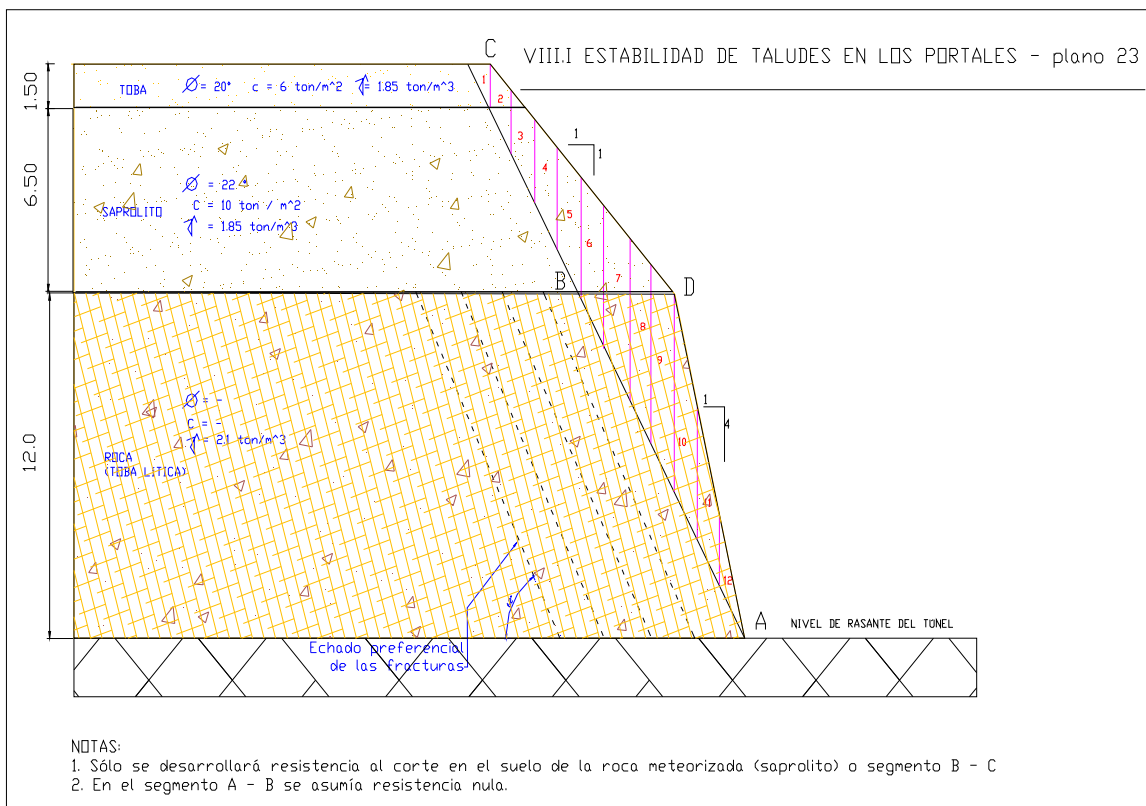
## VII.1. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN LOS PORTALES

Sin embargo nosotros tomaremos valores, que quizá salgan de los expuestos, ya que estaremos considerando dos estados de movimiento sobre la masa de suelo y roca:

- Uno estático
- Y el otro el dinámico

Más adelante nos daremos cuenta con el desarrollo del cálculo de las dovelas si es suficiente con este rango de valores propuestos o si es necesario aumentarlos para mayor certidumbre.

Se muestra la estratigrafía de los taludes representativo en el plano 23



Se muestra ahora la tabla 39 que hace referencia al cálculo de estabilidad de taludes en los portales.

## VII. 1 ESTABILIDAD DE TALUD EN LA ZONA DE LOS PORTALES

### cálculo de estabilidad de taludes en los portales.

Consideraciones para el análisis:

- \* Falla en forma de cuña (ABCD)
- \* No se consideran grietas a tensión

**TABLA 39**

DOVELA	W (ton.)	$\alpha(^{\circ})$	$N_i$	$T_i$	$\Delta L_i$	$\sigma_i$	$\phi$	$\sigma \tan \phi$	c	$S_i$	$S_i \Delta L_i$	
1	0.96	62	0.45	0.85	1.50	0.30	20.00	0.11	6	6.11	9.16	
2	3.05	62	1.43	2.69	2.00	0.72	22.00	0.29	10	10.29	20.58	
3	4.26	62	2.00	3.76	2.00	1.00	22.00	0.40	10	10.40	20.81	
4	5.46	62	2.56	4.82	2.00	1.28	22.00	0.52	10	10.52	21.04	
5	6.75	62	3.17	5.96	2.00	1.58	22.00	0.64	10	10.64	21.28	
6	8.58	62	4.03	7.58	2.00	-	-	-	-	-	-	
7	10.30	62	4.84	9.09	2.00	-	-	-	-	-	-	
8	11.91	62	5.59	10.52	2.00	-	-	-	-	-	-	
9	13.84	62	6.50	12.22	2.00	-	-	-	-	-	-	
10	12.08	62	5.67	10.67	2.00	-	-	-	-	-	-	
11	7.14	62	3.35	6.30	2.00	-	-	-	-	-	-	
12	2.52	62	1.18	2.23	2.00	-	-	-	-	-	-	
$\Sigma =$ Momento motor				76.68		ton/ml		$\Sigma =$ Momento resistente				92.87
											ton/ml	

factor de seguridad estático

$$F.S e = \frac{92.87}{76.68} = 1.21$$

Se encuentra en el límite, ya que el mínimo admisible ya que para el caso estático es de 1.2

factor de seguridad dinámico

$$F.S d = \frac{92.87}{88.95} = 1.04$$

se busca determinar el cociente tal que multiplicado por 76.68 nos de cómo resultado el factor mínimo de la unidad para el caso dinámico

$$76.68 * 1.16 = 88.95$$

Conclusión:

\* Como se mencionó en párrafos anteriores como el método de las dovelas es buscar el factor de seguridad apropiado de acuerdo a las necesidades, entonces, es preciso elevar los factores de seguridad mediante la colocación de anclajes de tal manera que:

$$F.S e = 2.50$$

$$F.S d = 2.00$$

\* Pero a su vez para elevar el factor de seguridad es preciso incrementar la componente fuerza adicional (fa), tal como se muestra a continuación:

$S_i \Delta L_i$  con la suma de una

$$FS = \frac{\sum S_i \Delta L_i + F_a}{\sum T_i} \dots(1) \quad \text{Donde} \quad F_a = (\sum T_i * FS) - (\sum S_i \Delta L_i) \dots(2)$$

De la ec. (2)

Condición estática

$$F_a = (76.59 * FS_e) - 92.87$$

Realicemos las operaciones pertinentes para la obtención con el factor de seguridad de 2.5, de la fuerza adicional que buscamos, la cual se obtendrá la fuerza de anclaje proporcionada por las retículas que se manejan a continuación en la tabla 40.

**TABLA 40**

FS	Fa (ton.)	Pa(t/m2)	Fuerza de anclaje en ton			
			RETÍCULAS			
			2.0 x 2.0	2.5 x 2.5	3.0 x 3.0	
m	m	m				
1.21	0.00	-	-	-	-	
1.50	22.17	0.94	4	6	8	
2.00	60.51	2.57	10	16	23	
2.50	98.86	4.21	17	26	38	
3.00	137.20	5.84	23	37	53	

Condición dinámica

$$F_a = (88.96 * FS_d) - 92.87$$

Realicemos las operaciones pertinentes para la obtención con el factor de seguridad de 2.0, de la fuerza adicional que buscamos, la cual se obtendrá la fuerza de anclaje proporcionada por las retículas que se manejan a continuación en la tabla 41.

**TABLA 41**

FS	Fa (ton.)	Pa(t/m2)	Fuerza de anclaje en ton			
			RETÍCULAS			
			2.0 x 2.0	2.5 x 2.5	3.0 x 3.0	
m	m	m				
1.04	0.00	-	-	-	-	
1.50	40.57	1.73	7	11	16	
2.00	85.05	3.62	14	23	33	
2.50	129.53	5.51	22	34	50	
3.00	174.01	7.40	30	46	67	

**Conclusión:**

\* Colocar anclas activas con barras corrugadas de grado 42 y de 1 1/2 " de diámetro, con retículas de 2.5 x 2.5 m en donde su capacidad a la tensión será de 0.67 fy = 32 ton aproximadamente.

## VII.2. COLOCACIÓN DE ANCLAS

---

Las anclas para la estabilización de taludes o bóvedas de túneles, son elementos mecánicos que permiten elevar las condiciones de seguridad de los elementos mencionados ya sea de manera temporal o permanente.

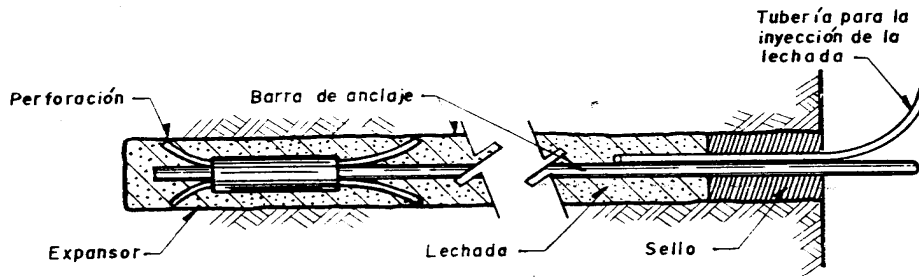
Las anclas están constituidos por un elemento metálico o cables corrugados, que permiten absorber exclusivamente esfuerzos a la tensión, por medio del cual se transmitirá la fuerza desde el exterior a la parte interna de la masa del subsuelo; otro elemento constitutivo de las anclas es el que permite la adherencia con el subsuelo y es el bulbo de reacción, el cual puede conformarse de muchas maneras ya sea con lechadas, grout, conchas mecánicas expansivas; finalmente el tercer elemento de las anclas lo constituye la bancada de apoyo, en el cual se puede manipular a través de vástagos roscados las fuerzas de tensión necesarias o bien simplemente el atraque del brocal del ancla contra la pared de excavación.

Dependiendo de las características de resistencia y deformabilidad del medio donde quedarán alojados los anclajes, estos se dividen en dos grupos:

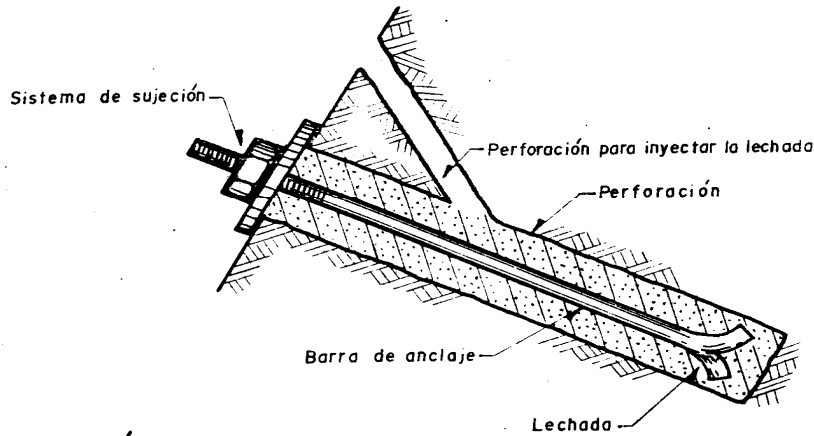
- Anclas de fricción
- Anclas de tensión

Las anclas de fricción o pasivas son elementos que permiten incrementar los factores de seguridad de la excavación (en roca o suelo) cuando no existen indicios de estado incipiente de falla\*. Las anclas pasivas, como su nombre lo indica actuarán cuando se suscite algún evento accidental y siempre mantendrán al talud por arriba del límite de falla; es decir las anclas, de fricción nunca permitirán que se desarrollen las grietas de tensión que disminuyan la longitud de la superficie teórica de resistencias.

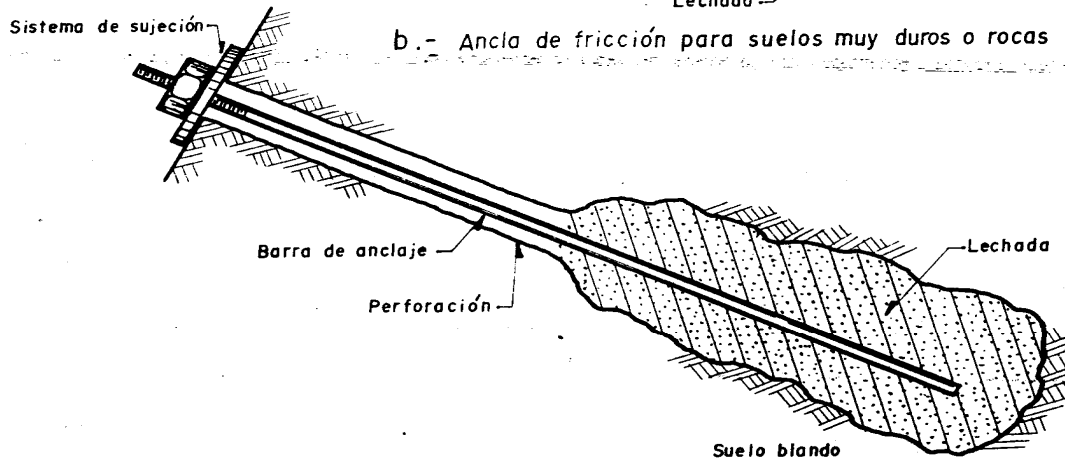
Se les conoce como anclas de fricción por que el bulbo de reacción en realidad es toda la longitud del ancla por no existir discontinuidades en la masa del subsuelo. La **gráfica 51**, nos muestra las componentes de una ancla de fricción.



a.- Ancla de fricción con expansor



b.- Ancla de fricción para suelos muy duros o rocas



c.- Ancla de fricción en suelos blandos

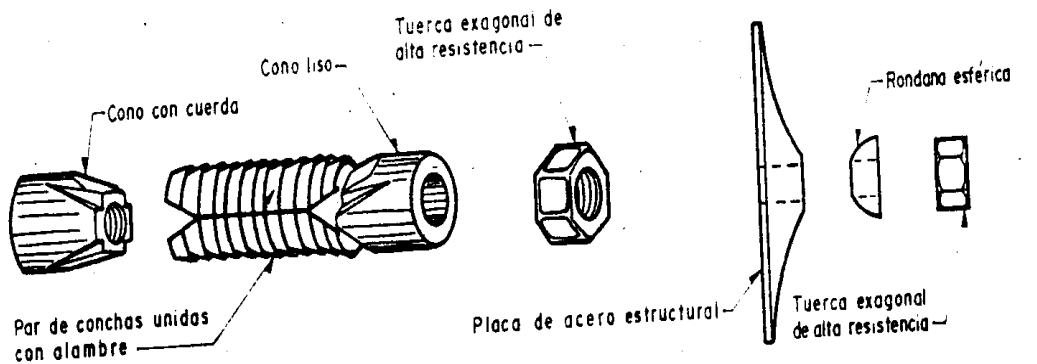
**GRÁFICA 51.** En las anclas de fricción se practica en primer lugar una perforación en el material por anclar, dentro del cual se coloca la varilla de anclaje, adosando a ella un tubo de calibre suficiente para inyectar a través lechada de cemento en la perforación, de modo que la varilla queda embebida en dicha lechada y el contacto con el suelo se hace a través de ese elemento. La varilla puede tener un expansor, como el de las anclas

Estado incipiente de falla\*. Es la condición más crítica de estabilidad de un talud o túnel, y sucede cuando el factor de seguridad está muy próximo a la unidad, es decir cuando aparecen las grietas de tensión en la clave o corona del túnel.

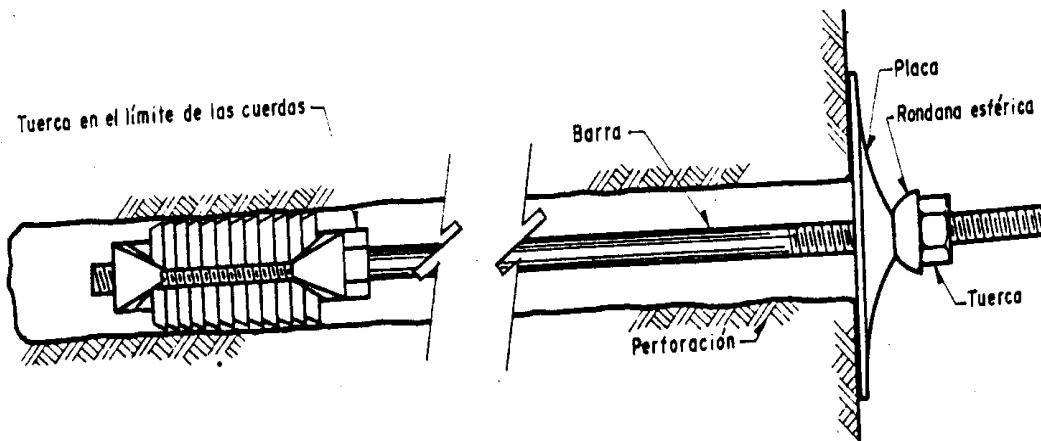
## VII.2. COLOCACIÓN DE ANCLAS

**Anclas de tensión.** Cuando existen discontinuidades en el subsuelo ( como fallas, fracturas, grietas), o simplemente cuando el factor de seguridad evaluado por la teoría de Fellenius, Ganbu, Bishop, etc., se encuentra muy próximo a la unidad para una relación obligada del talud de excavación, se desarrollarán grietas o bien se abrirán las discontinuidades ( si es roca ), reduciendo la longitud de la superficie resistente. Cuando suceda esto (como fue el caso de la mayoría de los taludes del Par – Vial; es riesgoso sostener la masa teórica por moverse limitada por el frente del talud y las discontinuidades en la masa del subsuelo.

Para sostener el gajo deslizante se colocan anclas activas o de tensión adheridas a la masa que se moverá con un elemento mecánico como se muestra a continuación en la **gráfica 52**.



a. - Detalle del expansor



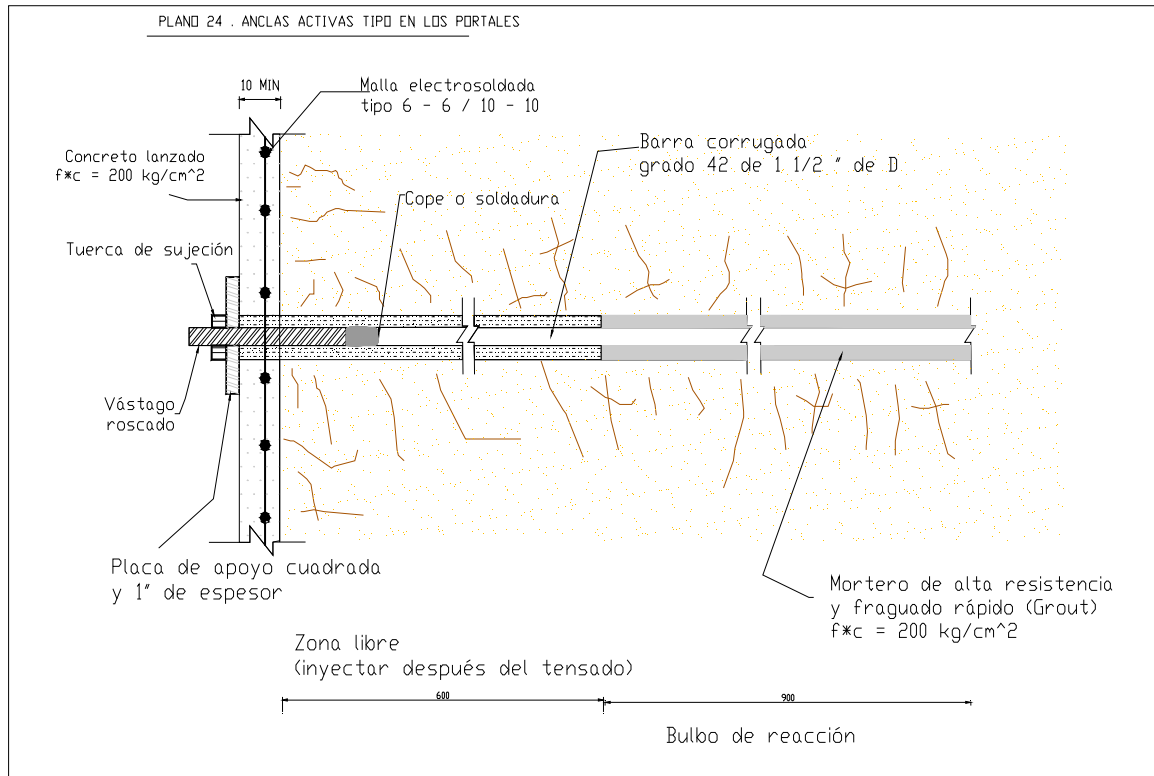
b. - Conjunto

**GRÁFICA 52.** Las anclas de tensión son generalmente barras que se introducen en una perforación previamente hecha y que poseen en su extremo enterrado un expansor, elemento que se hace crecer en sección transversal una vez puesta el ancla en su lugar, para crear una restricción muy fuerte contra la extracción de la barra.



## VII.2. COLOCACIÓN DE ANCLAS

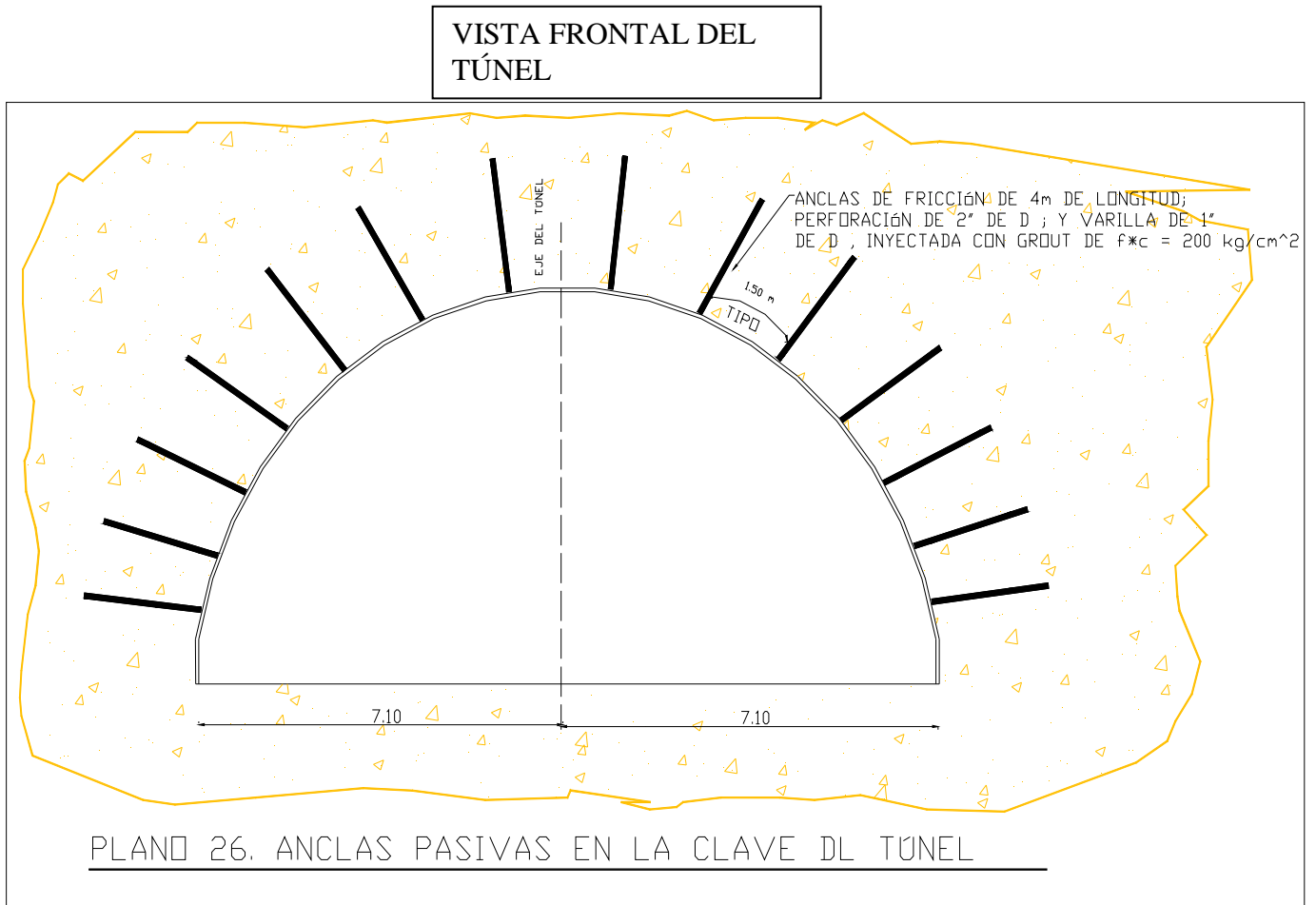
El **plano 24** nos manifiesta el principio general de funcionamiento de una ancla activa, el cual nos sirvió de base para seleccionar las características de un ancla tipo que cubriera con las necesidades de dimensionamiento de acuerdo a las condiciones de fracturamiento a que se encuentra sometido el macizo rocoso. El ancla tipo al que nos referimos se expresa en la **imagen 30**.



**Imagen 30.** Se observa la aplicación de la función que desempeñan las anclas, en cada uno de los taludes por estabilizar. Las anclas colocadas son del tipo activas o de tensión y se trata de un talud situado a la salida del túnel, en el portal oriente.

