



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO



**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

“CIMENTACIÓN DE PUENTES EN ROCA”



T E S I N A
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :
JORGE ALBERTO TREJO CERÓN

ASESOR: ING. JUAN VÍCTOR PADILLA CORREA

m. 345607



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A TI SEÑOR, QUE ME DISTE LA FACULTAD Y DESTREZA PARA LLEVAR A CABO ESTE TRABAJO Y ASÍ LOGRAR EL ANHELO DE FINALIZAR MI CARRERA.

A MIS PADRES GUILLERMO TREJO Y MARTHA PATRICIA CERÓN POR TODO SU APOYO Y SACRIFICIO, Y QUE ESTO SEA UN TESTIMONIO DE QUE SUS ESFUERZOS HAN RENDIDO FRUTOS.

A MI HERMANA PATRICIA POR SU CARÍÑO Y AMISTAD.

A MIS FAMILIARES QUE AUNQUE NO LOS VEA FRECUENTEMENTE O YA NO ESTÉN CON NOSOTROS, SIEMPRE LOS TENGO PRESENTES.

A MI ASESOR, ING. JUAN VÍCTOR PADILLA CORREA POR SU APOYO, CONSEJOS Y PACIENCIA EN LA ELABORACIÓN DE ESTE TRABAJO.

A MIS SINODALES POR TODAS SUS SUGERENCIAS Y CORRECCIONES PARA ESTE TRABAJO.

A MIS COMPAÑEROS DE CARRERA POR SU COLABORACIÓN DE UNA U OTRA FORMA PARA EL DESARROLLO DE ESTE TRABAJO.

A LA FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN POR PERMITIRME FORMARME EN ELLA COMO PROFESIONISTA Y CONCLUIR ESTA ETAPA DE MI VIDA MEDIANTE ESTE ACTO.

ÍNDICE DE TESINA

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I. CONCEPTOS GENERALES DE LAS ROCAS

1.1	Generalidades.....	1
1.1.1	Configuración General de la Tierra.....	1
1.1.2	Minerales.....	2
1.1.2.1	Identificación de minerales.....	3
1.1.2.2	Minerales formadores de rocas.....	5
1.2	Rocas.....	7
1.2.1	Ciclo de las rocas.....	7
1.2.2	Rocas ígneas.....	9
1.2.3	Rocas sedimentarias.....	12
1.2.4	Rocas metamórficas.....	15
1.3	Mecánica de Rocas.....	18
1.3.1	Descripción del material rocoso.....	18
1.3.2	Disposición de las formaciones rocosas.....	19
1.3.3	Discontinuidades.....	19
1.3.3.1	Tipos de discontinuidades.....	20
1.3.3.2	Índices para describir las discontinuidades.....	22
1.4	Usos de las rocas.....	24

CAPÍTULO II. EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

2.1	Exploración y Muestreo en roca.....	28
2.1.1	Pozo a cielo abierto.....	29
2.1.2	Perforación rotatoria.....	30
2.1.3	Métodos Geofísicos.....	32
2.1.3.1	Método de resistividad eléctrica.....	32
2.1.3.2	Método sísmico de refracción.....	35
2.2	Propiedades Índice en rocas.....	38
2.2.1	Mineralogía.....	38
2.2.2	Porosidad.....	38
2.2.3	Contenido de agua.....	39
2.2.4	Peso volumétrico.....	40
2.2.5	Absorción de agua.....	41
2.2.6	Permeabilidad.....	42
2.2.7	Sensitividad.....	43

2.3 Propiedades Mecánicas de las rocas.....	45
2.3.1 Ensaye de compresión simple.....	45
2.3.2 Ensaye de compresión triaxial.....	46
2.3.3 Ensayes de tensión.....	48
2.3.3.1 Ensaye de tensión axial o directa.....	48
2.3.3.2 Ensaye de tensión brasileña o indirecto.....	50
2.3.3.3 Prueba de flexión.....	51
2.3.4 Ensayes de corte.....	52
2.3.5 Deformabilidad.....	54
2.3.6 Ensayes in situ.....	56
2.3.6.1 Prueba de corte directo.....	56
2.3.6.2 Deformabilidad.....	57

CAPÍTULO III. PUENTES.....

3.1 Generalidades.....	61
3.2 Clasificación de puentes.....	64
3.3 Estudios de Campo.....	65
3.4 Cargas actuantes sobre los puentes.....