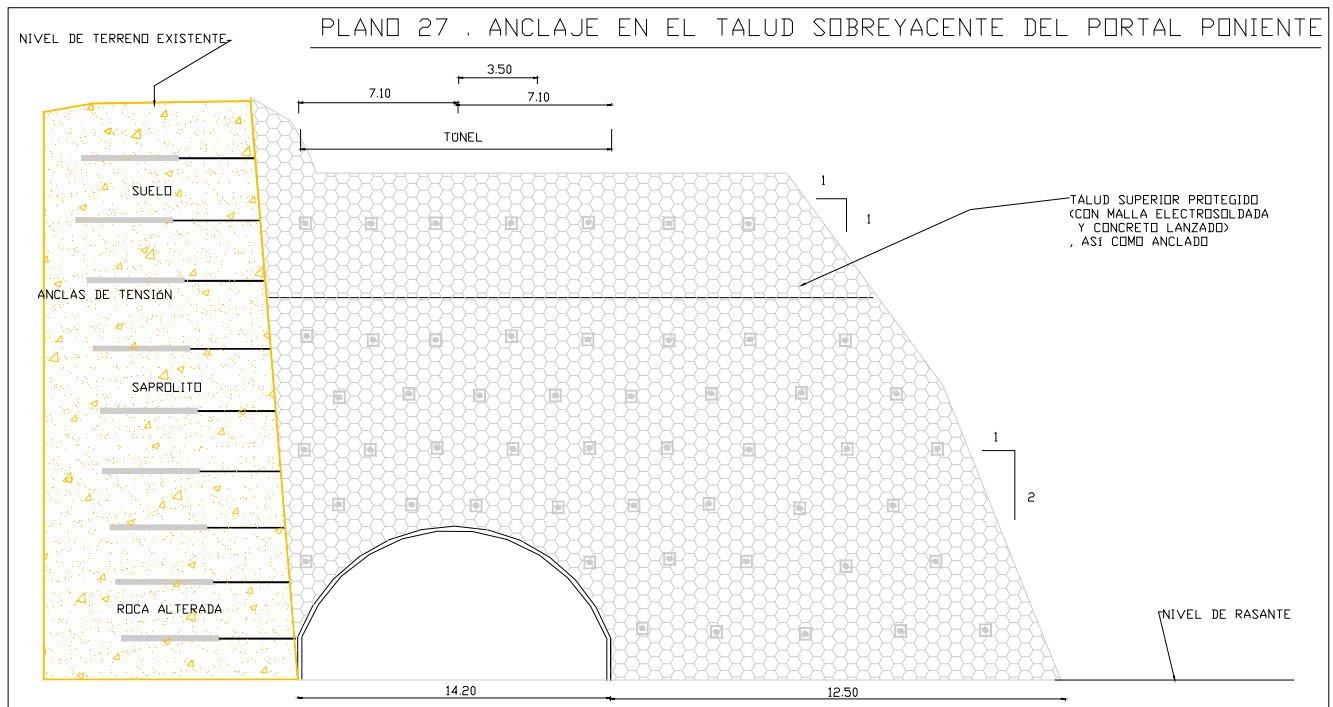


## VII.2. COLOCACIÓN DE ANCLAS



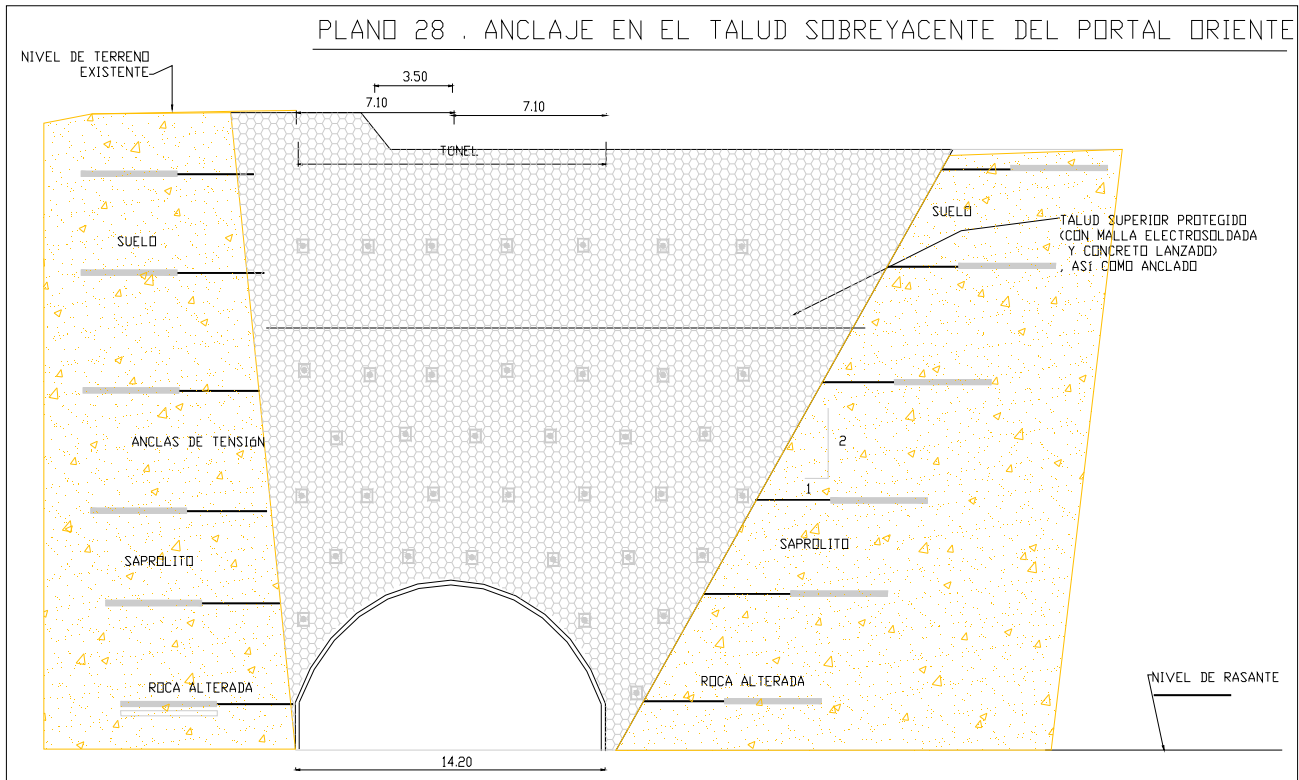
A continuación se muestra la distribución del anclaje de tensión aplicado en la zona de los taludes adyacentes a los portales. En donde se mostrará de manera inicial el del portal poniente por ser la entrada del túnel, posteriormente lo haremos con el oriente, la cual es la salida del mismo. Los esquemas representativos se expresan en el **plano 27** y en la **imagen 31**.

## VII.2. COLOCACIÓN DE ANCLAS



**Imagen 31.** Entrada al túnel mediante el portal poniente. En donde se realizaron los trabajos de anclaje Y drenaje correspondiente a los taludes sobrevacante y adyacente al mismo portal, así como el revestimiento respectivo.

## VII.2. COLOCACIÓN DE ANCLAS



**Imagen 32.** Salida del túnel mediante el portal oriente. En donde se realizaron los trabajos de anclaje Y drenaje correspondiente a los taludes sobroyacente y adyacente al mismo portal, así como el revestimiento respectivo.

Para confinar los materiales erosionados (saprolito y arcillas sericíticas) y evitar que generen fallas locales, se deberá considerar la colocación de una capa de protección con concreto lanzado. Tal como lo muestra el plano “ancla de sujeción de la malla electrosoldada y colocación del revestimiento en el talud con concreto lanzado”, que más adelante se muestra.

### CONCRETO LANZADO

La aplicación de Concreto Lanzado (“shotcrete”) en la industria de la construcción tuvo su inicio en la primera década del siglo pasado. Durante su desarrollo y evolución, fue conocido con una gran variedad de nombres comerciales como Gunita y Jetcrete. No fue hasta la década de los años cincuenta cuando el American Concrete Institute adopta el término de Concreto Lanzado para describir los procesos de la mezcla en seco, aunque actualmente este mismo término se aplica también al proceso de mezcla húmeda. Debido a los beneficios que brinda a los procesos constructivos, su uso se ha generalizado y sus aplicaciones se han diversificado en forma importante.

### DEFINICIÓN

El American Concrete Institute define el Concreto Lanzado como el mortero o concreto que es lanzado a altas velocidades en forma neumática sobre una superficie. El concreto que se lanza puede ser elaborado en dos formas diferentes, también definidas por el mismo organismo:

1. *Mezcla seca*: es una mezcla en la cual el agua de mezclado se añade en la pistola de lanzado.
2. *Mezcla húmeda*: es una mezcla en donde todos los ingredientes – incluye el agua – son mezclados antes de su introducción en la lanzadora. La introducción de aire comprimido permite que el material fluya hacia la pistola de lanzado. Cuando se usa acelerante, éste es normalmente añadido en la pistola.

### CARACTERÍSTICAS

Las características de este proceso y la forma como ha evolucionado no permite contar con un control detallado de las propiedades del material, ya que esto depende de ciertas variables importantes en su cantidad y calidad. Esta situación se ha tratado de subsanar, con el establecimiento de prácticas recomendadas, procedimientos de prueba estándar, uniformidad de las técnicas de aplicación.

A pesar de ello, es posible mencionar algunas características del Concreto Lanzado alcanzables si se cuenta con buenas especificaciones y materiales, adecuada preparación de la superficie, mezcla idónea y buena aplicación y supervisión. La **tabla 38**, es un resumen de ellas.

**Tabla 38**

En general	En particular
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Material de construcción durable y estructuralmente sano.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alta resistencia.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Buenas características de adherencia , con concreto, roca, acero, etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Baja absorción.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Buena resistencia a la intemperie.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alta resistencia a muchas clases de ataques químicos.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Las propiedades físicas de sanidad son superiores o comparables con las de mortero o concreto convencional de la misma composición.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excelente protección contra el fuego.</li> </ul>

Es importante mencionar que el logro de las características aquí mencionadas depende en gran medida del equipo seleccionado y habilidad y experiencia al aplicar el método.

## APLICACIONES

La aplicación de la aplicación de este método depende inicialmente, al igual que otro tipo de técnica, de la conveniencia y el costo. Otro punto importante para su elección durante las consideraciones de diseño, es la excelente adherencia del Concreto Lanzado a un número importante de materiales. El American Concrete Institute ha dividido las aplicaciones del Concreto lanzado en:

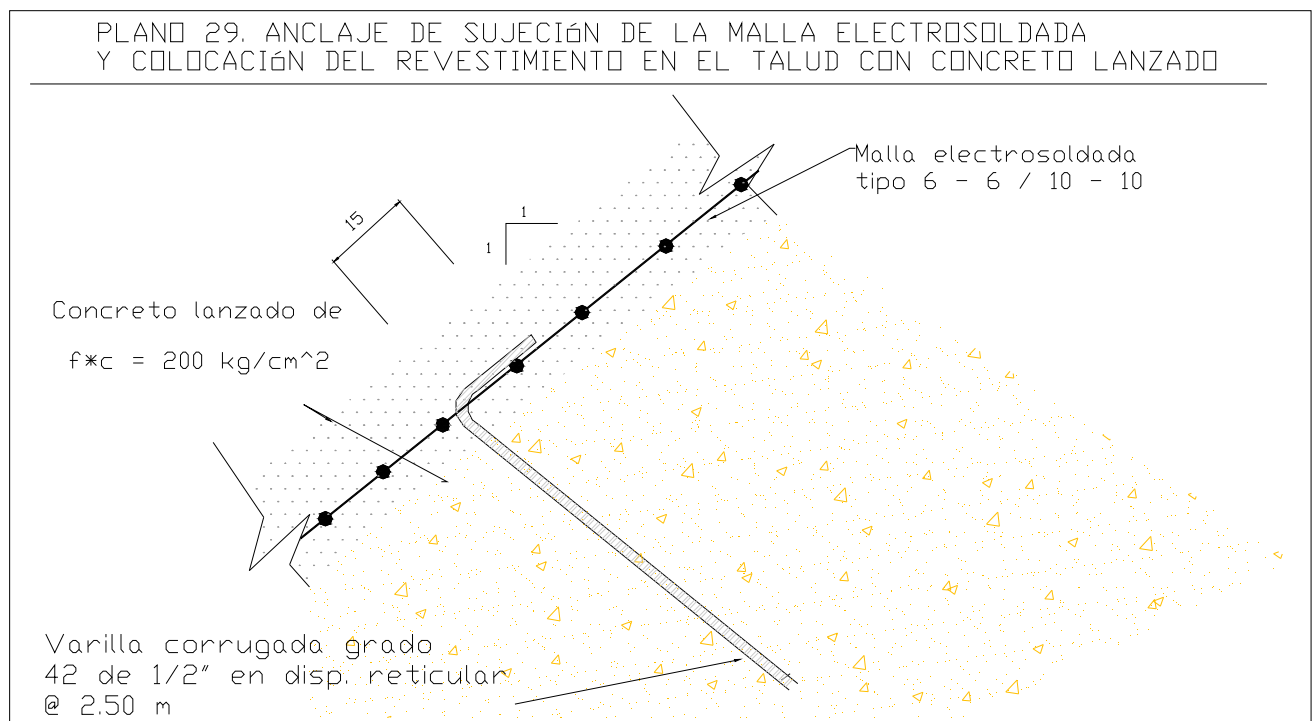
- a) convencional: uso de cementos y agregados convencionales y aditivos ordinarios. Aplicado en estructuras nuevas, recubrimientos, reparaciones, robustecimientos y reforzamientos.
- b) refractario: empleando mezcladores de alta temperatura y agregados refractarios. Aplicados en recubrimientos de muy diversos espesores en la construcción o reparación de plantas de procesamiento de cerámica, mineral, química, metales no ferrosos y acero.
- c) Especial: usando combinaciones de mezcladores y agregados, o concreto convencional con aditivos especiales. Aplicando en condiciones que requieren protección contra el ataque químico y la corrosión, con aditivos para lograr propiedades especiales, incluyendo un nuevo grupo de materiales clasificados como polímeros modificadores de Concreto Lanzado, reparaciones en ambientes altamente agresivos.

### COLOCACIÓN

Durante la colocación de Concreto Lanzado, se debe poner una particular atención en los siguientes puntos:

- Control del agua de mezclado
- Velocidad de lanzado
- Técnica y manipulación de la lanzadora
- Espesores y posición de trabajo
- Colocación de capas múltiples
- Concreto lanzado estructural
- Rebote, dispersión y suspensión del trabajo

Ninguno de los puntos anteriores debe ser descuidado ya que puede afectar en forma directa la calidad del producto, los volúmenes de avance, el cumplimiento del objetivo de aplicación y los costos de producción. Todo lo expresado anteriormente se manifiesta en la realización del revestimiento de los taludes, tal como lo muestra el **plano 29**.





### VII.3. PROTECCIONES

---



**Imagen 33.** Se muestra el revestimiento realizado mediante concreto lanzado, en donde como primera etapa se colocó malla electrosoldada para combatir los posibles caídos en la zona del portal poniente. Se observa a su vez la colocación de varillas de 1" (que se encuentran por su parte empotradas mediante la realización de barrenos en la roca) para sostener el tendido de malla.



**Imagen 34.** Vista de la desviación hacia Real del Monte, en donde se observa también el revestimiento con concreto lanzado que se realizó con el mismo fin que se persigue al buscar dar una seguridad al tránsito en cualquier autopista.

### El drenaje en las vías terrestres

Todos los ingenieros que tienen que ver con problemas de estabilidad de masas de tierra en carreteras, ferrocarriles o aeropistas tienen la sensación fuertemente arraigada de que el agua juega un papel muy importante en los derrumbes, deslizamientos o flujos a que tienen que enfrentarse con tanta frecuencia. Esta sensación resulta evidente, hasta casi convertirse en instinto, puesto que la correlación entre época de lluvias e intensidad de las mismas con las fallas es infalible, se repite año con año y, además, las señales del efecto del agua que es posible ver después de la falla son tan claras, que todo ingeniero llega a percibir que aquel elemento, cuando no se controla con las necesarias precauciones puede ser uno de los principales enemigos.

En primer lugar, si los vacíos del suelo están parcialmente llenos de aire y el contenido de agua del suelo aumenta substancialmente, se elimina parte de la tensión superficial en el interior de la masa, la cual proporcionaba al conjunto una cohesión aparente que contribuía a la estabilidad. En segundo lugar, el aumento del contenido de agua del suelo se refleja en un aumento de su peso, lo cual puede tener repercusiones en la estabilidad general de la masa. En tercer lugar, un flujo de agua puede afectar la estabilidad de una masa de suelo al disolver cementantes naturales que pudieran existir; éste es el tipo caso de los loess, en los que frecuentemente los granos se encuentran cementados por carbonatos de calcio solubles.

En añadidura a los tres efectos anteriores, el agua que penetra en una masa de suelo y fluye a través de él tiene un cuarto efecto que suele ser, con mucho, el que más influye en su estabilidad. El nivel piezométrico de una cierta masa de suelo es el lugar geométrico de las elevaciones que alcanzaría el agua en un conjunto de piezómetros instalados en dicha masa. Si  $h$  es la elevación piezométrica en un determinado punto de la masa, la presión de poro del agua en ese punto valdrá:

$$u = h\gamma_w \quad \dots\dots\dots(1)$$

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo en ese punto será:

$$S = c + (\sigma - h\gamma_w) \tan\phi = c + (\sigma - u) \tan\phi \quad \dots\dots\dots(2)$$

La ecuación (2) expresa claramente la disminución en resistencia que se tiene con cualquier aumento de  $h$ .

Cada época de lluvias suele traer consigo una elevación de  $h$  y, correspondientemente, un descenso del factor de seguridad de la ladera del talud; estos cambios periódicos pueden no tener ninguna influencia importante en las condiciones de estabilidad consideradas dentro del marco de la vida útil de la estructura, a no ser que el proceso continuado de aumento y disminución de los esfuerzos actuantes y el opuesto en la resistencia produzcan un descenso gradual e irreversible de la resistencia o que un aumento excepcional del contenido de agua haga disminuir también el parámetro de cohesión.

La actitud de los ingenieros en relación al agua que se infiltra en el subsuelo y afecta sus obras puede expresarse por uno de los siguientes criterios:

1. Mantener el agua alejada de las zonas en que pueden hacer daño.
2. Controlar el agua que entre a las zonas peligrosas por métodos de conducción y eliminación, que reciben el nombre de genérico de métodos de subdrenaje (para distinguirlos de los encasillados bajo la denominación de métodos de drenaje, que se refieren al control de las aguas superficiales, es decir en la carpeta asfáltica).

El agua subterránea puede almacenarse de varias maneras. La mayor parte se encuentra en los vacíos entre las partículas de suelo o en las cavidades, fracturas y fallas de las rocas; un aparte menor puede formar ríos o lagos subterráneos. A veces, el propio almacenamiento del agua subterránea modifica con el paso del tiempo suficiente las condiciones en que el mismo tiene lugar; por ejemplo, al sellar cavidades, poros o fracturas con sustancias disueltas en la propia agua subterránea.

*Las rocas ígneas cristalinas y las rocas metamórficas suelen ser las menos abundantes en agua y la que se encuentre procederá de sus fracturas.*

### **Diseño de filtros**

Todas las obras conectadas con la construcción de vías terrestres, han de hacerse de o sobre suelos o rocas que usualmente contienen agua. Las formaciones rocosas sanas suelen poder drenarse simplemente permitiendo que el agua salga libremente a zonas abiertas, tales como pozos de drenaje o túneles; estos materiales tienen la suficiente cohesión para permitir el paso del agua a través de él sin que se provoquen erosiones nocivas. Pero los suelos o las rocas muy intemperizadas pueden ser fácilmente erosionadas por las fuerzas que produce el agua al fluir a través de él; si estos procesos se permiten sin restricción terminarán por desembocar en verdaderos problemas de erosión interna y tubificación. Así todas las superficies a través de las que el agua salga al exterior deberán protegerse en los suelos de manera que el agua pueda aflorar con facilidad, pero buscando también que las partículas del suelo queden en su lugar.

Los materiales encargados de la doble función de permitir el paso del agua, sin que permita el arrastre de las partículas finas. Se llaman *drenes*.

Los cuales deben satisfacer por lo tanto de dos aspectos contradictorios:

1. Los espacios entre partículas del filtro en contacto con el suelo por proteger deben ser suficientemente pequeños como para que los finos de aquel no penetren en él.
2. Los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente grandes como para que el conjunto tenga la permeabilidad necesaria par que el agua pueda moverse libremente a través de él y fluir rápidamente hacia el exterior, sin generar presiones de poro indeseable.

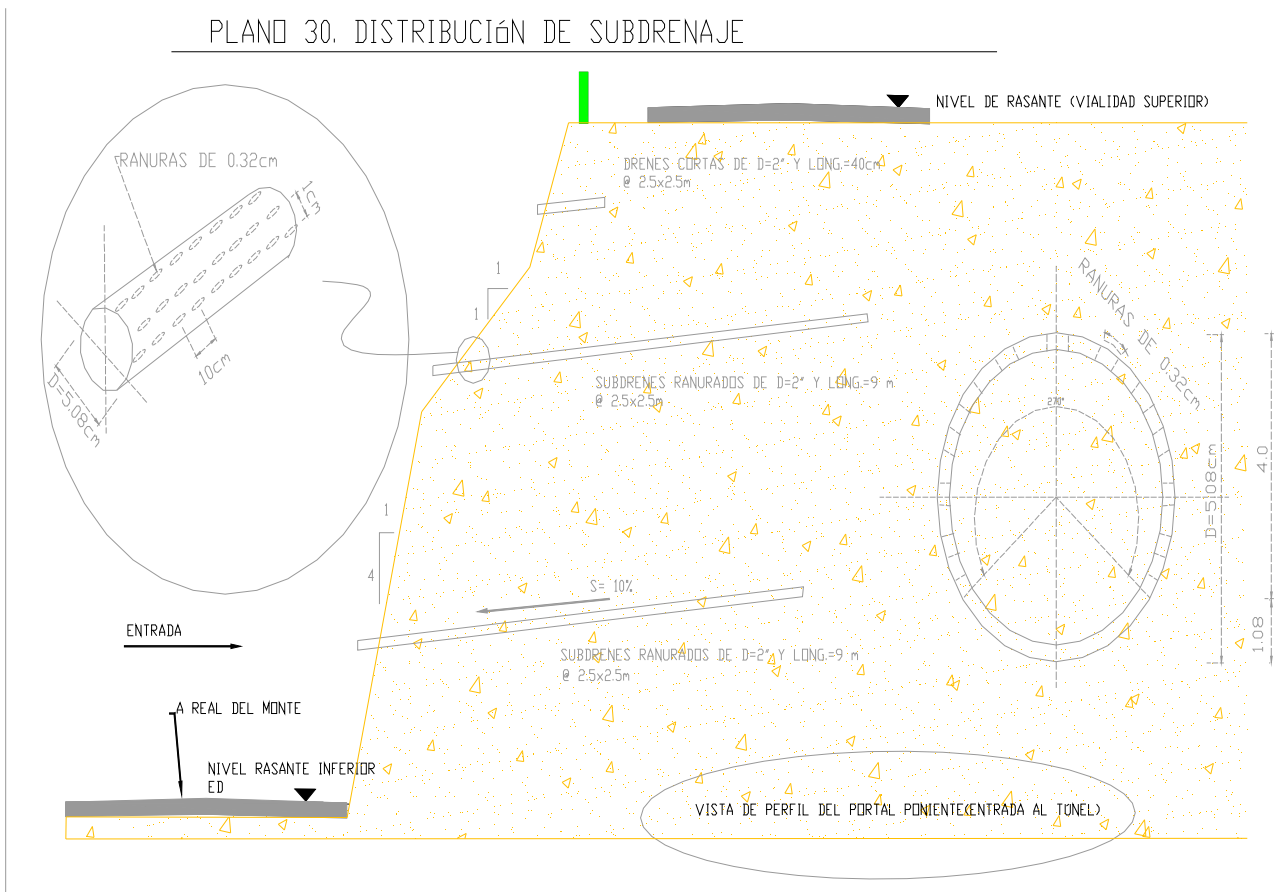
## Disposición de las perforaciones en tuberías

Como se ha dicho, es muy común que en los sistemas de subdrenaje haya tubería perforada, embebida dentro del material filtrante. El objeto del tubo es evidentemente proporcionar una fácil y rápida conducción del agua al interior del tubo.

No conviene perforar la parte superior del tubo, pues ello favorecería la entrada de partículas finas del material de filtro; tampoco conviene colocar perforaciones en la parte más baja del tubo, pues se propiciará la salida del agua captada, cuando su velocidad disminuya o cuando se tenga un gasto bajo. En ocasiones se ha dejado entre secciones de tubería sin perforar uniones abiertas, utilizadas como alternativa de las perforaciones. Esta práctica debe verse como inadecuadas, pues favorece mucho los dos inconvenientes que se acaban de anotar.

En la mayor parte de las instalaciones de subdrenaje se utiliza tubería de 10 a 20 cm de diámetro; frecuentemente el tubo es de concreto, mientras que para los tubos de plástico son regularmente de menor diámetro.

En donde los drenes colocados en los taludes adyacentes a los portales serán de pvc, mejor conocidos como horizontales o también llamados “californianos” con diámetro de 2”, con longitudes que van desde los 40cm hasta los de 9 m. A su vez las ranuras realizadas en los tubos serán de 0.32cm. En el **plano 30** se muestra a detalle lo expresado.





**Imagen 35.** Ejemplo del cumplimiento de las dos requisitos contradictorios que párrafos arriba se mencionaron: en donde hay que desalojar la mayor cantidad de agua perjudicial para el material, sin que a su vez se provoque una erosión de dicho material que traiga como consecuencia el arrastre de finos que nos reduzcan la resistencia al esfuerzo cortante de la toba.

El sistema de discontinuidades que afectan a la roca (material 3), están rellenas con arcilla sericítica de alta plasticidad color verde, la cual al entrar en contacto con el agua se reblandece perdiendo por completo la resistencia al corte y favoreciendo el deslizamiento de los bloques de roca hacia la carretera (cuando el echado preferencial tiene salida hacia el camino).



**Imagen 36.** Funcionamiento de los dispositivos de drenaje o más propiamente subdrenaje. Desalojo pluvial en el talud del portal oriente. Condición que nos ayuda a mitigar los esfuerzos de poro provocados por el exceso de agua en los tiempos de lluvia.

## VII. PROCESO CONSTRUCTIVO E INSTRUMENTACIÓN

---

VIII.1. INSTRUMENTACIÓN EN EL TÚNEL.....	( 185-197 )
VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL EJE "D" CON CAD. 0+267.384 AL 0+315.809.....	...(198-212)
VIII.3. PAVIMENTO.....	( 213-240 )

## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN

---

La instrumentación geotécnica tiene como finalidad determinar el comportamiento y las características del terreno para predecir su evolución frente a cargas, movimientos, empujes y demás acciones, tanto naturales como inducidas por las obras.

La planificación de un programa de instrumentación requiere elegir las magnitudes a medir y el tipo de instrumentación a utilizar. Dichas magnitudes pueden ser:

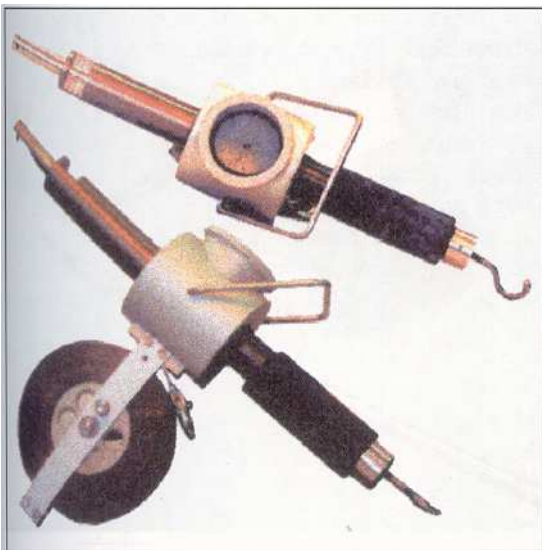
- Movimientos superficiales.
- Movimientos en el interior del terreno.
- Movimientos de apertura de grietas y entre diferentes puntos.
- Presiones intersticiales y sus variaciones.
- Empujes del terreno sobre elementos de construcción.

### Medida de desplazamientos

Para el control de movimientos entre puntos próximos situados en superficie o dentro de un túnel, se utilizan los siguientes métodos:

#### 1. Equipos con sistemas de lectura mecánico

Los sensores empleados son los siguientes: cintas de convergencia, cinta métrica, calibre y flexímetro. La cinta de convergencia **imagen 37** es recomendable para distancia mayores de 2 metros. Para distancias menores se utilizan los otros sistemas de función de la precisión que se necesite: para poca precisión (milímetros), la cinta metálica; para precisión mediana (décimas de milímetros), el calibre; y para precisión alta (centésimas de milímetros), el flexímetro.



**Imagen 37.** Cinta extensométrica empleadas para las mediciones de las líneas de convergencia al interior del túnel.

## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN

---

### 2. Equipos con sistemas de lectura eléctrico

Son indispensables para automatizar el proceso de registro de datos o cuando los puntos a controlar no sean accesibles, como los potenciómetros o cuerda vibrante y LVDT. Par rangos de varios centímetros serán preferibles los potenciómetros, par rangos de pocos milímetros, los potenciómetros o LVDT, y para rangos de décimas de milímetros, los sensores de cuerda vibrante.

#### Desplazamientos profundos

Los inclinómetros constituyen uno de los principales métodos de investigación de deslizamientos y, en general, de control de movimientos transversales a un sondeo. La **imagen 38** nos muestra el equipo de un inclinómetro.



**Imagen 38.** Equipo de un inclinómetro. Los inclinómetros pueden ser de resistencia eléctrica, de cuerda vibrante y servoacelerómetros, alcanzando este último precisiones en la medida de giros de  $2 \times 10^{-4}$  rad. Es importante asegurarse de que el inclinómetro se sitúa por debajo de la zona de posible movimiento.

El aparato completo consiste de una unidad sensible, una caja con los accesorios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno, ranurada en dos planos ortogonales entre sí, como lo muestra la **imagen 39**. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedecillas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

#### Función

Su función radica en la medición de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación, esto se manifiesta en la **gráfica 53**.



## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN

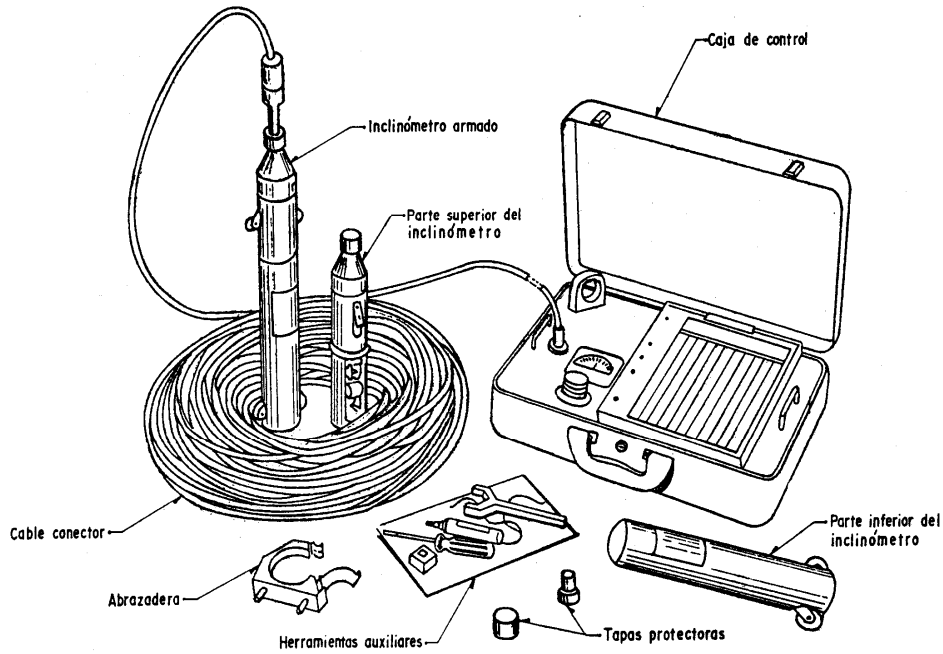
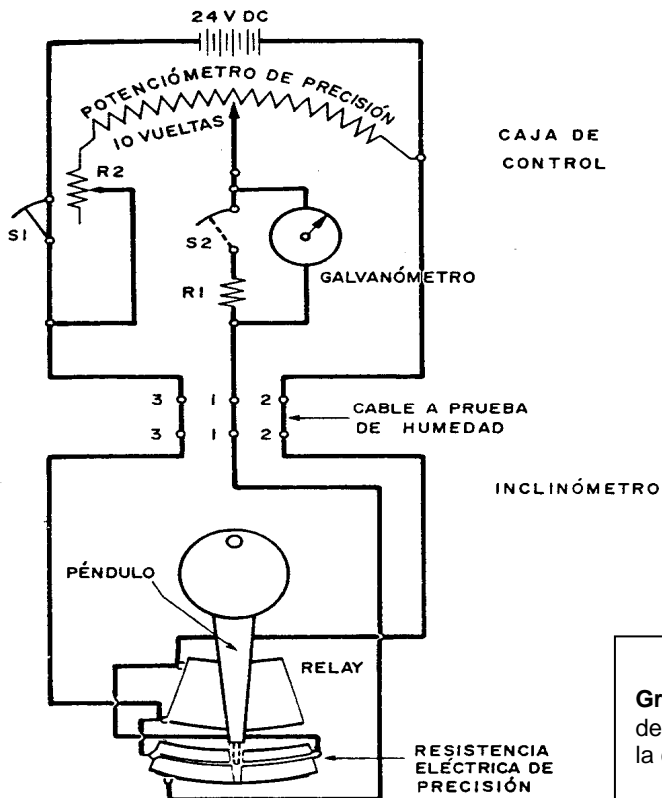


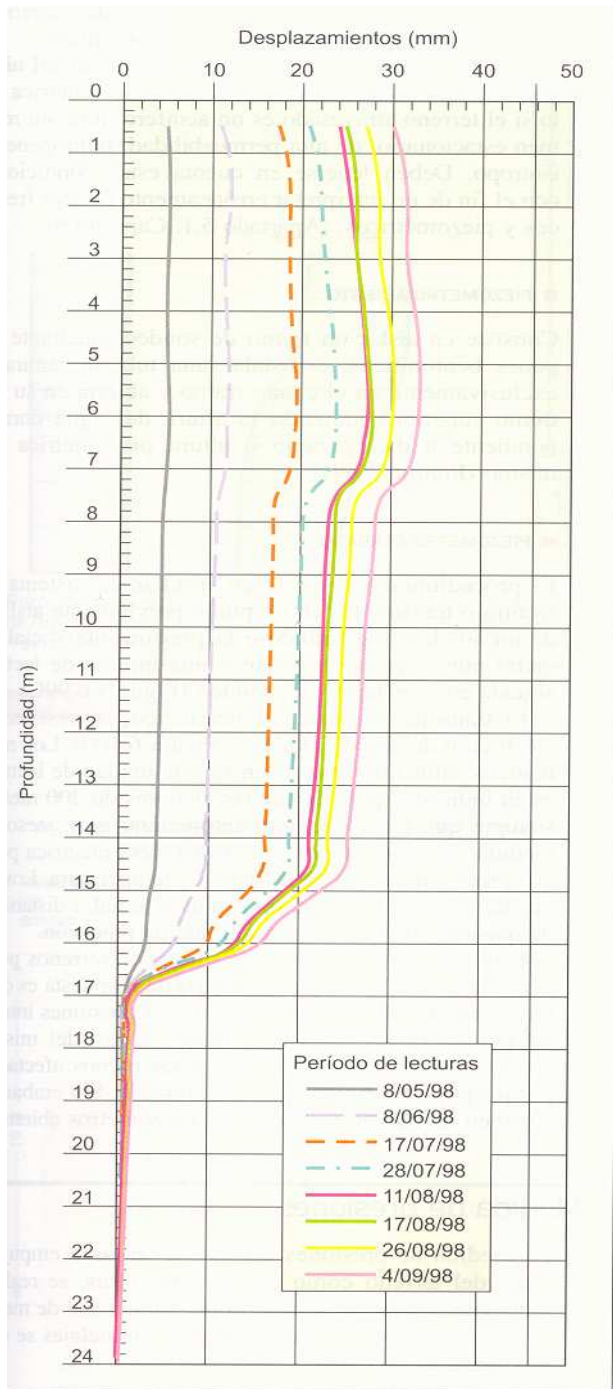
Imagen 39. **Inclinómetro completo**



Gráfica 53. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control

## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN

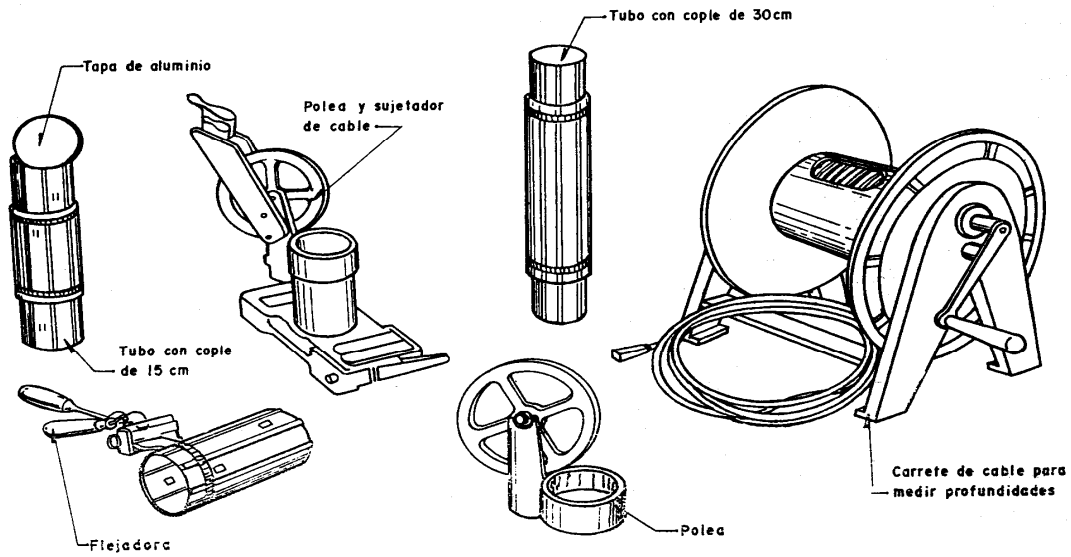
Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos y los tiempos en que se toman las medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo. En la **gráfica 54** se ejemplifica la toma de lecturas tomadas por un inclinómetro de los dos instalados en campo, a su vez la **imagen 40**, nos muestra la herramienta y equipo auxiliar para el descenso del inclinómetro. Finalmente la **imagen 41** nos da una idea de la forma de cómo se toman las lecturas en campo.



**Gráfica 54.** Lecturas de uno de los inclinómetros empleados para la determinación de desplazamientos en los taludes adyacentes al túnel, en las que se detectan dos superficies de rotura situadas a 7.5 y a 17 m de profundidad.

## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN

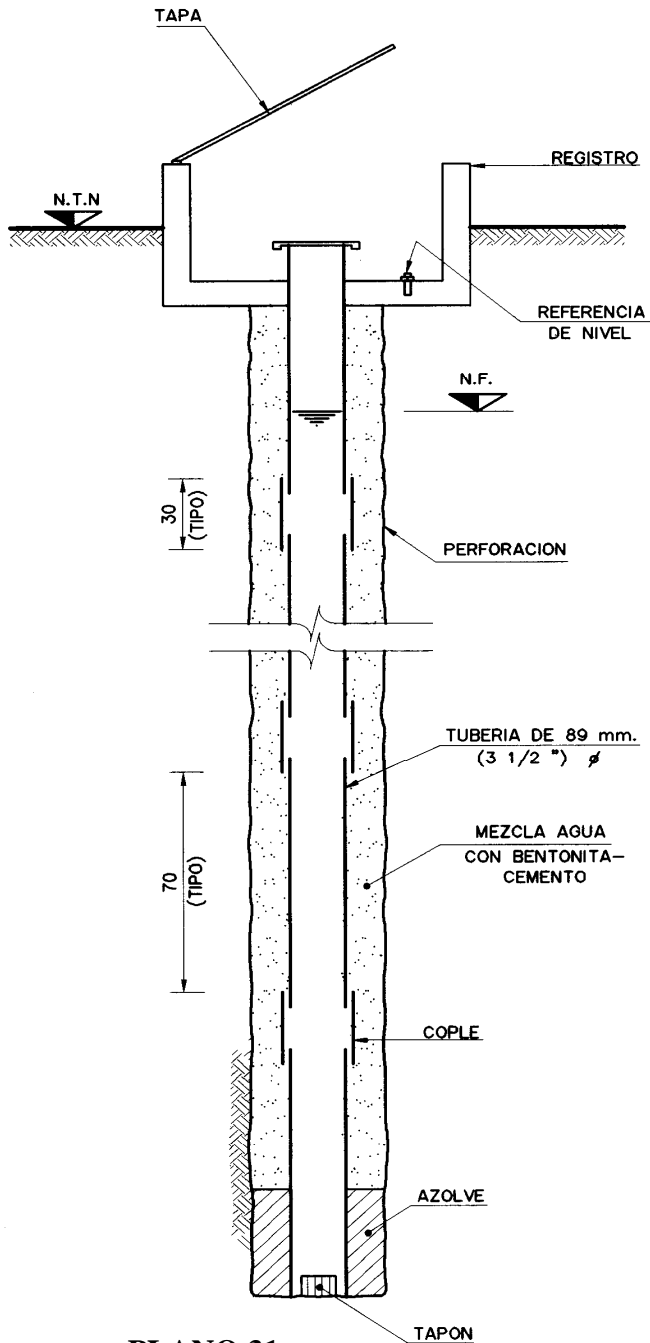
### Instrumentación en terraplenes sobre suelos blandos 3



**Imagen 40.** Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro.



**Imagen 41.** Operación de toma de lecturas con el



PLANO 31.

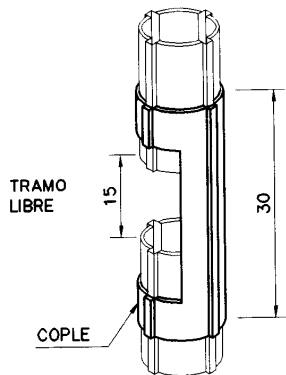
**ELEMENTOS DE INSTALACION  
DEL INCLINOMETRO**

**Plano 31.** En la figura anterior se observó en superficie la ubicación del inclinómetro. Ahora se esquematiza en forma transversal los elementos constituyentes, así como su respectiva instalación del inclinómetro empleado en la evaluación de los desplazamientos ocurridos en la periferia del túnel.

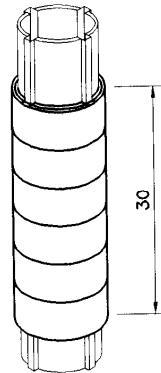
Esto como lo pueden ser la parte inicial para la instalación del mismo, como lo son: la construcción de la caja de registro en donde a su vez se deberá colocar la referencia topográfica que nos sirva de nivel para las lecturas a tomar; la perforación y la realización del ademado con agua y bentonita; con la colocación finalmente de los componentes como la tubería de 70cm de longitud, de los coples de 30cm y del tapón para evitar la entrada de azolve en su parte inferior, ya que este azolve se acumula gracias a la realización de la perforación en donde se desprende material en la periferia en

## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN

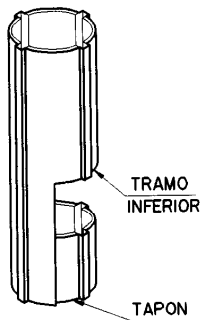
Es frecuente el uso de la tubería de 8.1 cm de diámetro y 0.22 cm de espesor, en tramos de 1.5 ó 3m de longitud; los coples para unir tramos de tubo suelen ser de 15 ó de 30 cm. Así lo manifiesta el **plano 32** con las dimensiones aceptadas para el armado del inclinómetro.



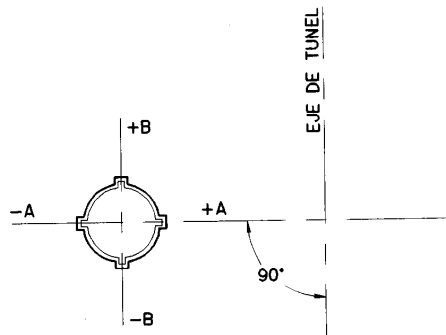
DETALLE DE  
COPLE DE UNION



DETALLE DE  
COPLE UNIDO



DETALLE DEL  
TAPON INFERIOR



ORIENTACION DE LOS EJES PRINCIPALES  
RESPECTO AL EJE DEL TUNEL

PLANTA

## PLANO 32. TUBERIA PARA INCLINOMETRO

## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN

---

El tipo de inclinómetro que se emplea para determinar los desplazamientos que podría padecer el terreno de la toba será el de un **servo-acelerómetro**.

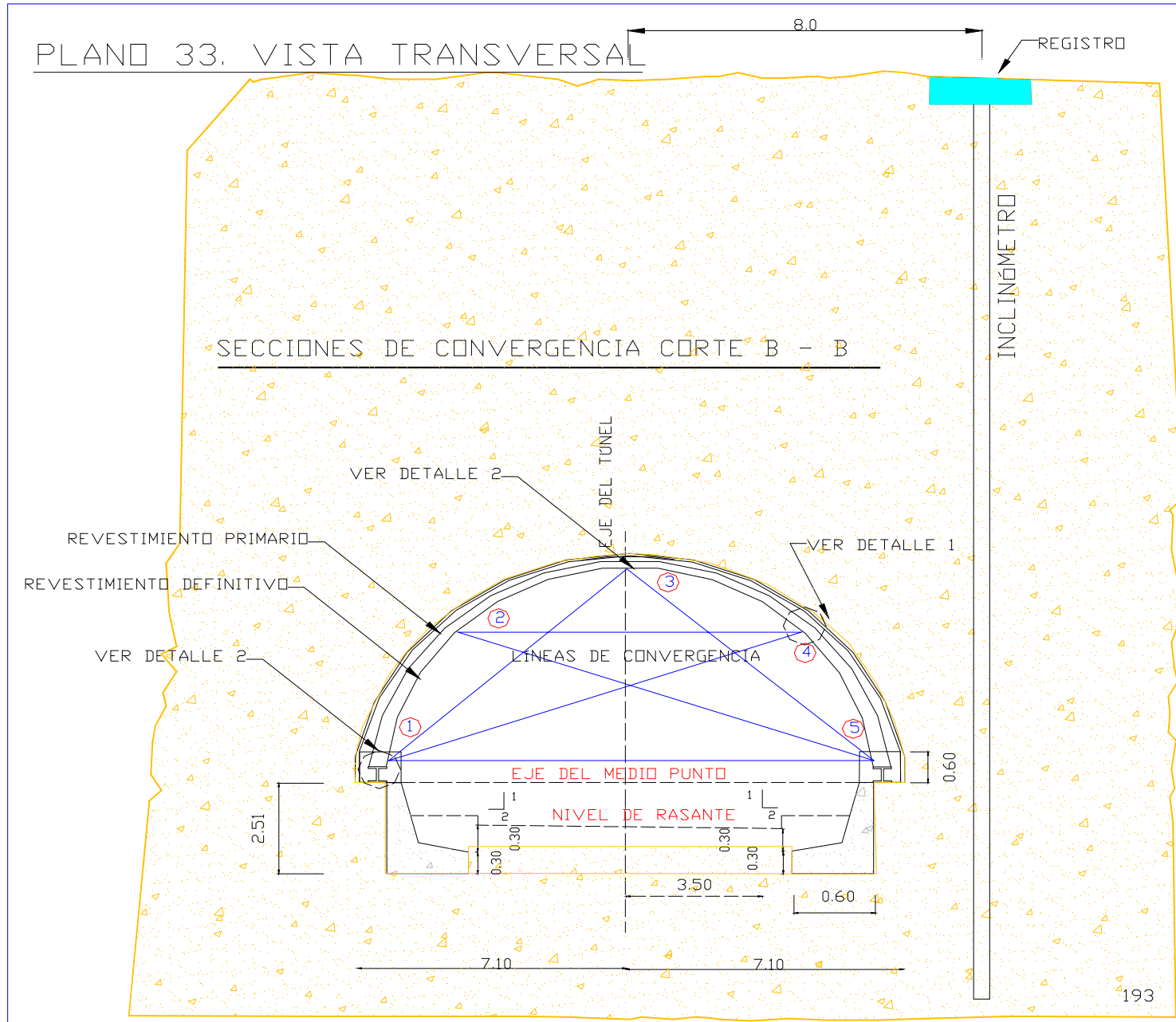
Para que se lleve a cabo dicha supervisión, es decir la evolución de los movimientos más significativos y en general las condiciones de estabilidad de la excavación, el sistema de instrumentación estará constituido por 7 secciones de convergencia ( situadas en los cadenamientos 0+284.300, 0+286.994, 0+291.864, 0+298.020, 0+301.129, 0+305.379 y 0+309.879) dos inclinómetros y mediciones topográficas(nivelaciones de precisión). Se colocarán referencias en los portales de entrada y salida, y taludes adyacentes al túnel. En las figuras siguientes se observará a detalle lo expuesto.

- Plano 33. Secciones de convergencia – sección transversal –
- Plano 34. Instalación de puntos de referencia – detalle 1 –
- Plano 35. Instalación de puntos de referencia – detalle 2 –
- Plano 36. Ubicación de secciones de convergencia – vista en planta –
- Plano 37. Ubicación de inclinómetros y de niveletas – planta general –

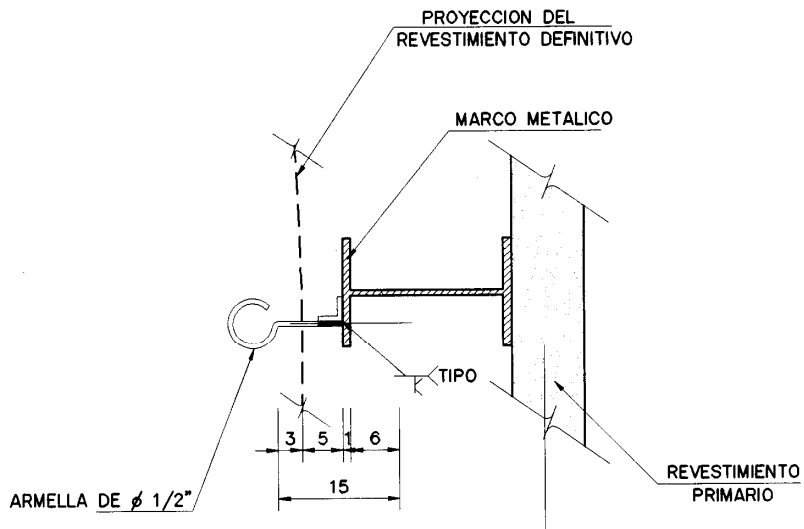
### Notas:

1. Las secciones de convergencia deberán instalarse y medirse, tan pronto como se haya colocado el marco metálico, dejando longitud suficiente de las armellas que servirán de punto de referencia, de tal manera que el revestimiento definitivo no las cubra una vez colocadas, debiéndose medirse diariamente, la tubería del inclinómetro deberá ser completamente vertical, por lo que se recomienda tubería de importación. El inclinómetro deberá ser del tipo servo – acelerómetro.
2. Los inclinómetros se deberán leer por lo menos dos veces antes de iniciar los trabajos de excavación, durante la construcción del túnel deberán leerse por lo menos, dos veces la día.
3. La nivelación topográfica de las referencias superficiales se hará una vez al día, tomando como marco de referencia un banco de nivel superficial, que se encuentre alejado a 100 m de la obra.

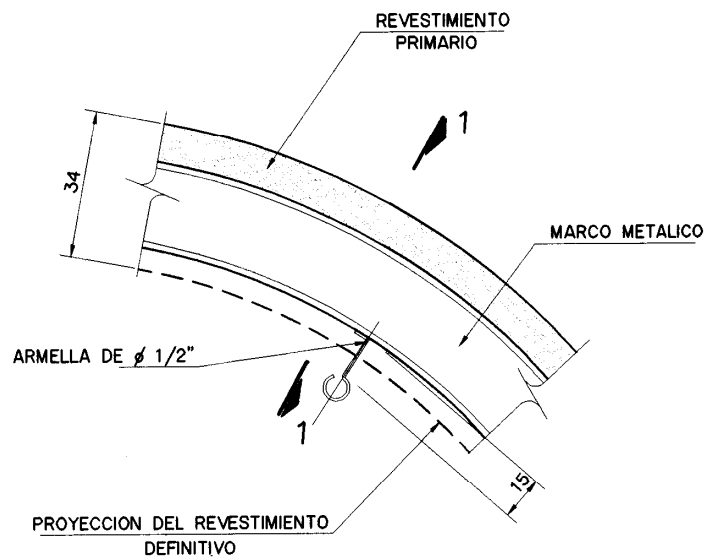
## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN



## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN



CORTE 1 - 1

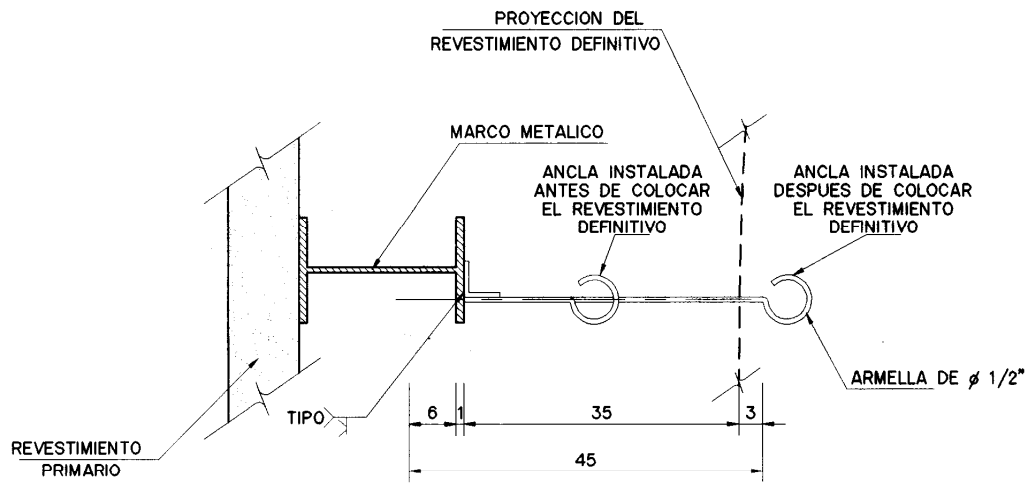


DETALLE 1

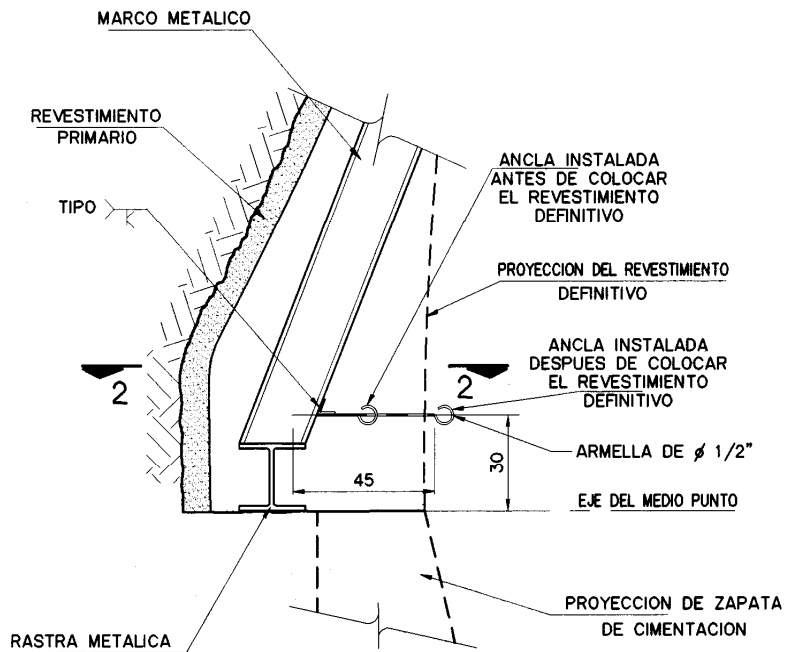
**PLANO 34. DE PUNTOS DE REFERENCIA  
PARA SECCIONES DE CONVERGENCIA**



## VIII.1. INSTRUMENTACIÓN



### CORTE 2 - 2



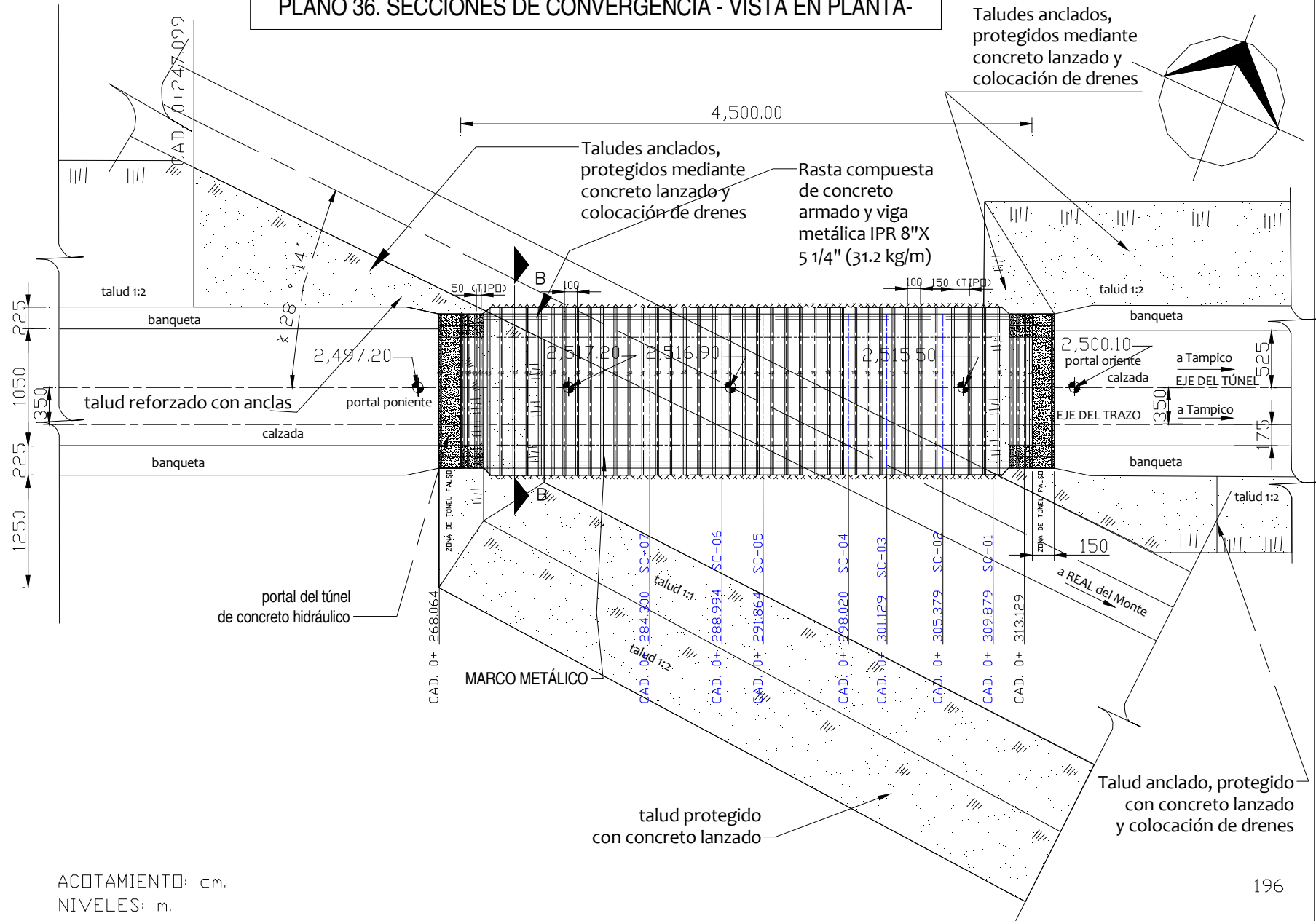
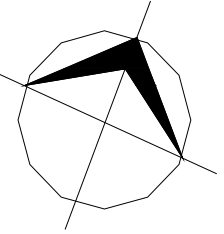
### DETALLE 2

INSTALACION DE PUNTAS DE REFERENCIA  
PARA SECCIONES DE CONVERGENCIA

# VIII.I. INSTRUMENTACIÓN

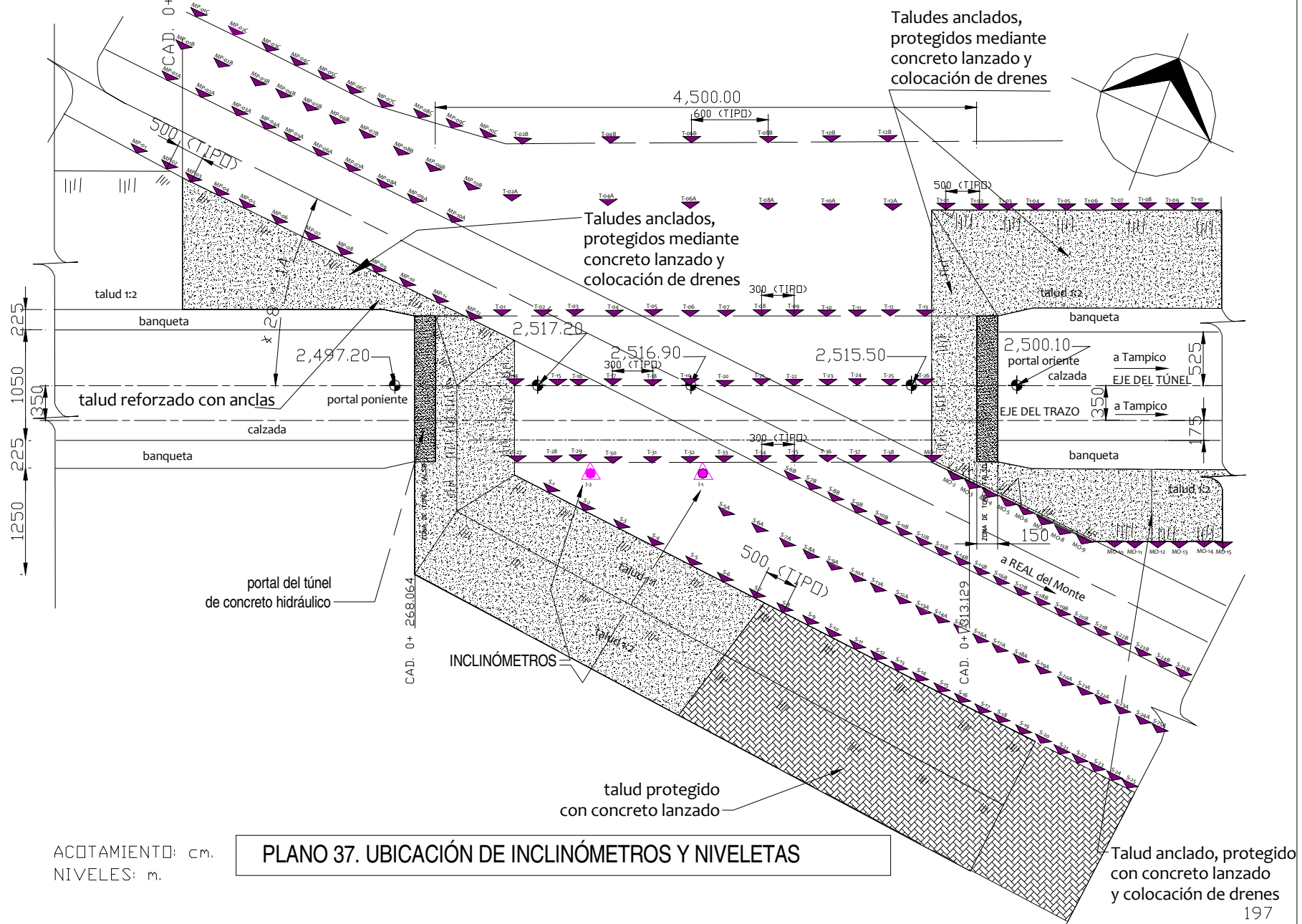
PLANO 36. SECCIONES DE CONVERGENCIA - VISTA EN PLANTA-

Taludes anclados, protegidos mediante concreto lanzado y colocación de drenes



ACOTAMIENTO: cm.  
NIVELES: m.

# VIII.I. INSTRUMENTACIÓN



**PLANO 37. UBICACIÓN DE INCLINÓMETROS Y NIVELETAS**

ACOTAMIENTO: cm.  
NIVELES: m.

Talud anclado, protegido con concreto lanzado y colocación de drenes

## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

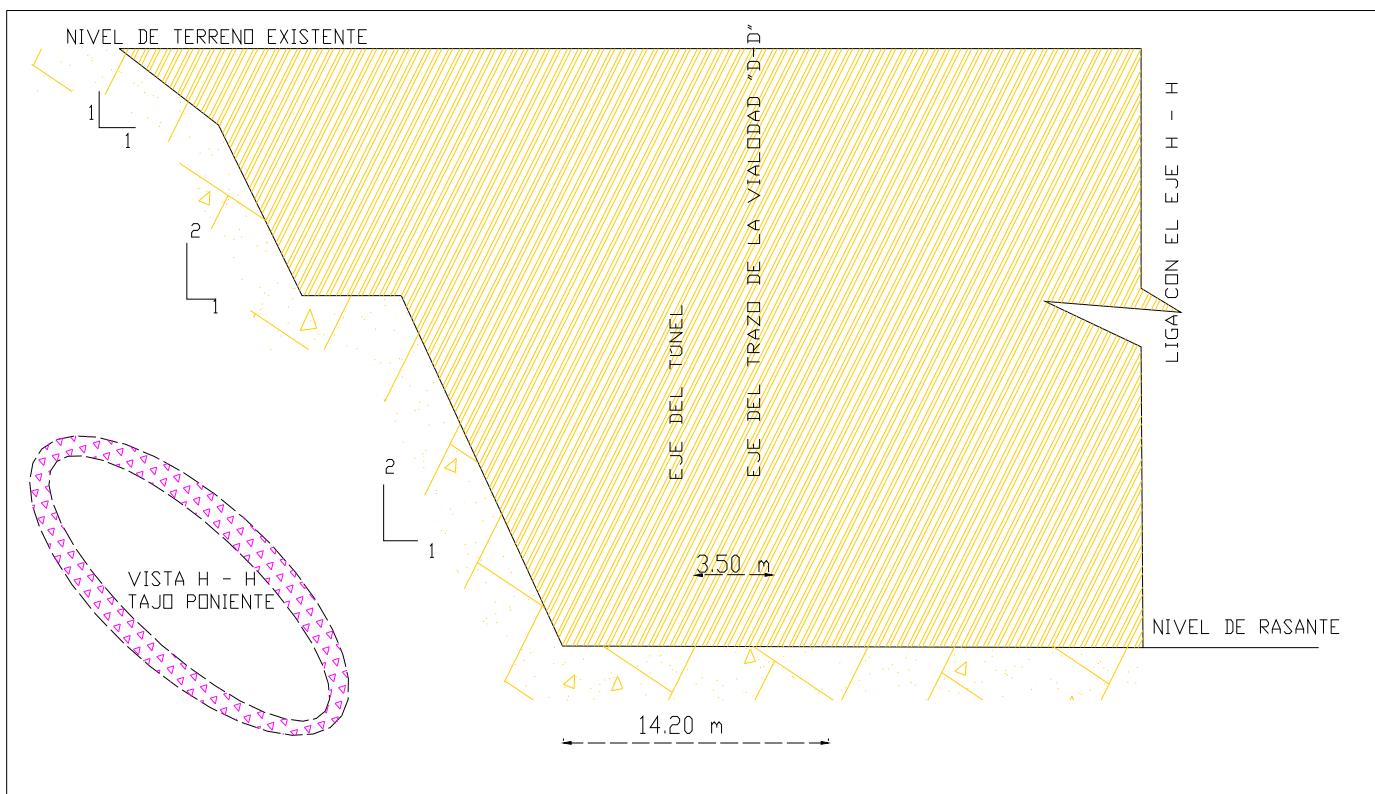
Se muestra a continuación el procedimiento de excavación y construcción del túnel carretero, perteneciente al entronque vial Real del Monte localizado al noreste de la ciudad de Pachuca, estado de Hidalgo.

El túnel tendrá una longitud de 49.36 m y una sección transversal en forma de portal con un arco de medio punto de 6.76 m de radio y una altura de galibo en la clave de 8.47 m respecto al nivel de rasante, reforzado con revestimiento de concreto lanzado y zapatas corridas en su cimentación.

El túnel se excavará en una toba lítica de textura porfírica pseudoestratificada, alternada y afectada por fracturamiento moderado.

El procedimiento de excavación y construcción del túnel se ejecutará en trece etapas que se enuncian a continuación.

### ETAPA I : Excavación de tajo



Antes de iniciar la perforación túnel, se procede a la formación de taludes a lo largo de los portales oriente y poniente. Esto mediante el procedimiento de excavación de tajo (a cielo abierto). Para el caso del presente portal (poniente) se realizará la formación de un solo talud (desmante). La excavación de la roca se realizará por perforación y voladura y será el compatible con la obtención de paramentos regulares y estables en su talud definitivo. El avance de la excavación se hará de acuerdo a las características mecánicas de la roca, de su estructura geológica y de su grado de alteración. Las pendientes manejadas de proyecto son de 1:1 y 2:1. Dando ángulos de sustentación de 45° y 63.43° respectivamente.



BULLDOZER



CARGADOR  
FRONTAL



EXCAVADORA  
SOBRE  
RUEDAS  
CON PALA  
CARGADOR



DUMPER  
ARTICULADO  
CAT 725



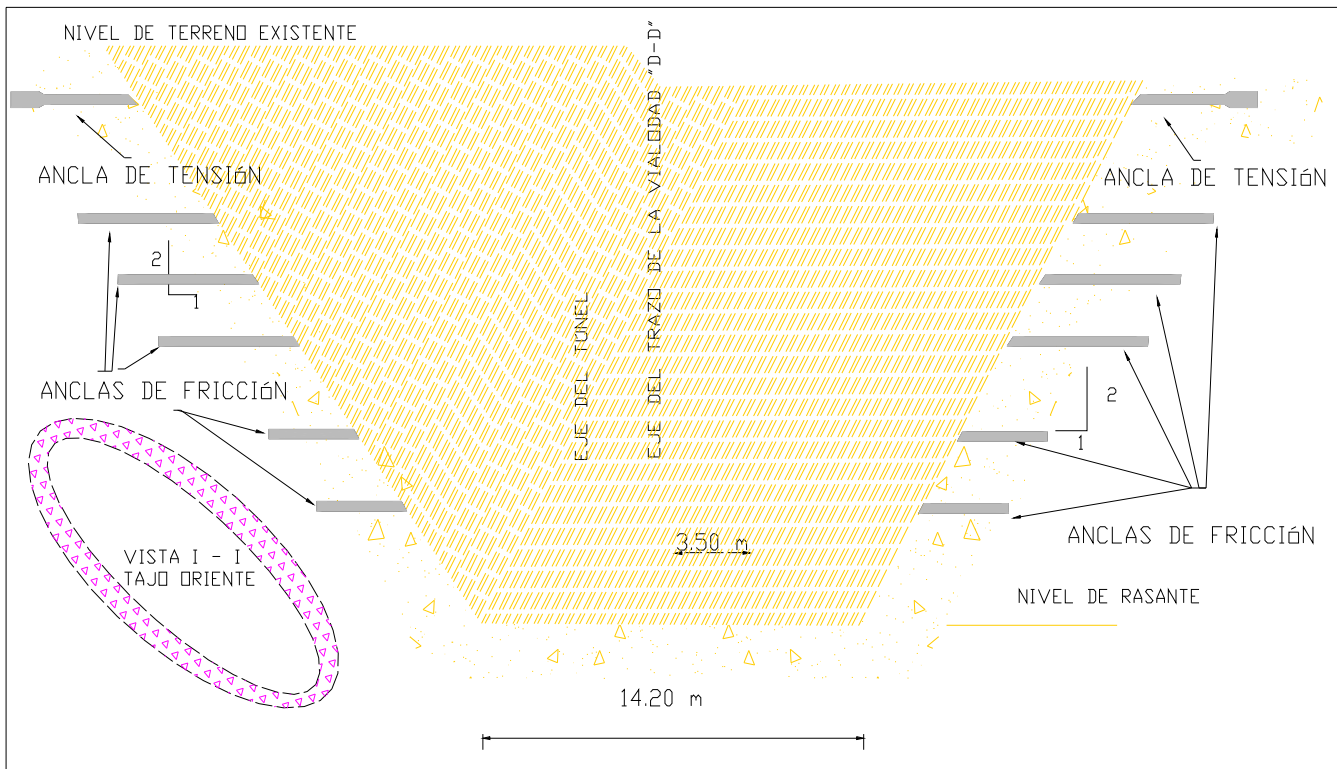
EXCAVADORA  
SOBRE ORUGAS  
CON PALA  
CARGADORA



RETROEXCAVADORA  
MIXTA SOBRE RUEDAS

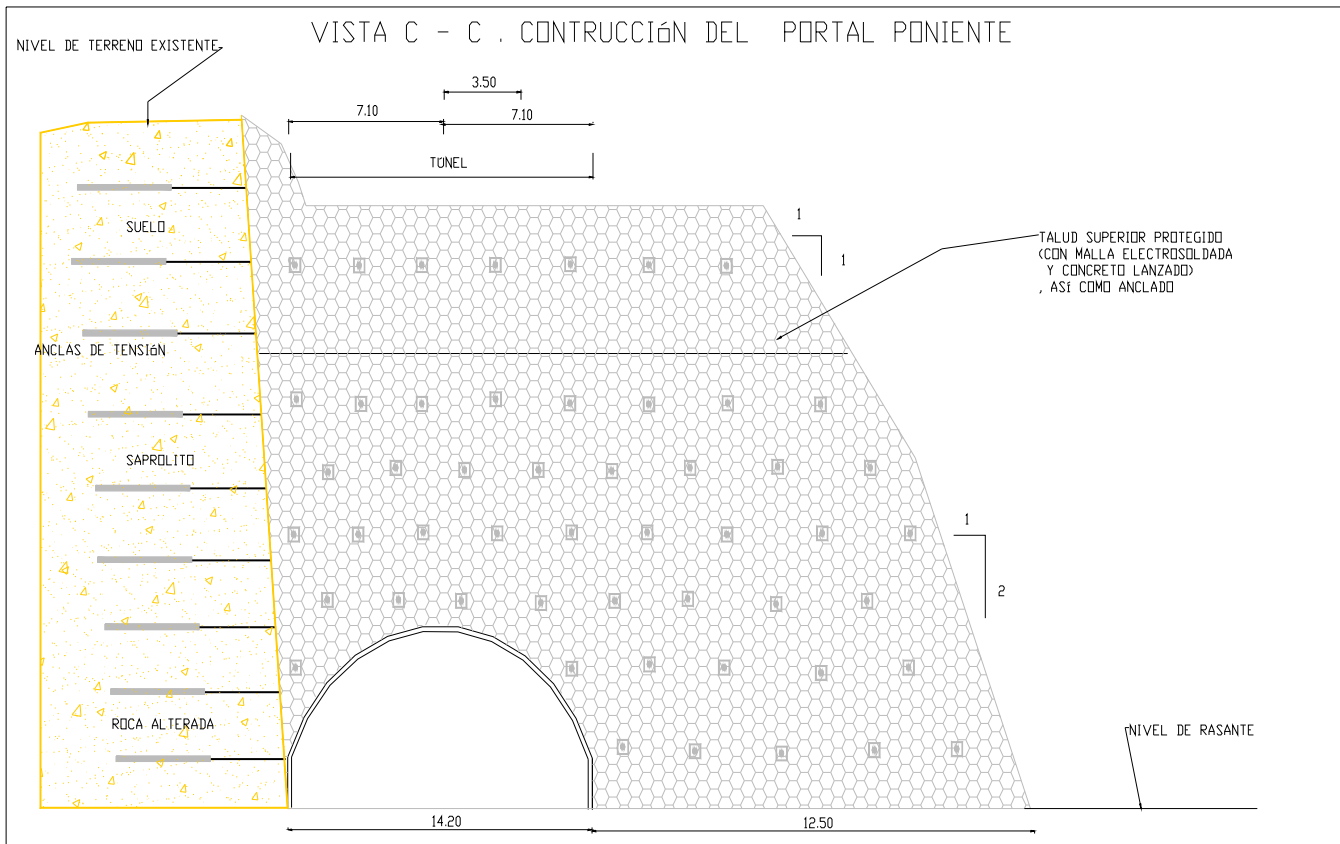
**Imagen 42.** Maquinaria a emplear

## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO



**Plano 38.** Para el caso del presente portal (oriente) se realizará su formación a base de dos taludes (trinchera). Mediante maquinaria pesada descrita anteriormente. Para dar paso posteriormente a los trabajos de tratamiento y estabilización de los taludes, mediante: a) drenaje de la capa de concreto lanzado, b) subdrenaje del cuerpo del talud y c) instalación y terminación de todas las anclas de refuerzo. La pendiente manejada de proyecto es de 1:1. Dando un ángulo de sustentación de 45°.

ETAPA II : Construcción de portales

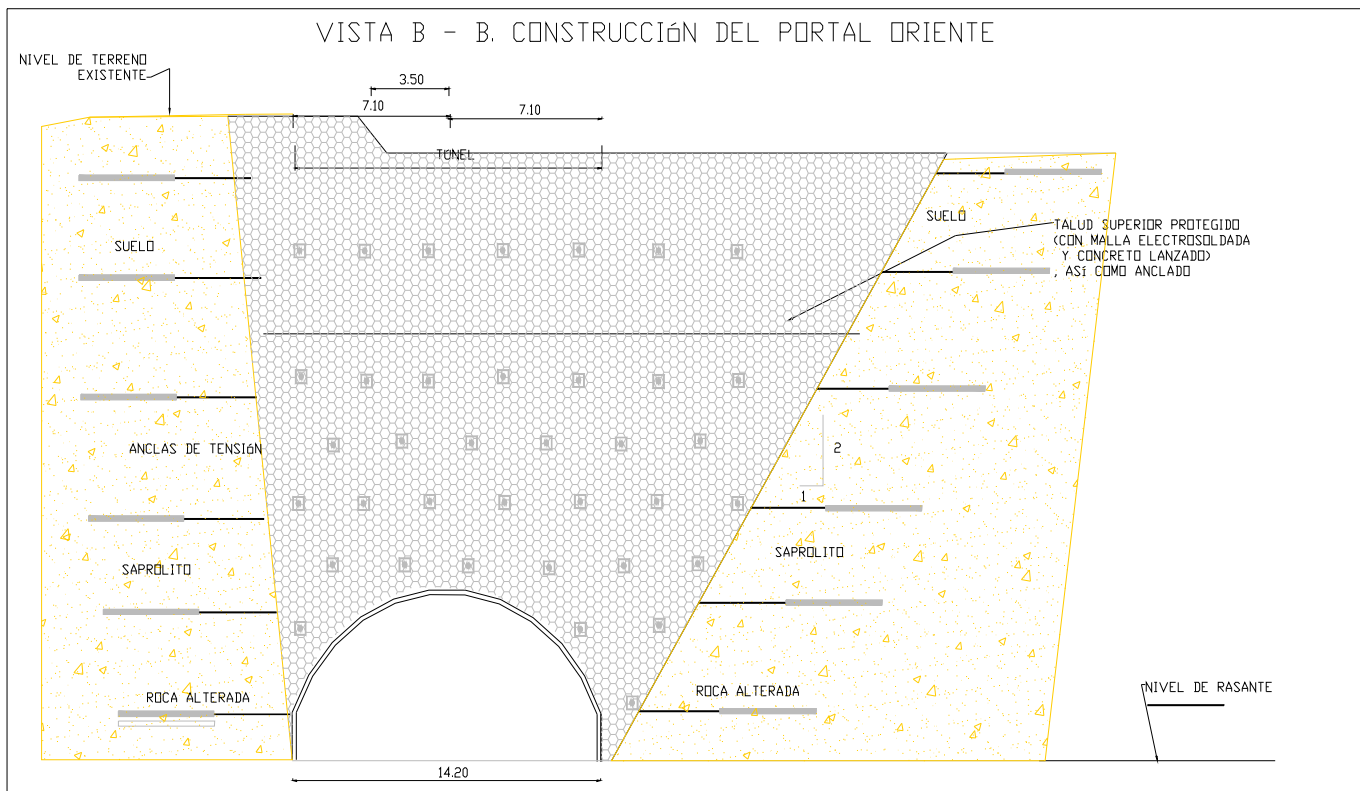


**Plano 39.** Antes de iniciar la perforación túnel, se procede a colocarse los instrumentos y referencias para el control topográfico: inclinómetros y niveletas. Asimismo dichos inclinómetros y las referencias para control topográfico se deberán tomar lectura de dos veces antes de iniciar cada trabajo de excavación y durante la construcción del túnel deberán leerse por lo menos dos veces al día y/o dependiendo del comportamiento de la excavación. La nivelación topográfica de las referencias superficiales (niveletas), se hará una vez al día, tomando como marco de referencia un banco de nivel superficial, que se encuentre alejado a 100.00 m de la obra.

El sistema permitirá conocer la evolución de los movimientos más significativos y en general las condiciones de estabilidad de la excavación.

La tubería del inclinómetro deberá ser completamente vertical por lo que se recomienda tubería de importación, y del tipo servo-acelerómetro.

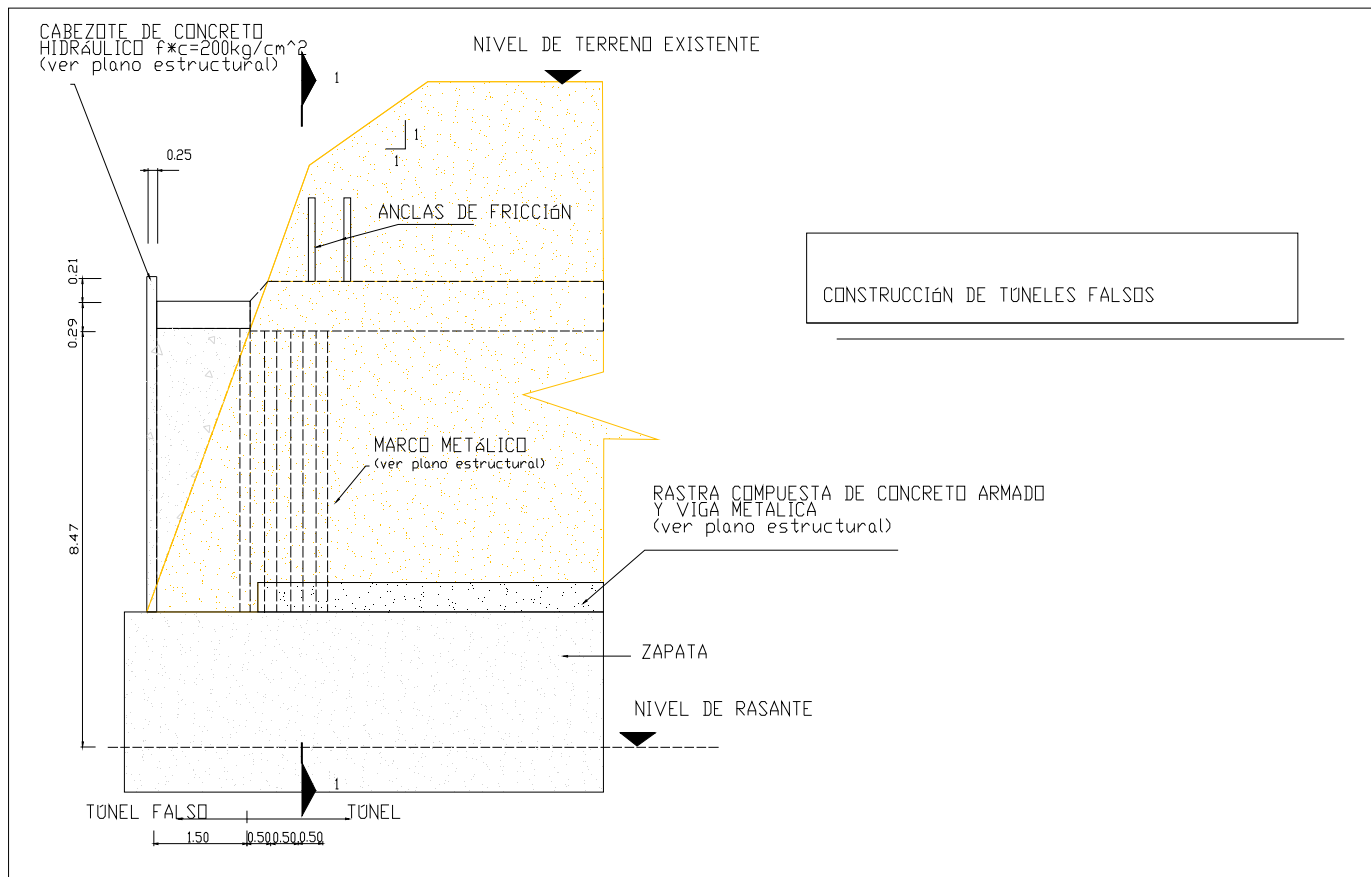
## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO



**Plano 40.** La secuencia de la excavación del portal oriente será como el que detalla en ETAPA IV : Excavación de las fases I (DESTROZA DE BATACHE LATERAL IZQUIERDO), después de ésta fase se procede a colocar un revestimiento de amacise contra intemperismo a base de concreto lanzado de 2cm de espesor y  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ; fase II (DESTROZA DE BATACHE LATERAL DERECHO). Después se procede a colocar un revestimiento de amacise contra intemperismo a base de concreto lanzado de 2cm de espesor y  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ; posteriormente regresamos a la fase I y II para la colocación de anclas de fricción de 4m de longitud, perforación de 2" de diámetro y varilla de 1" de diámetro, inyectada de grout de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  a cada 1.50m; enseguida se prosigue a la colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 con anclaje a base de varilla de 3/8" de diámetro y cartucho hilti , siguiendo con la colocación del revestimiento primario de concreto lanzado de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  y con espesor de 7cm; fase III (DE AVANCE) y fase IV (DESTROZA DE CENTRAL).



### ETAPA III : Construcción de túneles falsos

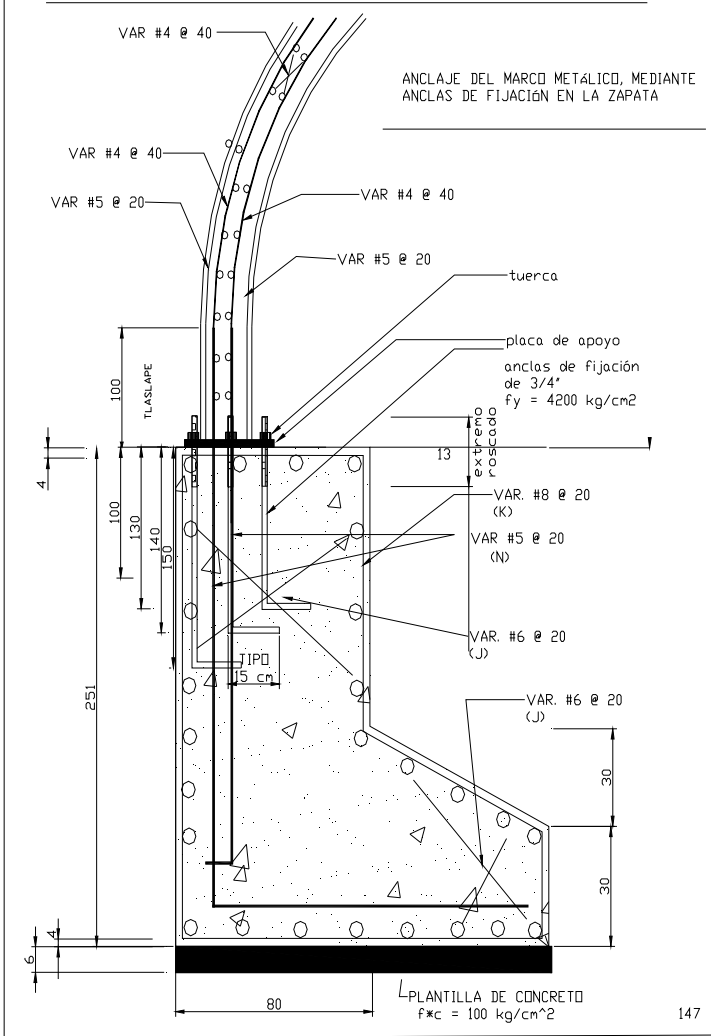


**Plano 41.** La excavación de los portales oriente y poniente se iniciará con la realización del túnel falso en el portal oriente hecho a base de dos marcos metálicos denominado IPR de 8"x 5 1/4", distanciados a 1.50m el uno del otro, revestido de concreto hidráulico de  $f'c= 200 \text{ kg/cm}^2$ , en secuencia de excavación con avances limitados de 0.5m de longitud, siendo hasta una distancia de 1.50m, esto a partir de la cabecera del portal y después la separación entre marcos será de 1.50m, con base a las condiciones de comportamiento que se registren, y con ello se definirá la separación óptima de los marcos. Sin embargo se considera la posibilidad de avanzar en ambos sentidos, tomando en cuenta que una de las excavaciones se tendrá que detener cuando la separación entre ellas sea de 6.0m. La construcción de las dos zapatas aisladas que soportarán al portal oriente serán de dimensiones:  $a=1.60\text{m}$  x  $l= 3.10\text{m}$  y  $p=2.57\text{m}$  para dicho portal oriente.

La aplicación del sistema de anclaje de fricción en la clave del túnel se llevara a cabo en una distancia de 1.50m a partir del portal. La generalización de aplicación del sistema de anclaje en toda la longitud del túnel dependerá de las condiciones del comportamiento que se registren en la roca durante los avances de excavación, debiéndose conciliar el aspecto económico con la supervisión de obra.

## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

PLANO 16. ANCLAJE DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO DE LA BÓVEDA DEL TÚNEL EN LA ZAPATA DE CIMENTACIÓN

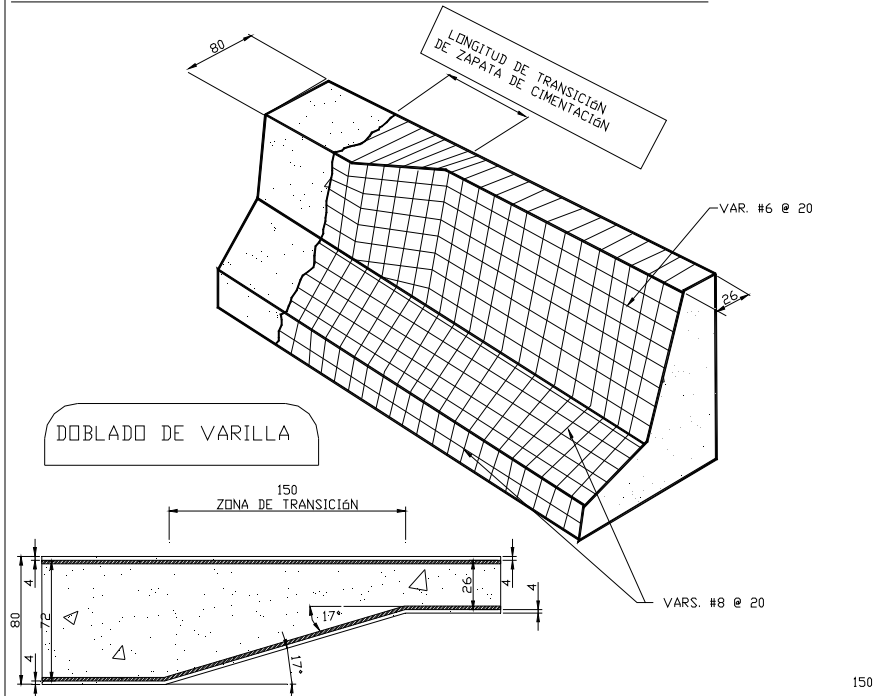


**Plano 42.** La formación del túnel falso se realizará a base de marcos metálicos denominado IPR de 8"x 5 1/4", anclados a la zapata corrida de base mayor de 1.60m, base menor de 0.80m, una altura de 2.51m, con 4 cm de plantilla de concreto hidráulico de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ . El marco metálico estará fijado a la zapata de cimentación mediante 6 anclas de 3/4" de  $f'y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ , con una longitud de desarrollo de 1.45m, 1.55m y de 1.65m, que se encuentran fijados a la zapata a base de placa de apoyo de 30x30x1" de espesor de acero A-36 y 6 tuercas de 3/4" de diámetro.

El marco metálico contará con 2 varillas del #4 @40 cm de forma transversal y con 4 varillas del #4 @40 cm de forma longitudinal. De lo cual tendrá un empalme de 100 cm, con la zapata de cimentación con 2 varillas del #5 @20 cm.

La zapata en su periferia contará de

PLANO 19. TRANSICIÓN DE ZAPATAS DE CIMENTACIÓN

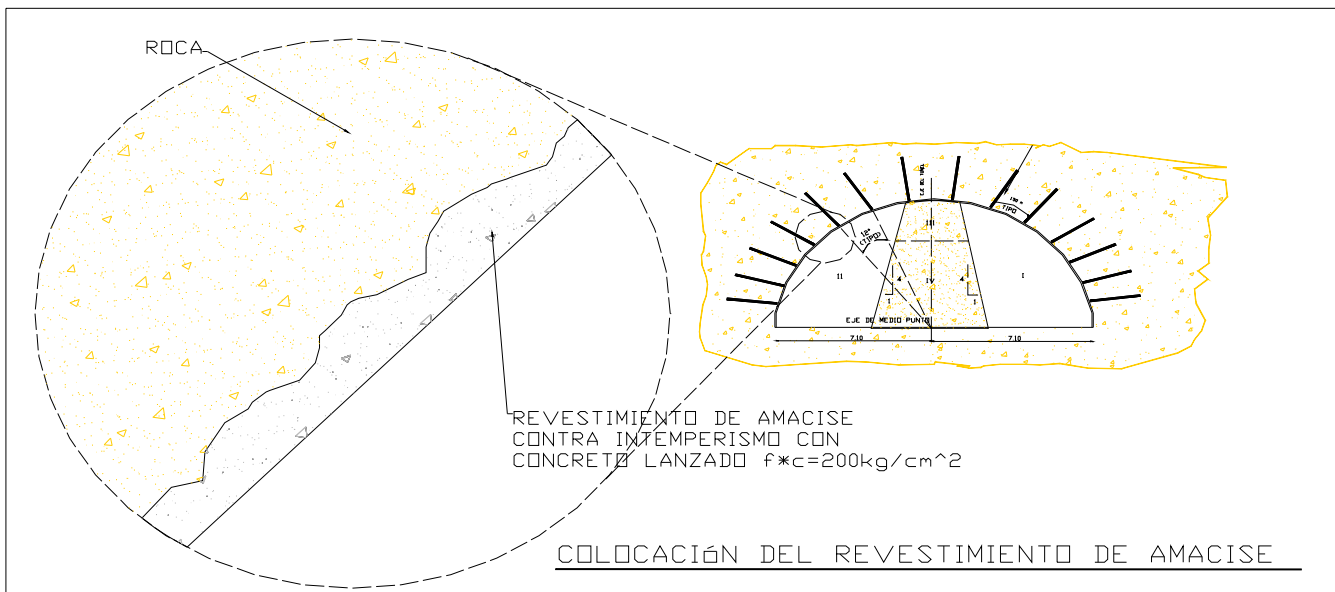
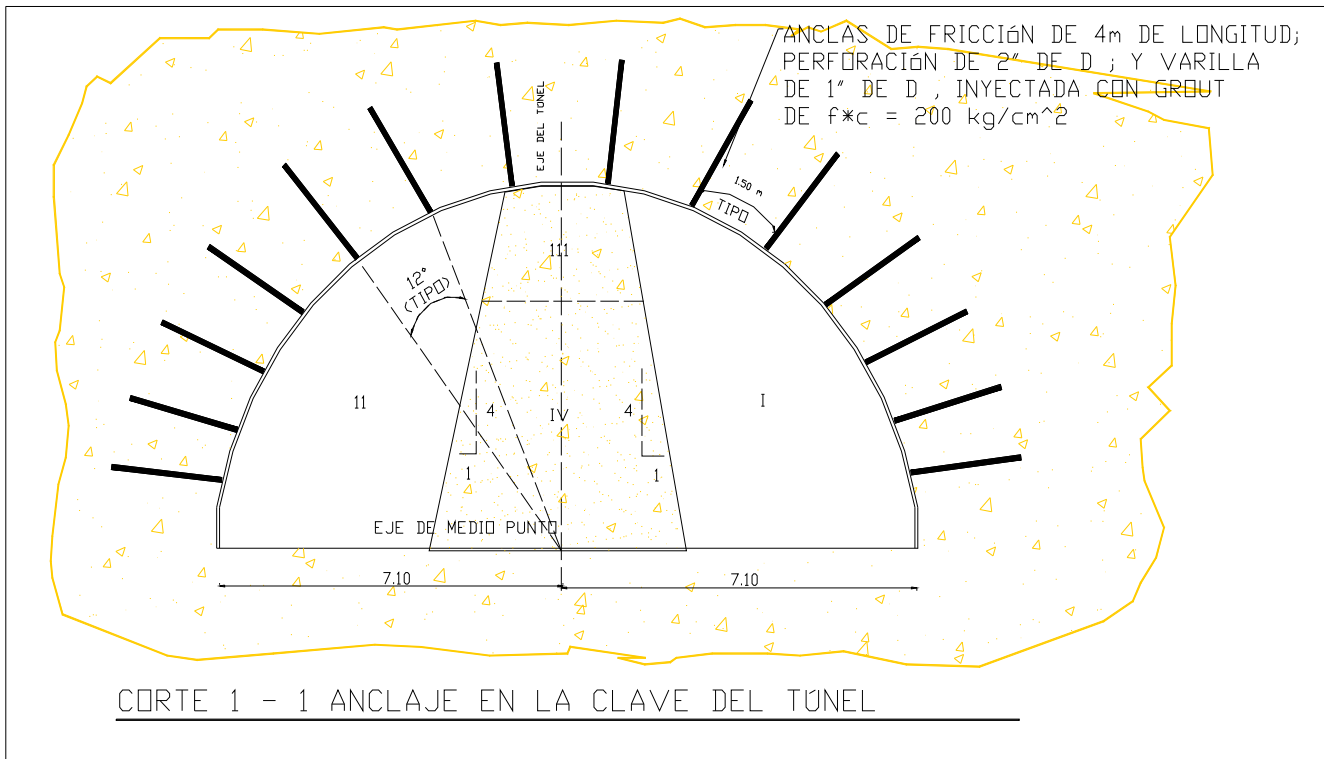


**Plano 43.** La zapata de cimentación empleada será del tipo corrida, de ancho variable siendo éste a la entrada del túnel de 80 cm en su base menor y se reduce gradualmente a 34 cm, con una longitud de 1.50m en la transición del ancho de la misma.

El armado de la misma, constará de varillas del # 6@20cm en la base menor y de varillas del # 8@20cm en su base mayor

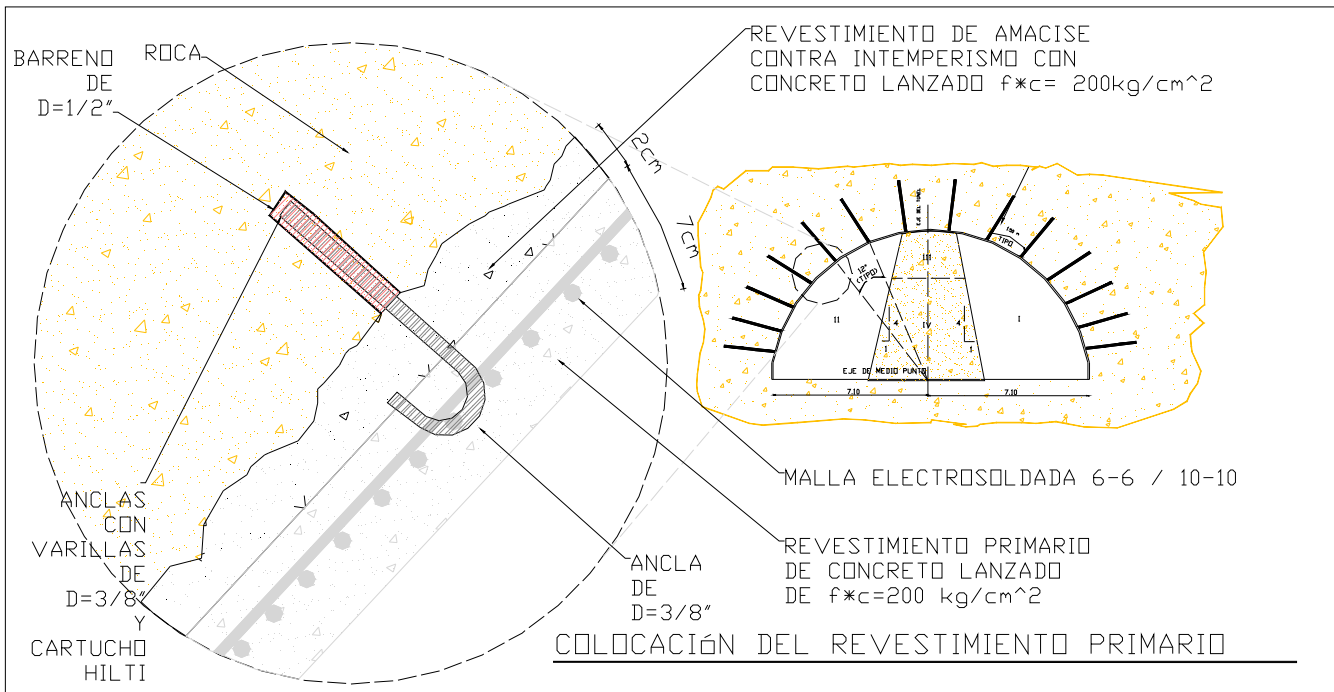
## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

ETAPA IV : Excavación de las fases I y II de la media luna, colocación del revestimiento de amacise y anclaje de la bóveda

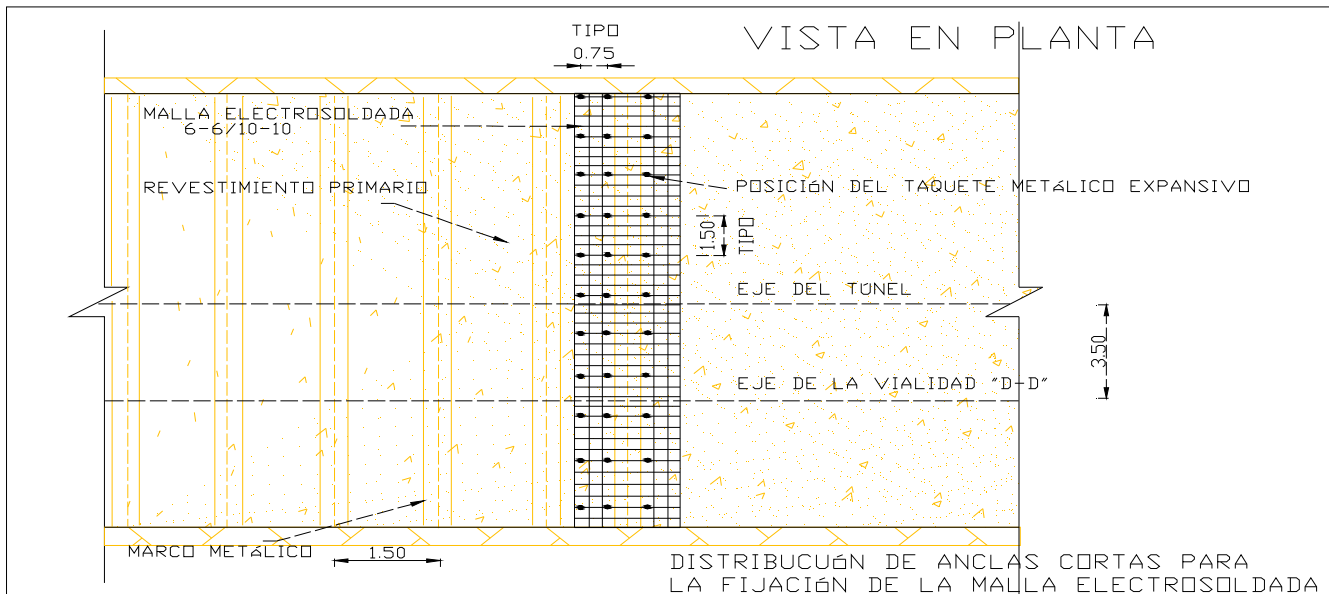


**Plano 44 y 45.** La secuencia de la excavación del portal oriente será como el que detalla en ETAPA IV : Excavación de las fases I (DESTROZA DE BATACHE LATERAL IZQUIERDO), después de ésta fase se procede a colocar un revestimiento de amacise contra intemperismo a base de concreto lanzado de 2cm de espesor y  $f^*c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ; fase II (DESTROZA DE BATACHE LATERAL DERECHO). Después se procede a colocar un revestimiento de amacise contra intemperismo a base de concreto lanzado de 2cm de espesor y  $f^*c = 100 \text{ kg/cm}^2$ ; posteriormente regresamos a la fase I y II para la colocación de anclas de fricción de 4m de longitud, perforación de 2" de diámetro y varilla de 1" de diámetro, inyectada de grout de  $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$  a cada 1.50m. Para estos momentos

## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO



**Plano 46.** Enseguida se prosigue a la colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 con anclaje a base de varilla de  $3/8"$  de diámetro y cartucho hilti, siguiendo con la colocación del revestimiento primario de concreto lanzado de  $f^*c = 200\text{ kg/cm}^2$  y con espesor de 7cm. ***Se deberán de mantener sin excavar la zona DE AVANCE y la DESTROZA DE CENTRAL.***



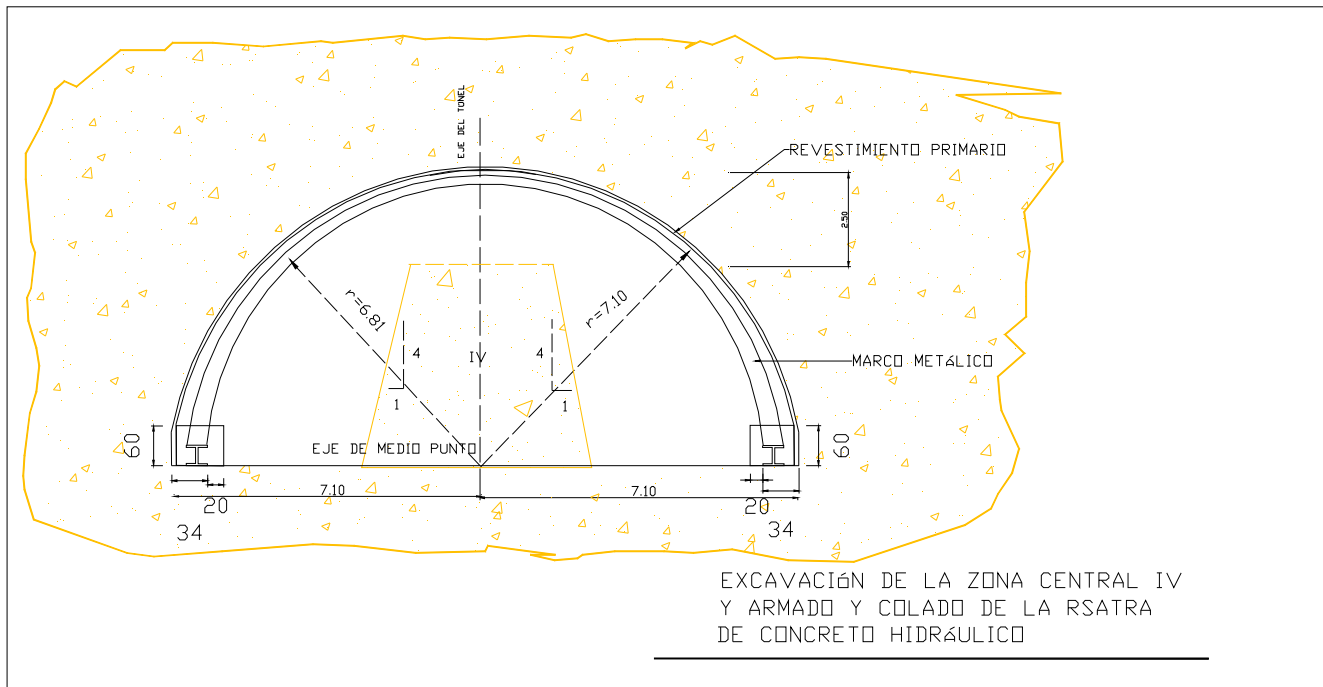
**Plano 47.** Vista en planta del suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 a lo largo y ancho del túnel. Considerando una longitud de dicha malla de 1.50m, más 20 cm de traslape con el tramo subsecuente sobre el largo del túnel; y una longitud de 21.24 m a través de 14.88m que tiene de ancho el túnel.

Vista de la distribución de anclas cortas a base de varilla de  $3/8"$  de diámetro y cartucho hilti para la fijación de la malla electrosoldada, sobre barreno de  $1/2"$  de diámetro. La separación entre cada varilla de fijación será de 1.50m sobre el ancho del túnel y de 0.75m sobre el largo del mismo.

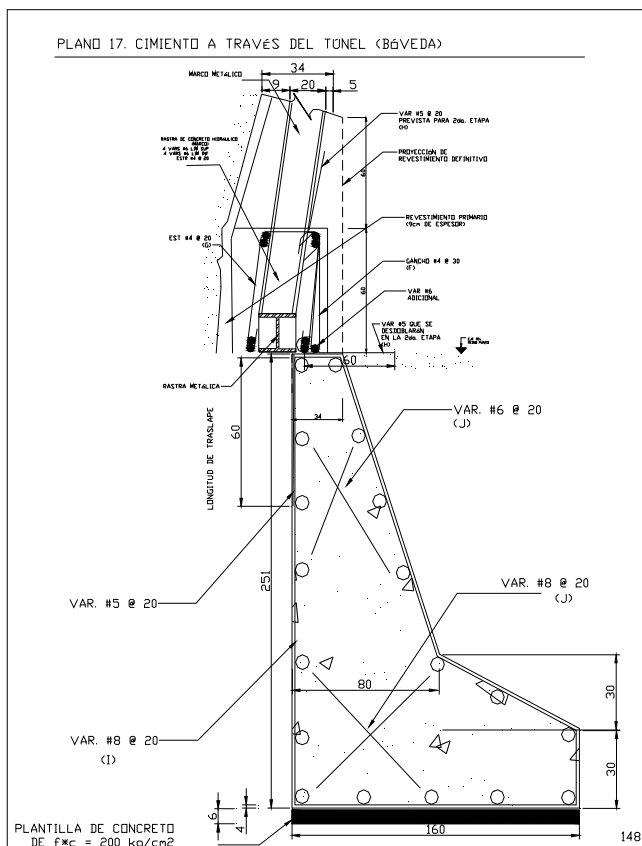


## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

### ETAPA VIII : Excavación de la zona central IV, armado y colocado de la rastra de concreto



**Plano 50.** Ya una vez de excavada la zona de AVANCE, se continua con la zona CENTRAL del túnel

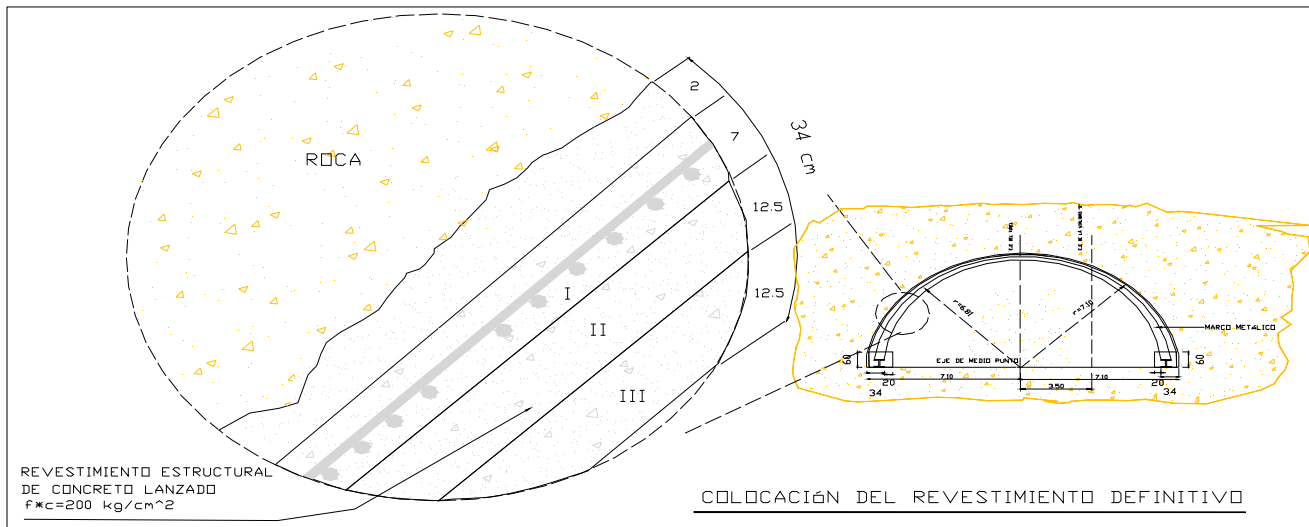


**Plano 51.** Se forma la rastra de concreto hidráulico a base de estribos del #4 @ 20 cm , 4 varillas del # 6 en la parte superior para la compresión y en la parte inferior para la tensión contará con 4 varillas del #6. Se adicionará un gancho del #4 @ 30 cm, que contará con una varilla complementaria del #6.

Se dejará la preparación de 2 varillas del #5 @ 20cm para la segunda etapa, las cuales se desdoblarán para ser ancladas en el revestimiento definitivo.

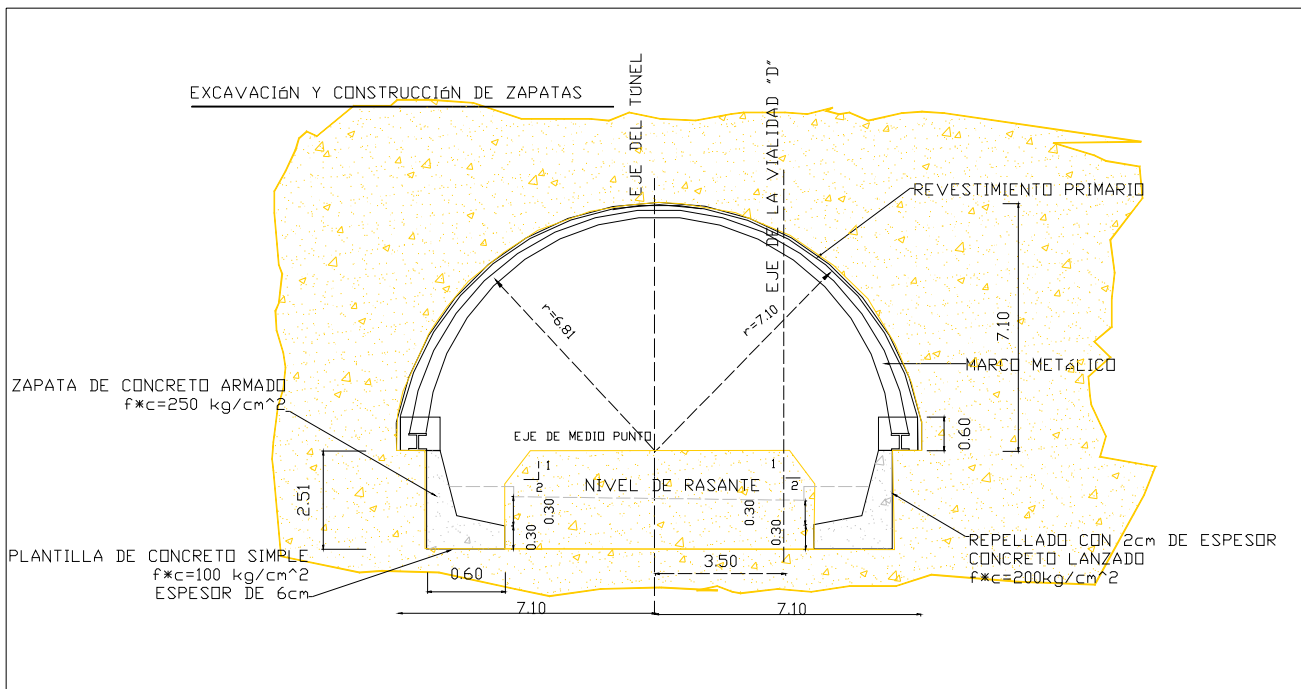
## VIII.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

### ETAPA IX : Colocación del revestimiento definitivo



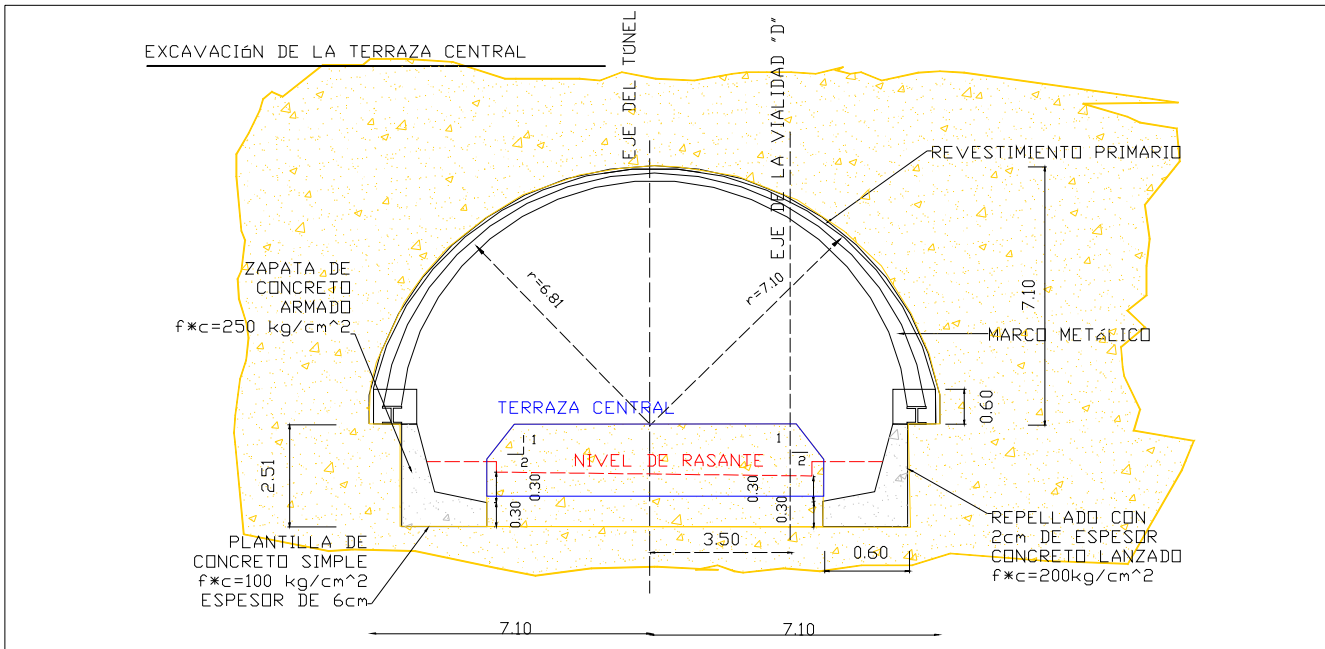
**Plano 52.** Ya que se tiene fijado el marco metálico, mediante las rastras metálicas, el acero de refuerzo de compresión, tensión y el colado de concreto hidráulico a lo largo de las rastras, se continúa con la formación del revestimiento definitivo. El revestimiento estructural será de concreto lanzado de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ . El espesor de dicho revestimiento será en dos capas (II y III) con espesor de 12.5 cm cada uno de ellos.

### ETAPA X : Excavación y construcción de zapatas



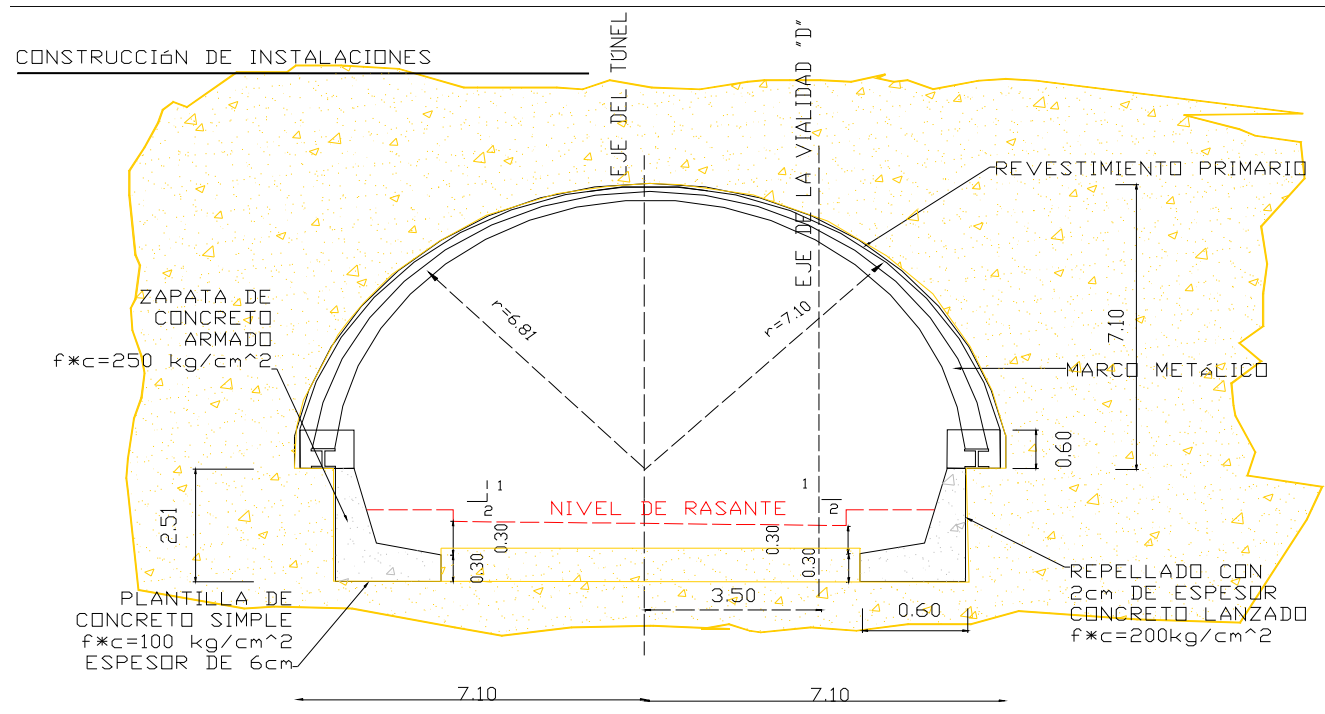
**Plano 53.** Se excava para la formación de cada una de las zapatas en cada uno de los extremos del túnel. En donde en cada una de las colindancias de las zapatas se aplicará un repellado de 2 cm de espesor a base de concreto lanzado de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ . Asimismo se aplicará una plantilla de concreto simple de 6 cm de espesor y de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ .

**ETAPA XI : Excavación de la terraza central**



**Plano 54.** Se proyecta el nivel de la rasante en la terraza central del túnel. Se ejecuta la excavación de la terraza central de acuerdo a dicho trazo.

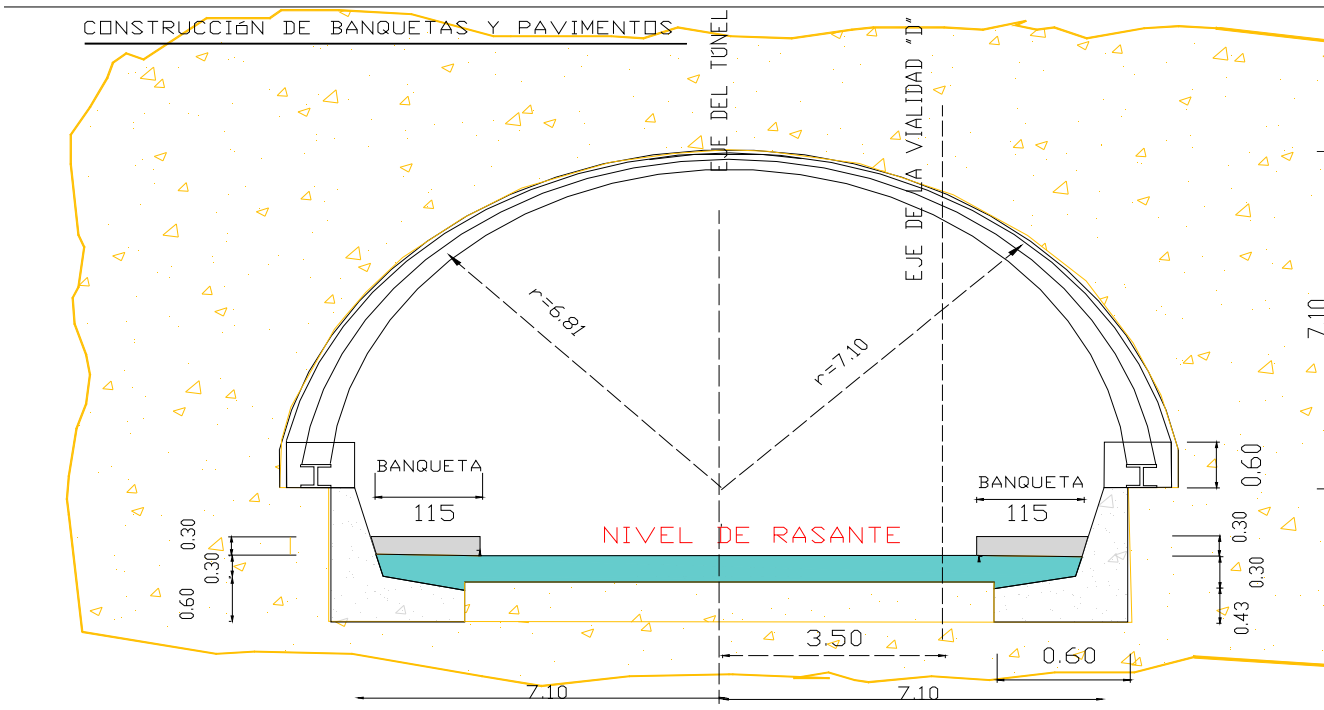
**ETAPA XII : Construcción de instalaciones**



**Plano 55.** Este proyecto no contempla instalaciones avanzadas, sino por el contrario, desde el momento en que se definió que por las características físicas y de funcionamiento se trataba de un túnel somero, indicaba que no sería necesario implementar instalaciones complejas, y por la longitud tan corta (49.36m). Se determinó no colocar instalaciones hidráulicas, ya que se cuenta con pendiente natural para que descienda el agua que pudiera pasar por la trayectoria del mismo. La única instalación que fue necesario contemplar fue la eléctrica. Por el ancho mínimo que se cuenta en el túnel(12.60m), NO SE PUDO CONSTRUIR BANQUETA AL INTERIOR DEL TÚNEL Y SE DEJÓ HACER USO SÓLO DE AQUELLAS QUE SE PUDIERAN CONTEMPLAR A LAS AFUERAS DEL MISMO.



ETAPA XIII : Construcción de banquetas y pavimentos



**Plano 56.** Por el ancho mínimo que se cuenta en el túnel(12.60m), NO SE PUDO CONSTRUIR BANQUETA AL INTERIOR DEL TÚNEL Y SE DEJÓ HACER USO SÓLO DE AQUELLAS QUE SE PUDIERAN CONTEMPLAR A LAS AFUERAS DEL MISMO. Se consideró el diseño de un pavimento flexible, aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

### Notas generales

1. Concluida la excavación de la sección de la media luna; en el avance correspondiente, se colocará inmediatamente el marco metálico, para recibir la carga del túnel.  
Será condición absoluta y necesaria para poder iniciar la excavación de un nuevo avance, haber colocado y acuíado el marco metálico en el avance inmediato anterior, así mismo será necesario haber evaluado el comportamiento y respuesta del suelo, a través de los resultados del sistema de instrumentación que se deberá instalar.
2. Los resultados de las mediciones del sistema de instrumentación deberán ser procesados en forma ágil estableciendo un ciclo de procesamiento y entrega de resultados a la supervisión de obra en forma diaria, y en su caso dos o tres veces al día, atendiendo al comportamiento que presente la excavación.
3. En caso de presentarse anomalías durante el proceso constructivo del túnel, que indujeran condiciones indeseables para la estabilidad y comportamiento de la excavación, los trabajos deberán suspenderse inmediatamente, tomando en obra las medidas necesarias para evitar correr riesgos innecesarios.
4. La empresa a cargo de la instrumentación deberá presentar los resultados obtenidos en las nivelaciones y control de instrumentos en forma de gráficas de la siguiente manera:
  - a) Gráficas deformación – tiempo de: referencias topográficas, referencias en secciones de convergencia y puntos selectivos del inclinómetro.
  - b) Perfiles de deformación de líneas de colimación, secciones de convergencia e inclinómetro
8. Una vez que se haya iniciado los trabajos de excavación del túnel estos deberán realizarse de manera continua sin interrupciones, estableciéndose un ciclo continuo de excavación, colocación de marcos, colocación del revestimiento definitivo, de tal manera que en ningún caso se tenga una longitud mayor de 3.00 m. Excavada sin haberse colocado la capa de revestimiento definitivo.
9. La longitud de los avances de excavación y colocación de las capas de revestimiento primario y definitivo estará supeditada a correcciones y ajustes durante la obra, con base a las condiciones que presente la roca y los resultados del sistema de monitoreo implementado en la masa que circunda al túnel, requiriéndose un seguimiento exhaustivo de los instrumentos durante los trabajos de excavación y construcción debiéndose entregar a la supervisión geotécnica los resultados diarios del comportamiento de cada instrumento
10. Los trabajos de excavación y extracción de rezaga, serán responsabilidad del contratista, pudiéndose emplear cualquier medio excepto el uso de explosivos para la excavación de la roca.

### VIII.3. PAVIMENTO

---

En general los pavimentos se dividen en dos tipos: pavimentos rígidos o de concreto hidráulico y los pavimentos flexibles o de asfalto.

En general la estructura de un pavimento flexible, se constituye de las siguientes partes:

PAVIMENTO	ASFÁLTICO
	Nivel de rasante
Carpeta asfáltica	
Base	
Subbase	
Sub-rasante	
Terracería	

#### Terracería

---

El establecimiento del comportamiento conjunto de la terracería con la estructura del pavimento ha sido objeto de relativamente poca atención, donde a pesar de ello se obtienen las siguientes conclusiones:

1. Se ve razonable pensar que **la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante** no es un requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la capacidad de carga a la falla de cualquier material de terracería en que pudiera pensarse.
2. **La deformabilidad** parece ser el requisito básico para la aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento. Desde este punto de vista, serán fundamentales todos los conceptos que contribuyan a que el material de terracería sea poco deformable. Entre éstos, la calidad de los materiales que juegan un papel importante, sobre todo en dos casos extremos, que corresponden a los materiales que tienen predominio de los tamaños más pequeños y que es probable encontrar en los suelos.

Los materiales en que predominan los fragmentos grandes y medianos son deformables estructuralmente hablando, por las dificultades constructivas que suele tenerse para darles el necesario acomodo, que hacen que en muchas ocasiones se cometan graves descuidos durante la construcción, que tienen muy desfavorables repercusiones, más graves cuanto más alto sea el terraplén. También es de notar el problema especial de deformabilidad que se tiene en terraplenes con grandes fragmentos, cuando aquellos son, en el otro extremo, de muy baja altura, de manera que los fragmentos quedan cubiertos únicamente por capas delgadas de suelo. En este caso suelen tenerse espesores de suelo muy poco uniformes, grandes a los lados y entre los fragmentos y pequeños sobre ellos.

Naturalmente que un terraplén como el que se describe será muy difícil de compactar correctamente, siendo ésta la razón por la que este caso puede presentar graves problemas de deformabilidad. En todas partes se especifica un espesor mínimo de suelo como cobertura de los fragmentos de roca que se aceptan en un terraplén dado y, obviamente cuanto mayor sea este espesor mínimo, el problema que se acaba de exponer se presentará en menor escala.

Una terracería deformable obligará al uso de pavimentos muy espesos, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos, por lo que plantean una disyuntiva muy clara; si la deformabilidad se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste será antieconómico y el conjunto caro, pues ya se dijo que cuesta más el material del pavimento que el de la terracería; si la deformabilidad no se toma en cuenta en el diseño del pavimento, como tantas veces ocurre, nunca se tendrá un pavimento con buen comportamiento en ese lugar por mejor que se conserve y por mucho que se reconstruya.

**3. Relacionándose con el punto anterior, la acción climática ha sido frecuentemente mencionada como el punto fundamental a cuidar para tener una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo de un pavimento, aunque dicha afirmación merece discutirse. Con el objeto de valorar la resistencia del conjunto pavimento-terracería y su variación con la estación del año, para poner de manifiesto la influencia climática, se realizaron dos series de mediciones de la deflexión en la superficie en un total de 52 secciones distribuidas en casi toda la geografía mexicana. La primera medición se hizo en octubre, al terminar la estación lluviosa en todos los puntos estudiados y la segunda se realizó en los meses de marzo y abril, al terminar el periodo de estiaje. Las deflexiones se midieron con equipo Dynaflect y se considera que la deflexión que muestra el pavimento en su superficie es una medida de la condición estructural prevaleciente en todo el espesor constituido bajo ese punto, de manera que un pavimento que tiene deflexiones se acepta que está en peor situación que otro que las tenga bajas. No se muestra una diferencia apreciable en la condición estructural de las secciones, estadísticamente hablando, aun entre los momentos tan drásticamente diferentes como los fueron aquellos en que se realizaron las mediciones. La conclusión a extraer son una de dos: **o la deflexión en la superficie del pavimento no es un criterio para juzgar de la condición estructural de un sistema de pavimento-terracería, afirmación que estaría en contradicción con toda la experimentación moderna, especialmente con los estudios de evaluación de pavimentos construidos o la acción climática sobre el comportamiento estructural del conjunto pavimento-terracería se ha ponderado en el pasado de un modo que precisa cierta revisión.****

Es posible que esta conclusión haya de ser circunscrita en parte a la situación de México, país en que las variaciones estacionales no son muy notables en general y que el efecto estacional resulte mucho más acusado en otras latitudes, sobre todo en países en que la acción del clima incluya efectos de congelamiento y deshielo, que pueden ser muy severos.

### VIII.3. PAVIMENTO

---

Naturalmente que la acción climática en un sentido general puede influir en otros problemas conectados con la etnología de los pavimentos, tales como la aparición de grietas longitudinales por procesos repetidos de evaporación y humedecimiento, en que la acción solar juega un papel importante o el “envejecimiento” de una carpeta, también por la acción solar. También es un reflejo de la acción climática la formación de baches tras una lluvia por efecto del agua infiltrada.

#### Función

La Terracería tiene como función:

- a) Tomar los esfuerzos reducidos que se prolongan desde la superficie de la carpeta
- b) En el caso de que se cuente con una buena calidad de la terracería , que implique el que se comporta como una sub-rasante o como una sub-base, en función de sus características mecánicas y granulométricas, entonces se podrán eliminar dichas capas para el diseño del pavimento en cuestión.
- c) Cumplir con un buen comportamiento en relación a la deformabilidad, es decir que no presente deflexiones importantes que afectan al conjunto del pavimento. Las cuales se hacen presentes en la superficie de la carpeta.
- d) Que cumpla con un buen funcionamiento después de ser compactada ante la acción climática, sobre todo en los tiempos de lluvias, en la cual se hacen presentes las errores en que se cayó por la falta de ciertas consideraciones en el diseño.

#### Características de los materiales a emplear

El otro problema de los materiales que constituyen la terracería se tiene, como ya se mencionó, cuando éstos están formados por suelos compresibles y arcillosos. Muchos suelos MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe limitarse. El panorama se complica aun más si los suelos son en añadidura, orgánicos. De donde se prohíbe el uso en el cuerpo se terraplén de los materiales MH, OH, CH, y cuando su LL es mayor de 100%. También se prohíbe el uso de los materiales que el SUCS reciba la denominación de turbas (Pt)

## VIII.3. PAVIMENTO

### Sub-rasante

---

Una sub-rasante del suficiente espesor y calidad permitirá muy importantes ahorros en los espesores de los pavimentos suprayacentes, sin perjuicio de la función estructural conjunta, pues será capaz de absorber niveles de esfuerzos relativamente altos provenientes de la superficie y transmitirlos suficientemente disminuidos a las terracerías. Desde este punto de vista económico resulta igualmente importantes la calidad y el espesor; los materiales que se usan en la capa sub-rasante nunca pueden ser demasiado buenos, de manera que la contribución de la capa usualmente descansa más en el espesor que en la calidad, pero es incuestionable que si se logra una alta calidad en el material de la sub-rasante (guardando las razonables proporciones en relación a los de sub-base y base) podrán tenerse los más importantes ahorros en los espesores de las capas de pavimento.

En muchos países, la sub-rasante no se construye con un material diferente al de la terracería y se distingue de éste sólo por un mejor tratamiento en la compactación. Esta es una norma conveniente, sin duda, cuando el material de la terracería es suficientemente bueno, pero si no lo es, la experiencia mexicana parece indicar que es sistemáticamente económica y conviene buscar un mejor material y acarrearlo desde un banco apropiado.

#### Función

La Sub-rasante tiene como función:

- a) Tener un comportamiento de estabilización en el conjunto de un pavimento y su material de terracería, es decir servir como la capa de enlace entre la estructura del pavimento y la terracería.
- b) Cumplir con la suficiente calidad en el espesor, para así lograr tener ahorro en espesores de sub-base y base considerables, sin afectar la función estructural.
- c) La capa sub-rasante es capaz de absorber esfuerzos relativamente altos provenientes de la superficie

#### Características de los materiales a emplear

Pocas reglas generales pueden darse respecto al espesor que convenga dar a la capa sub-rasante, como quiera que se construya. La S.C.T. ha establecido para sus carreteras la cifra mínima de 30cm y llega a 50cm en caminos de alto tránsito o en lugares donde el material de terracería no sea de confiar. Así mismo establece que el material de sub-rasante no debe tener partículas mayores de 7.6cm (3"); elimina los suelos finos (MH,CH) cuyo LL sea mayor de 100% y todos los suelos orgánicos con LL mayor de 50%(OH). Especifica grados de compactación mínimos de 95% respecto a los estándares de la prueba Proctor Estándar. Y de un V.R.S. (modificado) mínimo de 5%.

#### Sub-base

---

En un pavimento de asfalto, o flexible, la sub-base es la capa de material que se constituye directamente sobre la terracería y que está formada por un material de mejor calidad que el de aquella, obtenido en la generalidad de los casos de depósitos cercanos a la obra.

#### Función

La sub-base tiene como función:

- a) Reducir el costo del pavimento disminuyendo el espesor de la base que se construye, generalmente con materiales de mayor costo por tener que cumplir con especificaciones más rígidas;
- b) Proteger a la base aislándola de la terracería ya que cuando ésta está formada por material fino y plástico (generalmente es el caso) y cuando la base es de textura abierta, de no existir el aislamiento dado por el material de subbase, el material de la terracería se introduciría en la base pudiendo provocar cambios volumétricos perjudicial al variar las condiciones de humedad, a la vez que se disminuiría la resistencia estructural de la base. El aislamiento producido por la sub-base no sólo consiste en evitar que los finos plásticos de la terracería se introduzcan en la base de la textura abierta, sino que también evitar los hinchamientos y revoltura de ambos materiales cuando se usan piedras trituradas o gravas de río para formar la base.
- c) En caminos en construcción frecuentemente se construye la sub-base, que propiamente es un revestimiento provisional, para tener una superficie de rodamiento que facilite, en cualquier época del año, el paso de equipo de construcción y de los vehículos que transiten por el camino antes de quedar pavimentado. Si el revestimiento provisional una vez que ha estado en servicio reúne las condiciones de calidad para sub-base, este espesor debe tomarse en cuenta al proyectar el espesor total del pavimento, de lo contrario debe dejarse como parte de las terracerías.

#### Características de los materiales a emplear

La gráfica 5 muestra la zona en la que debe desarrollarse la curva granulométrica del material que se emplee en una sub-base, según las normas de la S.C.T.. Se pide que la curva granulométrica, además de estar comprendida en las zonas 1, 2,3, tenga una forma semejante a los trazos que marcan estas zonas, sin cambios bruscos de curvatura. La relación de porcentaje, en peso, que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 no deberá exceder de 0.65. El tamaño máximo del material se limita a 51mm (2").

Se fija tentativamente que el E.A (Equivalente de arena) del material sea 20 como mínimo. A su vez a los materiales de sub-base se les fija un valor relativo de soporte mínimo de 50% con el material en condición saturada (C.B.R.) y un 95% en el grado de compactación.

Los espesores de las sub-bases son también muy variables de acuerdo al proyecto de que se trate, sin embargo suele considerarse de 12 a 15 cm como mínimo.

### Base

---

La base es la capa de material que se construye sobre la sub-base o, a falta de ésta, sobre la terracería, debiendo estar formada por materiales de mejor calidad que el de la sub-base.

#### Función

Los principales requisitos que debe satisfacer la capa de base son los siguientes:

- a) Tener en todo tiempo la resistencia estructural para soportar las presiones que le sean transmitidas por los vehículos estacionados o en movimiento;
- b) Tener el espesor necesario para que dichas presiones al ser transmitidas a la sub-base o a la sub-rasante, no excedan la resistencia de éstas;
- c) No presentar cambios volumétricos perjudiciales al variar las condiciones de humedad.

#### Características de los materiales a emplear

Las mismas zonas señaladas para el caso de sub-bases son las empleadas para las bases, señalando preferencias por aquellas que quedan comprendidas en las zonas 1 ó 2. Se exige que la curva granulométrica tenga forma parecida a las fronteras que se señalan, sin cambios bruscos de curvatura. La relación de porcentaje, en peso, que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 no deberá exceder de 0.65. El tamaño máximo del material se limita a 51mm(2") en materiales naturales que no requieran tratamiento y en 38mm(1 ½") en materiales que han de cribarse o triturarse.

Se exige que el LL del material de base sea 30% como máximo, el E.A. de 30 como mínimo, en caminos menos de 10000 vehículos pesados al día y 50 en carreteras con un tránsito más intenso. El V.R.S. se fija como mínimo de 80% en carreteras de menos de 1000 vehículos pesados al día, en 100% para carreteras con más de 1000 vehículos pesados al día.

Los espesores de las bases son también muy variables de acuerdo al proyecto de que se trate, sin embargo suele considerarse de 12 a 15 cm como mínimo.

### Carpeta Asfáltica

---

La carpeta asfáltica es la capa de material pétreo cementada con asfalto que se coloca sobre la base para satisfacer las siguientes funciones.

#### Función

- a) Proporcionar una superficie de rodamiento adecuada que permita, en todo tiempo, un tránsito fácil y cómodo de vehículos;
- b) Impedir la infiltración del agua de lluvia hacia las capas inferiores, para impedir que el agua disminuya su capacidad para soportar cargas;
- c) Resistir la acción destructora de los vehículos y de los agentes climáticos.
- d) Presentar cierta flexibilidad para adaptarse a algunas fallas de la base o sub-base.



### VIII.3. PAVIMENTO

A continuación, antes del diseño propiamente del pavimento, se realizará un análisis de las características de los materiales para terracerías, sub-rasante, sub-base y base que deben de cumplir para la constitución del pavimento.

**TABLA 39.** En cuanto a la aplicación de los valores de calidad de los materiales para las carreteras, las obras viales se han clasificado por la S.C.T. así:

OBRAS VIALES	TPDA	RED TIPO
Especiales	20,000	Autopistas y suburbanas
Tipo I	2,500 - 10,000	Autopistas y Federal
Tipo II	500 - 2,500	Federal y Estatal
Tipo III	-	Estatal
Tipo IV	-	Rural

**TABLA 40.** Valores de calidad para materiales de terraplén

219

CARACTERÍSTICA	C A L I D A D		
	Deseable	Adecuada	Tolerable
Granulometría (1) (min)	80% min. 76 y 95% min. 200	80% min. 750	
Tamaño máximo (mm)		1000 o $\frac{1}{2}$ espesor del cuerpo	1500 o $\frac{1}{2}$ espesor del cuerpo
% de Finos (Mat. 0.074mm)	30 máx.	40 máx.	40 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
Índice Plástico (IP) (%)	15 máx.	20 máx.	25 máx.
Compactación (%) (AASHTO Est.)(2)	95 mín.	95 + 2	90 + 2
V.R.S. (%) (Compactación Dinámica (3))	10 mín.	10 mín.	5 mín.

Expansión (%)	3 máx.	3 máx.	3 máx.
(1)	Porcentaje de volumen		
(2)	Con humedad de compactación igualo ligaramente ,mayor a la óptima de la prueba.		
(3)	Al porcentaje de compactación indicado y con contenido de agua recomendable la del material en el banco, a 1.5m de profundidad.		

**TABLA 41.**  
Materiales pétreos para terracerías

TIPO I

<b>CUERPO DEL TERRAPLÉN</b>	
<b>TERRAPLÉN</b>	<b>CORTES</b>

220

Espesor	Calidad	Cama del Corte	Calidad
100cm o mayor	Deseable en el metro superior. Adecuada, como mínimo en el resto del terraplén.	Cama con calidad deseable.  Cama con calidad adecuada.	Ningún tratamiento  Remover 30cm y sustituir con material de calidad deseable.
Menor que 100cm	Si el terreno de cimentación posee la calidad adecuada, colocar 60cm de material de calidad deseable. En caso contrario, remover y colocar 100cm de material de calidad deseable.	Cama con calidad tolerable o inferior.	Remover 100cm y colocar material de calidad deseable.

**TABLA 42.**  
Materiales pétreos  
para terracerías

TIPO II

Depresiones profundas o laderas muy pronunciadas	Rellenar 1/3 del espesor total con material de calidad tolerable. Los 2/3 restantes deberán construirse con los criterios arriba señalados.		
<b>TERRAPLÉN</b>		<b>CORTES</b>	
Espesor	Calidad	Cama del Corte	Calidad

70cm o mayor	Adecuada en los 70cm superiores. Tolerable, como mínimo, en el resto del terraplén.	Cama con calidad adecuada  Cama con calidad tolerable	Ningún tratamiento  Remover 30cm y sustituir con material de calidad adecuada.
Menor de 70cm.	Si el terreno de cimentación posee la calidad tolerable, colocar 50cm de material de calidad adecuada. En caso contrario, remover y colocar 70cm de material de calidad adecuada.	Calidad con calidad inferior a la tolerancia	Remover 60cm y sustituir con material de calidad adecuada.

TIPO III

221

40cm o mayor	Tolerable en todo el espesor del terraplén, como mínimo.	Cama con calidad tolerable.	Ningún Tratamiento
--------------	--	-----------------------------	--------------------

Menor de 40cm	Si el terreno de cimentación es de calidad inferior a la tolerable, remover y colocar 40cm de terraplén de calidad tolerable.	Cama con calidad inferior a la tolerable.	Remover 30cm y sustituir con el mismo espesor de material de calidad tolerable.
---------------	---	---	---

**TABLA 43.** Valores de calidad para materiales de la capa de sub-rasante

CARACTERÍSTICA	CALIDAD		
	Deseable	Adecuada	Tolerable
<b>Granulometría</b>			
Tamaño máx. (mm)	76	76	76
% Finos (Mat. 0.075mm)	25máx.	35máx.	40máx.
<b>Límites</b>			
LL (%)	30máx.	40máx.	50máx.
IP(%)	10máx.	20máx.	25máx.
<b>Compactación (%)</b> (AASHTO Est.)(1)	100mín.	100+2	100+2
<b>V.R.S.(%)</b> (Compactación Din)(2)	30mín.	20mín.	15mín.

(1) Con humedad de compactación hasta 3% mayor a la óptima.

(2) Al porcentaje de compactación indicado y con el contenido de agua recomendable la del material en el banco, a 1.5m. de profundidad.

**TABLA 44.** Materiales de calidad para materiales de sub-base y revestimiento

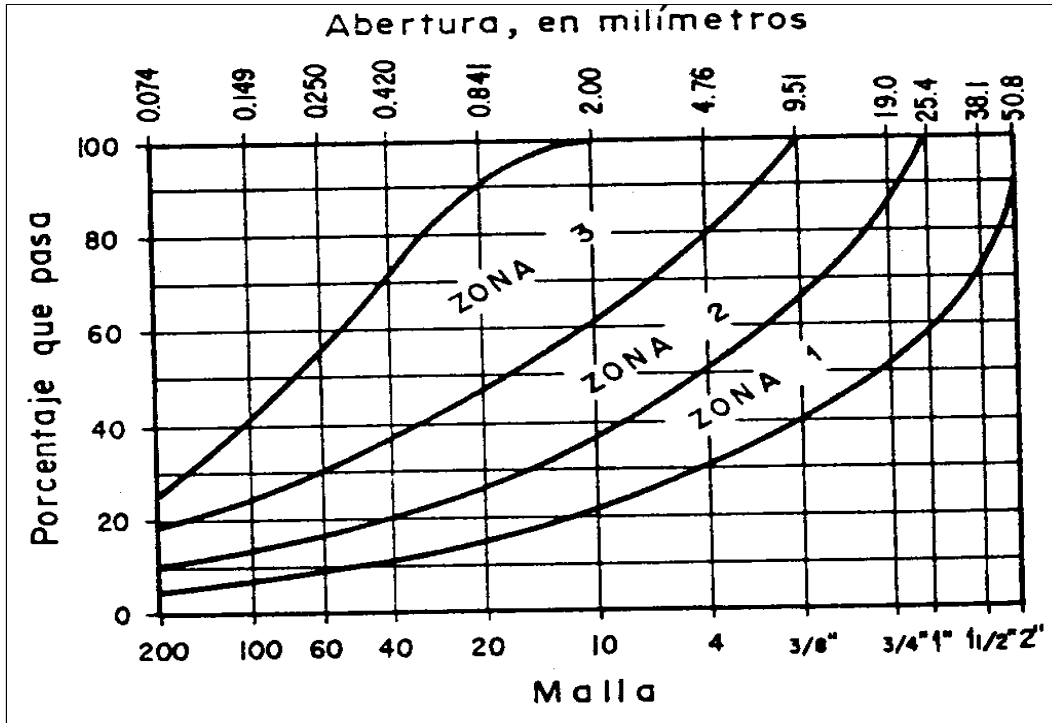
CARACTERÍSTICA	Deseable	CALIDAD Adecuada	Tolerable
Granulometría	1-2	1-3	1-3
Tamaño máx. (mm)	51	51	76
% Finos (Mat. 0.074mm)	15máx.	25máx.	10mín. 20máx.
Límites			
LL (%)	25máx.	30máx.	40máx.
IP(%)	6máx.	10máx.	15máx.
Compactación(%) (AASHTO Mod.)	100mín.	100mín.	95mín. (AASHTO Est.)
V.R.S. (%) (Compactación Din)(1)	100mín.	30mín.	30mín.
Desgaste de Los Ángeles (%)	40máx.		
E.A(%)	40mín.	30mín.	

(1) Al porcentaje de compactación indicado.

**TABLA 45.** Materiales de calidad para materiales de base

CARACTERÍSTICA	CALIDAD	
	Deseable	Adecuada
Granulometría	1-2	1-3
Tamaño máx. (mm)	38	51
% Finos (Mat. 0.075mm)	10máx.	15máx.
Límites		
LL (%)	25máx.	30máx.
IP(%)	6máx.	6máx.
Compactación(%) (AASHTO Mod.)	100mín.	100mín.
V.R.S.(%) (Compactación Din)(1)	100mín.	80mín.
Desgaste de Los Ángeles (%)	40máx.	40máx.
E.A(%) (5)	50mín.	40mín.

(1) Al porcentaje de compactación indicado.



Gráfica 55. Requerimientos granulométricos para bases y sub-base

PROYECTO DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

La estructura de un pavimento flexible puede proyectarse para que resista sin romperse o deformarse en forma perjudicial, cualquier densidad de tránsito cualquier carga por eje que se aplique. Los pavimentos de asfalto son llamados flexibles ya que no presentan alta resistencia a la flexión tal como se les construye. Sin embargo es posible construir pavimentos de asfalto de tal manera que se comporten como pavimentos rígidos, pero ello no es conveniente ya que tan ligera deformación o adaptabilidad del pavimento nos brinda muchas desventajas técnicas y económicas al poder transmitirse las pequeñas deformaciones hacia la sub-rasante.

Cuando una carga se aplica, mediante una superficie de contacto, a la superficie de un pavimento de asfalto, se desarrollan dos resistencias fundamentales: una de corte perimetral función de la longitud del perímetro del área de apoyo de la carga; y la otra resistencia interna a compresión función del área afectada por la carga.

Cuando se aplica la carga se desarrollan de inmediato resistencias al corte en el perímetro para pequeñas deformaciones (0.01 a 1.5 mm) de la superficie de apoyo de la carga. La proporción de aumento en la resistencia al corte con pequeñas deformaciones puede llegar a ser tan grande que se provoque un momento negativo en el centro del área de soporte de la carga, la resistencia llega a ser un factor que se opone a deformaciones posteriores debido a la combinación de la resistencia al corte en el perímetro y la resistencia a compresión desarrollada en la estructura del pavimento, además de la distribución de cargas que se provoca en la carpeta, base, sub-base y sub-rasante.

Como puede observarse, la capacidad de un pavimento flexible para transmitir cargas en forma más eficiente por medio de elevados valores de resistencia al corte, dependerá de la densidad del pavimento y de la fricción interna entre las partículas del mismo, por lo tanto una compactación cuidadosa de la estructura, una granulometría apropiada de los materiales y un buen drenaje son factores esenciales en un pavimento de asfalto bien proyectado y bien construido.

#### ¿DISEÑAR PAVIMENTOS CON C.B.R. O V.R.S.?

Como la mayoría de las fallas de los pavimentos flexibles tienen como causa principal una rotura al corte de los materiales que forman la estructura del pavimento y de la sub-rasante, la tendencia moderna es la de efectuar el diseño de dichos pavimentos basándose en ensayos al corte. Esta determinación puede ser llevada a cabo simplemente midiendo la resistencia a la penetración del material, o sea, mediante la determinación del valor de soporte de California.(C.B.R. = California Bearing Ratio) que es un índice de la resistencia del suelo al corte, más conocido en el medio como valor relativo de soporte en condiciones determinadas de compactación y humedad.

Este método fue propuesto originalmente por O.J. Porter cuando formaba parte del Cuerpo De Ingenieros del Departamento de Caminos de California y normalizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Estadounidense obligado a que la prueba se efectuó después de haberla tenido sumergida en agua durante 72 horas (3 días) para simular de este modo las peores condiciones en que se pueda encontrar el pavimento, y sobre todo para lograr la saturación respectiva del material al cien por ciento.



#### Diferencias y desventajas en el uso del C.B.R. y V.R.S.

Cuando se trata de proyectar el espesor de los pavimentos flexibles de los caminos por medio del C.B.R., el principal obstáculo que se presenta es el de darle al material en el laboratorio la humedad más conveniente para tomar en cuenta los posibles cambios que se puedan presentar después de construido el pavimento. La precaución de sumergir totalmente en agua por tres días es, posiblemente, demasiado conservadora para la generalidad de los casos, y además, en las muestras de laboratorio totalmente sumergidas se producen variaciones más bruscas en su humedad y su peso volumétrico que las que se producen en la realidad debido a que se tienen en el laboratorio volúmenes más pequeños.

Una aplicación y que es muestra de diferenciación con respecto al Valor Relativo de Soporte Modificado, es que el C.B.R. nos sirve como herramienta para determinar aproximadamente, en función de él, el valor del Módulo de Reacción K de la sub-rasante que se emplea en el proyecto de los pavimentos rígidos.

Mientras que para el C.B.R. se emplean materiales pétreos dl lugar, con sus respectivas características y propiedades naturales, para el V.R.S. generalmente se hace uso de materiales naturales pero tratados por medio de estabilizaciones en los suelos: es decir ya sea por medio de cal, cemento, con productos asfálticos, o someter al suelo a tratamientos químicos.

Por lo cual al momento de que al suelo o en particular a los agregados se somete a un tratamiento para mejorar sus propiedades físicas y realicen una mejor labor en cuanto a la resistencia al esfuerzo cortante se refiere, las pruebas para obtener el parámetro de resistencia del suelo se ejecutará con la prueba del V.R.S., por el contrario cuando a los agregados no se les someta a algún tratamiento para mejorar sus propiedades, entonces la prueba a tomar en cuenta será la del C.B.R. . En resumen como su nombre lo indica cuando se hable del Valor Relativo de Soporte Estándar se referirá e interpretará que se trata de materiales no modificados en su naturaleza; y cuando se hable de Valor Relativo de Soporte Modificado será aquellos materiales pétreos que sufrieron un cambio al ser tratados con las diferentes técnicas de mejoramiento para suelos.

Debido a lo anterior, en nuestro medio, en el proyecto de espesores de pavimento flexible que nos ocupa se diseñará con el C.B.R., puesto que:

- Se tomarán los agregados de los bancos de materiales cercanos al lugar
- No se realizarán tratamientos a los agregados tal que modifiquen sus características para alcanzar resistencias altas, puesto que no será necesario ya que se cuenta con materiales competentes.

### VIII.3. PAVIMENTO

---

- Se pretende estar del lado de la seguridad al saturar por tres días las muestra a ensayar y que nos representen las condiciones extremas en caso de lluvias en exceso o alguna inundación imprevista que perjudique la estructura del pavimento.

A continuación se expresan algunos métodos para el cálculo de espesores de pavimento flexible:

- V.R.S. Estándar
- Instituto de Ingeniería – U.N.A.M.

#### Método V.R.S. Estándar

---

La prueba consiste en medir la resistencia a la penetración en especímenes de material compactado por medio de cargas aplicadas con una máquina de compresión, para reproducir los pesos volumétricos correspondientes a diferentes grados de compactación empleando diversas humedades de prueba.

#### CÁLCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Por lo tanto es un índice de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad. Se expresa como el porcentaje de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular(3"cuadradas) en una muestra de suelo respecto a la profundidad de penetración del pistón en una piedra tipo triturada(2.51mm), con una velocidad de aplicación de la carga de 1.27mm por minuto. En donde si la  $P_2$  es la carga en kg necesaria para hacer penetrar el pistón en el suelo en estudio y  $P_x = 1360$  kg, la que se precisa para penetrar la misma cantidad en la muestra tipo de piedra triturada, el Valor Relativo de Soporte del suelo es de:

$$V.R.S. = (P_2/1360)*100 \dots\dots\dots(1)$$

A continuación se muestra la tabla H, la cual muestra los resultados de los V.R.S. para cada una de las capas a emplear en la realización del pavimento.

TABLA 46.

Capa	V.R.S.(%)
Base	100
Sub-base	50
Terracería	20

¿CÓMO SABER SI LA PRUEBA FUE BIEN EJECUTADA?

Como ya se dijo la carga registrada para la penetración de 2.54mm, se debe expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1360 kg, y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el Valor Relativo de Soporte correspondiente a la muestra ensayada. Con el fin de saber si la prueba estuvo correctamente realizada, se dibuja la curva carga - penetración, anotando en las abscisas cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa, es debido probablemente a que la carga inicial para empezar la prueba fue mayor de 10kg especificados al comienzo de este inicio. En este caso deberá repetirse la prueba.

**CÁLCULO DE LOS ESPESORES DEL PAVIMENTO**

Para proyectar los espesores del pavimento se puede emplear la gráfica 15, según las cargas por eje indicadas.

Para fijar el espesor de cada una de las capas que forman el pavimento flexible se comienza fijando el espesor de la carpeta asfáltica de acuerdo con la tabla 30 y determinando luego el espesor de la base en función del valor relativo de soporte de la sub-base. Restando estos dos valores (carpeta y base) del espesor total del pavimento, se obtiene el espesor que se le pueda dar a la sub-base.

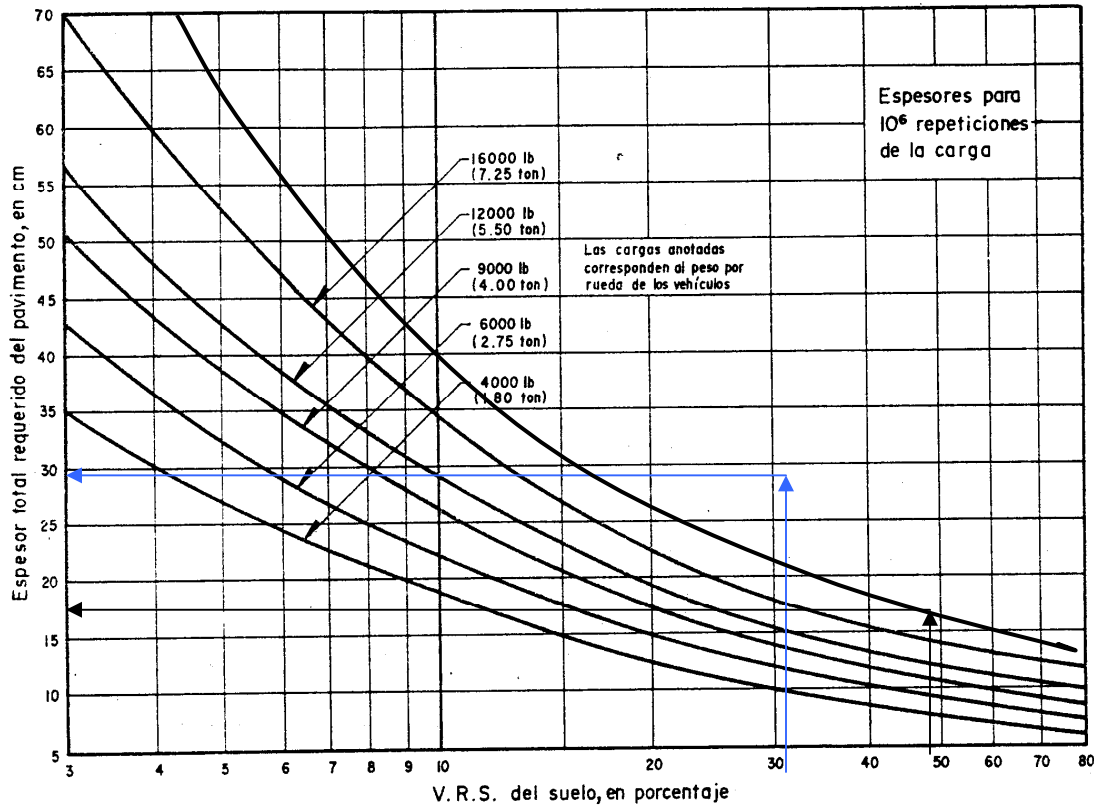
Actualmente lo que se hace es fijar tanto el espesor de la carpeta asfáltica como el de la base, de acuerdo al tipo de tránsito e intensidad de tránsito, y restarlos del espesor total del pavimento para dar el espesor de la sub-base, misma que no debe ser menor que cinco centímetros compactos, y preferentemente mayor, debido a las dificultades que presentan para su compactación los espesores reducidos.

**Tabla 47**

Tipo de carpeta asfáltica	Espesor de la carpeta (cm)				
	TRÁNSITO MUY LIVIANO	TRÁNSITO LIVIANO	TRÁNSITO MEDIO	TRÁNSITO PESADO	TRÁNSITO MUY PESADO

Tratamiento Superficial Simple	1	1			
Tratamiento Superficial Doble	1.5	1.5	1.5		
Mezcla en el lugar	2	3	4	6	
Mezcla en planta dosificada por volúmen	2	3	4	6	

Concreto asfáltico, dosificado en planta por peso y con C.A.	2	3	4	6	8
---	---	---	---	---	---



Gráfica 56.

El camino es tipo A(Tipo I), con un tránsito promedio diario anual TPDA = 2500 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual THMA = 300 vehículos lo cual representa el 12% del TPDA, entonces con el V.R.S de 50% de la sub-base, que es el valor máximo aceptable para una sub-base de buena calidad y se obtuvo el valor de la base con la gráfica anterior.

El valor obtenido de 18 cm de espesor se considerará exclusivamente para la base, ya que al contar con una buena sub-base y terracería no será necesario colocar una capa adicional de sub-rasante, además que por especificación se cumple con el espesor mínimo aceptable para una base que es de 15cm. En lo que se refiere al espesor de la carpeta asfáltica esta se obtuvo de 6 cm (concreto asfáltico), tomando como referencia que para caminos de altas especificaciones el mínimo en espesor es de 5cm. En relación a la sub-base se propone un espesor de 25 cm, de acuerdo al espesor obtenido de la base. Con lo anteriores se está optando hasta el momento por un criterio conservador hasta contar con resultados que nos brinden más certidumbre en función de los datos con los que contamos. Y esto se verá al momento de desarrollar el segundo método.

Cabe aclarar que únicamente se podrá realizar en la zona del túnel. Para la zona de tajo(a las afueras del mismo) se tendrá que diseñar de manera convencional(es decir con las capas que se

### VIII.3. PAVIMENTO

---

requieran de tal manera que cubran las necesidades de diseño. Y es que el diseño previo mostrado no puede ser empleado para la autopista en general, ya que el tramo que estamos manejando con los espesores de base y carpeta en función de la terracería tiene su sustento ya que es un pequeño tramo de tránsito vial en consideración con las magnitudes que se pueden encontrar en la vialidad a construir.

Notas:

1. Los diseños (el del V.R.S. Y el del Instituto de Ingeniería-U.N.A.M.), se realizaron de tal manera que nos mostraran una idea acertada del diseño a proponer y en caso contrario aceptar el diseño propio de la constructora ganadora.
2. El método del V.R.S. se emplea únicamente para el análisis de los espesores adecuados tanto para la base y carpeta asfáltica, así como de la proposición del espesor de la sub-base. Sin embargo un análisis más profundo y veraz, se realiza en el segundo método que más adelante se enuncia, de tal manera que nos ayude a verificar o corregir lo expuesto en el primero de ellos.

#### Método Instituto de Ingeniería – U.N.A.M.

---

Este método tiene el propósito de describir y promover la investigación realizada y actualizada por los autores en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Hasta la fecha se ha realizado una extensa investigación, la cual confirma los postulados básicos del método de diseño:

- Planteamiento mecanicista para las dos formas principales de falla de los pavimentos:

Un modelo rígido plástico y los criterios de capacidad de carga de Terzaghi, para estimar la deformación permanente a largo plazo de las capas de pavimento no tratadas con litigantes. El modelo teórico-empírico concuerda con la experimentación a escala natural.

Un modelo elástico para determinar el comportamiento del camino, basado en la falla por agrietamiento a fatiga de las capas litigadas con asfalto, tomando en cuenta la deformación unitaria crítica a tensión en esas capas.

- Un enfoque probabilístico para estimar los niveles de confianza apropiados.
- Cálculo analítico de los factores de daño por camión. El modelo toma en cuenta carga total, tipo de eje, presión de llanta, y la profundidad a la cual se estima el factor de daño relativo.
- Caracterización de los materiales con base en su comportamiento real a largo plazo en el camino.

El método de diseño actualizado el DISPAV - 5 incluye (en relación al DISPAV – versión 4), entre otras características:

- (a) Modelos de deterioro para estimar las deformaciones permanentes del pavimento de falla, basados en pruebas a escala natural en el campo y en el laboratorio.
- (b) Modelos para determinar el comportamiento a fatiga de las mezclas asfálticas, basados en la extensa investigación realizada en el Instituto, tomando en cuenta las condiciones particulares de clima y tránsito de México.

### VIII.3. PAVIMENTO

---

Comparado con otros métodos internacionales reconocidos para el diseño de pavimentos los resultados son satisfactorios, tanto para caminos normales como para carreteras de altas especificaciones.

#### PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

---

El procedimiento tiene varias etapas:

1. Entrada de datos.
2. Diseño por deformación.
3. Revisión del diseño anterior para efectos de fatiga.
4. En caso de que no se satisfaga el criterio de fatiga se puede modificar el diseño.

#### 1. ENTRADA DE DATOS DEL PROYECTO

El programa requiere de alimentación de información referente al tipo de carretera, tránsito de proyecto, materiales a emplear y nivel de confianza A continuación se detallan esos pasos, en el orden pedido por el programa.

#### TIPO DE CARRETERA

Se presentan dos modelos de diseño:

- a) El diseño de las carreteras de altas especificaciones implica conservar un nivel de servicio alto en la superficie de rodamiento, durante toda la vida de servicio. Al término de la vida de proyecto la deformación esperada con este modelo de diseño es del orden de  $\Delta_{20} = 1.2\text{cm}$ , es decir con presencia de agrietamiento ligero a medio. El cual para nuestro proyecto es el caso.
- b) Mientras que para las carreteras normales se permite una deformación permanente esperada, al término de la vida de proyecto, es de  $\Delta_{20} = 2.5\text{ cm}$ , con agrietamiento medio a fuerte. En este tipo de diseño se debe hacer mantenimiento rutinario frecuente.

#### TRÁNSITO DE PROYECTO

El método requiere dos tránsitos de proyecto:

- Tránsito equivalente para el diseño por fatiga de las capas ligadas (daño superficial), y
- Tránsito equivalente para el diseño por deformación permanente acumulada (daño profundo).

En la experimentación se toman en cuenta las cargas reales. Sin embargo en el proceso de análisis se acostumbra utilizar el “**Tránsito Equivalente**”, usualmente referido a ejes sencillos con llantas gemelas y peso estándar de 8.2ton, el cual produce el mismo daño que el “**Tránsito Mezclado**” que se presenta en la realidad.

### VIII.3. PAVIMENTO

En carreteras de dos carriles, el tránsito del carril del proyecto se considera como la mitad del total que soportará la carretera. en carreteras de más de os carriles, debe estimarse la proporción de vehículos que soportará el carril de proyecto. Esta decisión es muy importante por que influye de manera directa en el costo de la carretera, y en su comportamiento en condiciones reales de servicio. Sin embargo por experiencias tomadas de diversas carreteras en México y particular en los túneles carreteros, aunque contamos con tres carriles para el acceso del túnel, observamos por lo anterior descrito que solamente se hace uso en un 90 a 95 por ciento de dos carriles exclusivamente y estos son los: el de baja (derecha), y el medio si tener presencia de tránsito el de alta (izquierda). Lo cual nos hace reflexionar y poder estimar que el coeficiente de distribución en el carril de proyecto en por ciento es de 40. Tomando en cuenta que la tendencia del coeficiente va en descenso conforme aumenta el número de carriles.

Para anotar los insumos correspondientes el tránsito equivalente, en el carril de proyecto, que deberá soportar la carretera durante su vida útil se dispone de dos alternativas:

\* Si se conocen los tránsitos equivalentes de 8.2 toneladas métricas (18,000 libras) en el carril de proyecto, basta simplemente introducirlos, anotando su valor en millones de ejes estándar, apretando después la tecla de entrada.

\*\* Si se desconocen dichos tránsitos equivalentes, como es nuestro caso, se puede estimar, empleando la subrutina, a partir de los siguientes datos:

---- TPDA en el carril de proyecto, en número de vehículos

TPDA = 2500 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual THMA = 300 vehículos lo cual representa el 12% del TPDA

---- Composición del tránsito, por tipo de vehículo en por ciento

**TABLA 48**

DISTRIBUCIÓN DE TRÁNSITO MEZCLADO	
TIPO DE VEHÍCULO	PORCENTAJE
A	60
B2	6.2
B3	9.7
C2	8.0
C3	4.1
T3-S2	6.0
T3-S3	4.0
T3-S2-R4	2.0

---- Carga por eje (sencillo, doble o triple) de cada tipo de vehículo, en toneladas métricas.

---- Proporción de vehículos cargados y vacíos, en forma global o por cada tipo de unidad.

---- Tasa de crecimiento anual del tránsito, en por ciento. Que es de 4

---- Periodo de proyecto, en años. Se considera de 10

### VIII.3. PAVIMENTO

---

Después de haber calculado el tránsito de proyecto, el programa lo clasifica en cuatro niveles, con objeto de establecer espesores mínimos de capa, de acuerdo con lo siguiente:

**TABLA 49. NIVELES DEL TRÁNSITO EQUIVALENTE EN EL CARRIL DE PROYECTO**

Nivel del tránsito equivalente	Ejes equivalentes de 8.2 tonelada métricas
I	$T \leq 10^6$
II	$10^6 < T \leq 10^7$
III	$10^7 < T \leq 5 \times 10^7$
IV	$5 \times 10^7 < T$

#### CAPAS CONSIDERADAS

Desde el punto de vista estructural es conveniente emplear un número de capas no mayor de cinco, de tal manera que tanto el análisis como la construcción correspondan a un proyecto bien definido, fácil de construir y de conservar durante su vida de servicio.

De acuerdo con lo anterior, el programa DISPAV-5 está proyectado para analizar secciones estructurales con un máximo de cinco capas, las cuáles pueden ser:

1. Carpeta asfáltica,
2. Base granular, o estabilizada con asfalto,
3. Sub-base granular,
4. Sub-rasante, y
5. Terracería.

El número mínimo de capas consideradas es dos, y una de ellas debe ser la terracería. También se establece como restricción que la primera capa sea carpeta o base. La capa de terracería se analiza como un medio semi-infinito, aspecto que hay que tomar en cuenta cuando se realiza el análisis de deflexiones de la sección estructural.

De lo anterior se establece que serán consideradas cuatro capas: carpeta asfáltica, base granular, sub-base y terracería. Se suprime la capa de sub-rasante por contar con una buena calidad de terracería.

#### VALORES RELATIVOS DE SOPORT CRÍTICOS, $VRS_z$

A continuación se piden los Valores Relativos de Soporte críticos de cada una de las capas no estabilizadas. El  $VRS_z$  es una de las variables de proyecto más importantes y por lo tanto se tiene que tener cuidado en su estimación de manera que represente las condiciones esperadas en el camino durante la vida de servicio de la obra vial.

El  $VRS_z$  estimado se debe establecer considerando la compactación a que se van a colocar los materiales, así como las condiciones de humedad previsibles durante la vida de servicio del cambio.



### VIII.3. PAVIMENTO

También deben hacerse consideraciones estadísticas de manera que el valor medio obtenido se ajuste por un factor de seguridad. Se sugiere emplear:

$$VRS_z = \frac{VRS}{C} \dots \dots \dots (2)$$

La expresión anterior C es un factor que depende del nivel de confianza deseado. Para fines prácticos, puede considerarse una distribución normal en la resistencia. Por ejemplo, si se acepta un nivel de confianza de 80 por ciento, entonces C= 0.84.

Por su parte V es el coeficiente de variación de la resistencia. Si no tiene suficiente información para estimarlo se puede emplear un valor alrededor de 0.3, que se considera aceptable para una construcción de buena calidad. En la tabla K se muestran los valores críticos calculados para cada uno de los Valores Relativos de Soporte, de acuerdo a las capas empleadas para nuestro diseño de pavimento. Nos basamos de los resultados de la tabla H para la tabla que a continuación se manifiesta.

**TABLA 50. VALORES CRÍTICOS PARA CADA UNA DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO**

CAPA	V.R.S. z
Base	80
Sub-base	37
Terracería	15

El método establece valores máximos y mínimos para el  $VRS_z$ , con el propósito de obtener espesores adecuados cuando éste exceda los umbrales máximos o mínimos convenientes de los materiales empleados.

En caso de que se propongan valores inferiores a los mínimos admisibles, el programa se detiene y se debe reemplazar el proyecto con otros materiales. En caso de que se propongan valores mayores a los máximos, el programa toma el valor máximo admisible como el  $VRS_p$ , aunque registra el valor propuesto por el proyectista para emplearlo en la, estimación del módulo de rigidez de la capa correspondiente, en caso de requerirse.

**TABLA 51.  $VRS_{MÁX}$  PARA TODOS LOS NIVELES DE TRÁNSITO, ( $VRS_p$ )**

Capa	$VRS_{MÁX}$
Base	120
Sub-base	30
Sub-rasante	20
Terracería	20

**TABLA 52.  $VRS_{MÍN}$  PARA TODOS LOS NIVELES DE TRÁNSITO, ( $VRS_p$ )**

Material	$VRS_p$ mínimo permisible, en %
Base	70
Terracería	3

### VIII.3. PAVIMENTO

#### NOTAS:

- En el caso de terracerías, un Valor Relativo de Soporte (V.R.S.<sub>z</sub>) muy bajo implica un terreno de cimentación que requiere estudios geotécnicos especiales para diseñar la sección estructural de la carretera. En este caso es posible que existan problemas serios de drenaje, o un nivel freático alto, que causen consolidación de la sección estructural de la carretera y problemas en el comportamiento del pavimento.
- Una calidad indeseable de la terracería ocasiona problemas no considerados en el método de diseño (como consolidación, expansión y otros) y no resulta adecuado diseñar si no se corrigen previamente estos problemas.

#### MÓDULOS ELÁSTICOS DE LAS CAPAS NO ESTABILIZADAS

Para el diseño por fatiga se requiere encontrar las deformaciones unitarias críticas de tensión en la parte inferior de la carpeta. Para esto se necesita conocer el módulo de rigidez (módulo elástico) de la capa no estabilizada.

El programa solicita al usuario ese módulo de rigidez. En caso de que no se tenga una estimación fundamentada de ese valor se presenta al usuario la opción de estimarlo a partir del V.R.S.<sub>z</sub> crítico esperado en el lugar (sin afectarlo por restricciones de valores mínimos o máximos), de acuerdo con el modelo desarrollado en el Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., igual a:

$$E = 130 * V.R.S._z^{0.7} \dots\dots\dots(3)$$

De acuerdo a la tabla N, se establecen los módulos de rigideces de cada una de las capas

**TABLA 53.**

CAPA	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Base	2793
Sub-base	1628
Terracería	865

#### MÓDULO DE RIGIDEZ O ELÁSTICO DE LA CARPETA

La estimación del módulo de rigidez de proyecto es un procedimiento que debe de hacerse con mucho cuidado, ya que debe de representar el comportamiento de dicha capa en condiciones de servicio, durante la vida útil de la carretera.

En la reología de las mezclas asfálticas, la temperatura y el tiempo de aplicación de carga tienen una influencia significativa en el valor del módulo en un momento determinado, por lo cual se recomienda hacer estudios regionales para fijar los valores de proyecto.

Lo anterior puede hacerse analíticamente aplicando la Ley de Miner al análisis detallado de la información experimental, por épocas climáticas.

En el diseño por deformación el módulo de la carpeta se requiere sólo para estimar el coeficiente de equivalencia de esa capa, en relación con la base granular. Esta estimación se obtiene aplicando el

### VIII.3. PAVIMENTO

---

criterio de Odemark, como la raíz cúbica de la relación de módulos elásticos de ambas capas; para llegar a coeficientes congruentes se tomó como referencia una base con V.R.S.<sub>z</sub>=100 %.

Si no se conoce el módulo de rigidez de la carpeta el programa se detiene para darle oportunidad al proyectista de obtenerlo experimentalmente, o de estimarlo a partir de la composición volumétrica, características del asfalto, frecuencia de aplicación de carga y temperatura, esto por medio del programa anexo de MODULO-5.

La frecuencia de aplicación de la carga depende de la velocidad de operación de los vehículos (de los pesados en particular) y de la profundidad de la carga. El programa suministra sugerencias para frecuencias de aplicación aplicables a diferentes profundidades medias de capa y para la velocidad de operación normal de una carretera (del orden de 90km/h, en caso de velocidades menores, por ejemplo como en las que se presentan en la vialidad del túnel en carriles de ascenso para vehículos pesados, se debe de tener una corrección adecuada).

MÓDULO DE RIGIDEZ DE LA CARPETA ASFÁLTICA (MEZCLA) ES IGUAL A 30 000 kg/cm<sup>2</sup>, OBTENIDO MEDIANTE EL PROGRAMA MODULO-5.

#### RELACIÓN DE POISSON

También se necesita la relación de Poisson de todas las capas. Este parámetro es difícil de determinar experimentalmente ya que se requieren máquinas de prueba con una instrumentación que permita medir con precisión las deformaciones resilientes vertical y horizontal.

**TABLA 54**

CAPA	$\nu$
Carpeta	0.35
Base	0.35
Sub-base	0.45
Terracería	0.45

#### NIVEL DE CONFIANZA DEL PROYECTO

El nivel de confianza se refiere a la probabilidad de que la duración real del pavimento sea al menos igual a la de proyecto. De manera generalizada se sugiere un nivel de confianza de 85%, pero el proyecto permite al usuario el empleo de cualquier nivel entre el 50 y 99 %. La sugerencia del 85% se acepta para el proyecto en lo que se refiere al nivel de confianza.

#### 2. DISEÑO POR DEFORMACIÓN EN LA RODADA

##### ESPESORES MÍNIMOS DE CADA CAPA

El espesor obtenido para cada capa se compara con el espesor mínimo especificado para el nivel de tránsito de proyecto establecido. Si el espesor calculado es menor al mínimo especificado, se toma dicho espesor como de proyecto, y se disminuyen los espesores de las capas inferiores, de acuerdo con los coeficientes estructurales de esas capas.

237

Los espesores mínimos especificados para las capas de base y sub-base se fijan por consideraciones constructivas, fundamentalmente en el comportamiento de carreteras en

### VIII.3. PAVIMENTO

condiciones reales de servicio. En la tabla P se muestran los espesores mínimos de las capas de pavimento

**TABLA 55**

ESPESORES MÍNIMOS DE LAS CAPAS DE PAVIMENTO, EN cm				
Capa	Tránsito			
	I	II	III	IV
Carpeta *	0	5	5	5
Base *	15	15	15	15
Sub-base *	15	15	15	15
Sub-rasante **	20	30	30	30
Sub-rasante ***	30	40	40	40

Notas:

Aplicable a caminos normales y carreteras de altas especificaciones(\*)  
Aplicable a caminos normales(\*\*)  
Aplicable a carreteras de altas especificaciones (\*\*\*)

De nuestro cálculo se determinaron los siguientes resultados previos en relación a la deformación por rodada:

- El tránsito de proyecto, en millones de ejes estándar es de:
  - a) Por deformación en capas no estabilizadas: 17.9
  - b) Por fatiga en capas no estabilizadas: 13.7

**TABLA 56** . Resultados de la deformación por rodada

CAPA	ESPESOR PROYECTO (cm)
Carpeta	10.7
Base	20.3
Sub-base	20.0

Los espesores de capa calculados se ajustan a un espesor mínimo el cual depende de la capa y del tránsito de proyecto. El diseño anterior previene contra deformación excesiva.

Pero se tiene que revisar para prevenir el agrietamiento por fatiga, a menos que se esté empleando un tratamiento superficial. En vista de lo anterior se verá como consecuencia una modificación en los espesores respectivos por el hecho de que el pavimento tendrá que cumplir con dos funciones.

### 3. REVISIÓN DEL DISEÑO POR EFECTOS DE FATIGA

Con los datos anteriores se pasa al cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, para ello se hace uso del programa CHEVRON-5, desarrollado por la empresa CHEVRON y adaptado primero en Sudáfrica y después en el Instituto de Ingeniería-U.N.A.M. 238

### VIII.3. PAVIMENTO

El valor calculado de la deformación unitaria de tensión en la capa, permite la obtención de la vida previsible por fatiga, empleando el modelo matemático de vida por fatiga, de acuerdo con el nivel de confianza elegido para el proyecto. En la tabla R se muestran los resultados del análisis por fatiga en la estructura del pavimento.

**TABLA 57**

CAPA	ESPESOR PROYECTO (cm)
Carpeta	16
Base	25
Sub-base	25

Con la anterior propuesta se solucionaba el problema de fatiga, sin embargo se quedaba un poco ajustada la solución en lo que se refiere a la relación de vida previsible con respecto a la del tránsito proyecto. Esto se expresa en la tabla S.

**TABLA 58**

	Vida previsible	Tránsito de proyecto
Deformación	> 150	17.4
Fatiga	13.7	13.7

#### 4. AJUSTES AL DISEÑO ANTERIOR

La vida previsible obtenida antes se compara con el tránsito de proyecto y el resultado puede ser alguno de los siguientes:

- La vida previsible por fatiga o por deformación es menor que el tránsito de proyecto correspondiente. En este caso se requieren ajustes para obtener un diseño adecuado.
- Las vidas previsibles son iguales a la de proyecto (dentro de una tolerancia de +/-10% de tránsito de proyecto), o alguna de ellas está en esa tolerancia y la otra es mayor. Tomando en cuenta la posibilidad real de que uno de los criterios sea el que defina el espesor, y el otro criterio quede sobrado; aquí se considera que el pavimento puede ser el adecuado, aunque conviene buscar ajustes al diseño para tratar de obtener un diseño más económico.
- Ambas vidas previsibles son mayores que el tránsito de proyecto, tomando en cuenta la tolerancia de 10%. En este caso se considera que el diseño requiere ajustes para tener un diseño más económico.

Sin embargo se optó finalmente por incrementar el espesor de la sub-base para encontrar una solución que nos brindará un rango aceptable de seguridad. El incremento se manifestó en cinco cm. En la tabla T se establecen los valores definitivos a los que se llegó.

239

**TABLA 59. ESPESORES DISEÑADOS PARA EL PAR VIAL ( A LAS AFUERAS DEL TÚNEL)**

DATOS Y RESULTADOS DE DISEÑO						
CAPA PREVISIBLE	H (cm)	VRS <sub>Z</sub> (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	v	VIDA	
	Deformación	Fatiga				
CARPETA	16		30000	0.35		14.0

BASE GRAN.	25	80	2793	0.35	>150	
SUB-BASE	30	37	1628	0.45	>150	
TERRA CERRÍAS	SEMI – INF.	15	865	0.45	>150	
		VIDA PREVISIBLE		TRÁNSITO PROYECTO		
DEFORMACIÓN		>150		17.9		
FATIGA		14.0		13.7		

## CONCLUSIÓN

Del primer método empleado en donde se manejaron ciertos espesores, que a su vez por contar con ciertas carencias en cuanto a un diseño menos profundo. Se dieron espesores aproximados, hasta contar con resultados más certeros y confiables, en donde se hacen las modificaciones siguientes para el tramo comprendido de los portales del túnel en relación al diseño del pavimento al interior del mismo. Esto se ilustra en la tabla 43. Y por su parte la tabla 44 muestra un resumen de lo ya calculado para las afueras del túnel.

**TABLA 60.** ESPESORES DISEÑADOS PARA EL PAR VIAL ( AL INTERIOR DEL TÚNEL)

CAPA	H (cm)	VRS <sub>z</sub> (%)	E kg/cm <sup>2</sup>			
CARPETA	16		30000			
BASE GRAN.	25	80	2793			
TERRA CERRÍAS	SEMI – INF.	15	865			

240

**TABLA 61.** ESPESORES DISEÑADOS PARA EL PAR VIAL ( A LAS AFUERAS DEL TÚNEL)

CAPA	H (cm)	VRS <sub>z</sub> (%)	E kg/cm <sup>2</sup>			
CARPETA	16		30000			
BASE GRAN.	25	80	2793			
SUB-BASE	30	37	1628			
TERRA CERRÍAS	SEMI – INF.	15	865			

## VII. IMPACTOS

---

IX.1. IMPACTO POLÍTICO – SOCIAL.....	( 241 )
IX.2. IMPACTO ECONÓMICO.....	( 242 )
IX.3. IMPACTO AMBIENTAL.....	( 242-244 )

## IX.1. IMPACTO POLÍTICO – SOCIAL

---

Como bien sabemos, anteriormente a la realización de una obra se tiene que pensar en el entorno político - social. Aunque el punto que influye más es sin duda el relacionado con la política. Puesto que sin duda es de gran interés por parte de las personalidades de este ámbito: el antes, durante y después de su gestión como mandatarios; ya sea municipales, estatales y federales, es la de realizar una buena gestión, dejando elementos tangibles, como lo es la infraestructura.

Sin olvidar que en muchas ocasiones se puede llegar a presentar inconformidad social por la realización de ciertos proyectos que aun cuando se encuentran en gabinete, la (s) comunidad(es) presentan inconformidad al grado de cancelar la obra. Esto sucede en gran medida por la carencia de información brindada y en otra medida por la falta de transparencia e interés público de las autoridades hacia sus problemas que requieren solución y que nunca llegan. Tomando un rumbo distinto al de grupo, decir buscando los beneficios personales.

El costo social viene enmarcado como una consecuencia de lo político. Ya que en el andar de las promesas de campaña y el no desarrollar a plenitud lo comprometido durante la misma, con el tiempo se llega indudablemente a la desilusión y al castigo electoral. El repudio de las masas por este tipo de actitudes consideramos se hace evidente en la abstención ciudadana para emitir su voto.

Sin duda cuando se realizan obras que verdaderamente procuren el progreso y bienestar social a una comunidad o ciudad determinada esto debe ser el objetivo y obligación de los mandatarios mientras que lo mismo es el deseo y, el derecho de toda persona que cumple con sus impuestos.

Por lo cual en lo que se refiere al proyecto del Par Vial Pachuca-Real del Monte, las expectativas se cumplieron al tener un impacto político y social benéfico, tanto para las comunidades de Pachuca como de Real del Monte, sin olvidar de los beneficios adicionales por la construcción del túnel. Por su parte el impacto político-social para el gobernador del estado de Hidalgo en turno, fue positivo al satisfacer y cumplir con una necesidad de toda esta región del estado de Hidalgo.



## X.2. IMPACTO ECONÓMICO

---

Mediante la realización del Par Vial Pachuca – Real del Monte, se cumplieron con los siguientes objetivos:

- El dar una salida adicional a la capital del estado, evitar así el congestionamiento vehicular provocado por la excesiva concentración de empresas e industrias en Pachuca.
- Con esto brindar mayor intercambio comercial entre Pachuca con las demás entidades federativas y con los municipios aledaños (Real del Monte, Mineral el Chico., Meztlán, como ejemplos).
- Mediante la vía de comunicación del Par vial de Pachuca- Real del monte. Del cual es parte relevante el propio túnel. Se contribuye al fortalecimiento del turismo en la región y en particular al distintivo y reconocimiento de “Pueblo Mágico” que ostenta Real del Monte a partir del 2004. La actividad hotelera es de relevancia, ya que se encuentran hoteles de gran turismo, que brindan hospedaje a los paseantes nacionales e internacionales que vienen a vacacionar, y a disfrutar del alpinismo, de la tirolesa extrema, recorrer sus diversos museos referentes a la minería, como el Sitio Mina de Acosta y el museo de Medicina Laboral; visitar el panteón inglés, rentar cabañas; degustar de comida y vinos, de corte nacional, así como de la comida argentina en los restaurantes de primera que existen y que nada les piden a la de grandes ciudades.
- Gracias a la belleza natural de Real del Monte, se ha utilizado a éste Pueblo Mágico como escenario de diversos eventos culturales, cinematográficos, para comerciales y promocionales de televisión, y de ello se desprende un derrame económico al lugar de consideración.

Esto sin duda ha logrado que exista en la actualidad una mayor consideración hacia Real del Monte, que ha presentado un crecimiento económico considerable al existir una comunicación directa hacia este municipio. Y una muestra de ello, es la presencia de empresas instaladas en el centro y en los alrededores de Real del Monte, y que han aportado fuente de trabajo para toda la región, mitigando en cierto grado la migración de sus pobladores hacia otros poblados y porque no decirlo quizá hacia Estados Unidos.

## X.3. IMPACTO AMBIENTAL

---

El término “impacto” desde un enfoque muy particular, consideró que se debería cambiar cuando se hable de las cosas o fenómenos a predecir en cualquier obra civil, por el término de “evaluación”, ya que con el primer término es como si se estuviera determinando automáticamente como diagnósticos negativos todo lo relacionado con las obras a realizar. Por lo cual este análisis se referirá a una evaluación ambiental en lo que se concierne a la vialidad en general.

1. Existen gases presentes en algunos túneles de suma importancia debido a sus propiedades explosivas o tóxicas, de donde el más común es el metano, el cual se puede originar en los estratos que tienen contenido orgánico y surgir en áreas adyacentes.
2. Las carreteras y vías férreas abren nuevas oportunidades de movilización comercial, permiten el acceso de comunidades aisladas a la vida moderna y, en general producen una mejoría en el bienestar social. Sin embargo, las vías de comunicación alteran el equilibrio natural al penetrar en zonas que anteriormente eran inaccesibles.

3. Permiten el aprovechamiento racional de los recursos naturales o a veces la depreciación de la flora y fauna. Las excavaciones superficiales de gran volumen modifican la orografía, las condiciones de infiltración e influyen en la vegetación y vida animal al modificar los ecosistemas y propiciar como consecuencia la migración de especies, modifican en forma trascendente la topografía e hidrología y favorecen la erosión y los movimientos de masa
4. En el caso de obras subterráneas que por no ser visibles fácilmente, se les presta poca atención, puede producir modificaciones intensas en las condiciones de flujo subterráneo, al ocasionar fugas de agua de una cuenca o al abatir los niveles piezométricos, como lo pueden ser en los manantiales, lo cual podría representar un fuerte impacto ambiental por el hecho de dejar sin el vital líquido a toda una población o las poblaciones dependientes. Esto a su vez, reduce las condiciones de humedad del terreno superficial, que influye en la vegetación. También puede provocar microsistemas, subsidencia y agrietamiento del terreno.
5. Otro aspecto de suma importancia es lo relacionado con el ruido provocado por las maquinaria o herramientas empleadas en la construcción de una vialidad y de un túnel. Dichos efectos más allá de ser molestos para el oído y en general incómodos para la comunidad o población que tenga que convivir con dichos efectos nocivos, se tendrá que hacer muchos énfasis a lo ocasionado preventivos que provoquen efecto adicional congestionamientos innecesarios.
6. El bióxido de carbono ( $CO_2$ ) es el resultado de la combustión completa del carbón o de otras sustancias combustibles, como lo es la gasolina de las maquinaria empleadas para el trabajo de excavación de un túnel, así como de las mismas enfocadas en la realización de la vialidad.

Ahora analizaremos cada uno de los puntos anteriores descritos como posibles deterioros ambientales

provocados por la construcción de la vialidad y en particular del túnel que es de nuestro interés.

- En lo que se refiere al túnel y sobre todo en lo que se relaciona con los gases tóxicos, es común en las cercanías de los mantos carboníferos, pero proviene también de la descomposición de las plantas en los lechos de los lagos, de los depósitos de turba y, a veces, de los vertederos de basura, lo cual no es provocado por el material que nos interesa que es la toba.
- Como se maneja en tema de impacto Económico, se cumple con lo expresado en el punto 2, es decir que cumple con el desarrollo económico de la región así como de un bienestar social.
- En lo que se refiere a la alteración de las zonas que antes se mantenían inaccesibles o intactas, se puede decir que ante esto es difícil o casi imposible el no impactar negativamente en una zona por más que se hagan todo tipo de estudios y que como consecuencia se ejerzan todas las prevenciones y mantenimientos respectivos a la realización de la obra. Sin embargo:

No se presentó el aprovechamiento racional o irracional de los recursos naturales de la flora y fauna del lugar.

Ya que por las dimensiones del túnel, las excavaciones realizadas no modificaron considerablemente la orografía, tampoco las condiciones de flujo del agua, no se afectó el ecosistema de la vida animal y vegetal de especie alguna que pudiera poner en riesgo existencia.

- Durante la construcción del túnel se observó un pequeño desnivel del nivel piezométrico propio de la excavación efectuada. Sin embargo gracias a que el espesor total de los estratos en que se iba a alojar dicho túnel es considerado como pequeño, de ahí que la posible afectación al flujo hidráulico regional se considerará como mínima. Un punto que efectivamente si nos traería una alteración significativa y sobre todo riesgosa es el hecho de que se estaba trabajando con una toba la cual se encontraba impregnada de arcilla sericítica, si bien sabemos que este tipo de material en contacto con agua presenta baja resistencia al esfuerzo cortante. Ante este fenómeno se tuvieron que tomar medidas referentes a lo realizado con el revestimiento primario el cual incluyó un revestimiento de amacise de espesor de 2cm que se colocaría de forma inmediata a la etapa de excavación, la cual tendría como función inicial el evitar la cedencia de material de la clave y del galibo, y de revestimiento para evitar filtraciones que aflojaran y debilitaran los materiales suprayacentes que nos arrojaran un colapso de la estructura subterránea.
- En lo que respecta al ruido provocado por las maquinarias de trabajo empleados para la realización de la vialidad y el túnel, se comenta que a los transeúntes se afectó de menor grado, aunque a quienes fue difícil de aminorar más allá de lo posible dichos efectos fue a los habitantes que se encuentran en el poblado de Casas Quemadas, poblado perteneciente al Municipio de Real del Monte y que se encuentra localizado precisamente a un costado del túnel. Sin embargo no resultó de gravedad, por lo cual no se encontraron dificultades para terminar el túnel. Los congestionamientos se presentaron con poca frecuencia ya que se contó con unas medidas preventivas que se encaminaron a una buena señalización de prevención (hombres trabajando – obra en construcción) y las restrictivas correspondientes.
- La emisión de contaminantes al ambiente por parte de las maquinarias se vuelve un efecto nocivo para la atmósfera que se vuelve cada día más estricto el criterio y normas ambientales que sancionan y regulan dicho efecto. Sin embargo en la construcción de cualquier obra civil se debe tener atención especial y la forma de contribuir en la disminución de contaminantes mediante la optimización los tiempos de trabajo de las maquinarias, y el mantenimiento respectivo de las mismas. Así mismo evaluar el proceso constructivo o bien en nuestro caso el método de excavación, evitar emplear si es factible el empleo de explosivos y realizar la excavación mediante el método tradicional.

**X. CONCLUSIONES..... (245 )**

---

## x. CONCLUSIONES

---

El propósito fundamental es fomentar una conciencia de la importancia y relevancia que tiene en la vida práctica la aplicabilidad de la Geotecnia para solucionar problemas de comunicación y de desarrollo a las comunidades y ciudades, y en donde la construcción de túneles a través de una vialidad representa una optimización de tiempos de recorrido, disminución en gastos de combustible de acuerdo al trazo tomado para su realización; del cansancio excesivo y desgastante, que podría provocar accidentes cuando se trata de un camino por demás largo y sinuoso. Sin perder de vista el cumplimiento de las normas preventivas y de mitigación de los impactos que toda obra civil trae consigo.

Ante lo anterior se concluye que el trabajo que representó la vialidad y en particular el túnel, no ocasionó algún tipo de impacto negativo bajo el análisis de la evaluación al que estuvo sujeto por medio de la Geotecnia Ambiental. Y que por el contrario se logró una prosperidad en el desarrollo de dos municipios como lo son Pachuca al ayudar a descongestionar en una porción considerable la ciudad y el traer el crecimiento por la comunicación que se logró en Real del Monte. Así como el contribuir al flujo comercial entre la capital del estado y las zonas aledañas.

Por lo cual con los temas expuestos en este trabajo, pretendo fortalecer mis conocimientos con el objetivo de lograr comprender y profundizar los puntos fundamentales que en la Geotecnia son de suma importancia para su mayor y mejor comprensión.

**BIBLIOGRAFÍA..... (246-247 )**

---

## BIBLIOGRAFÍA

---

1. Instituto Nacional de Estadísticas ,Geografía e Informática (I.N.E.G.I.)
2. Consejo Nacional de Población (CONAPO)- Red-
3. Ingeniería Geológica  
González de Vallejo, Luis I.  
Madrid, 2002  
Editorial Prentice Hall
4. Mecánica de Suelos  
Juárez Badillo – Rico Rodríguez  
Tomo I  
México, 1995  
Editorial Limusa
5. Túneles carreteros  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (S.M.M.S.)  
Vol 1 y 2  
México, 1985  
Editorial Limusa
6. La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres  
Rico – Del Castillo  
Vol. 1 y 2  
México, 1998  
Editorial Limusa
7. Vías de Comunicación  
Crespo Villalaz, Carlos  
México, 1996  
Editorial Limusa
8. Manual de Altos Hornos de México (A.H.M.S.A.)  
De acero para estructuras  
Monterrey – México, 1997
9. Manual de construcción en acero (I.M.C.A.)  
– Diseño por esfuerzos permisibles-  
México, 2003  
4<sup>ta</sup> edición  
Editorial Limusa

10. Manual de diseño de Pavimentos Flexibles y altas especificaciones  
Instituto de Ingeniería – U.N.A.M.  
México, 2004  
Editada por I.I.-U.N.A.M. – S.C.T.
  
11. Diseño Geotécnico de túneles en suelos  
Tamez González, Enrique– Rangel Núñez, José Luis  
TGC – Geotecnia  
México, 1997
  
13. Geotecnia y Medio Ambiente  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (S.M.M.S.)  
Simposio  
México, 1991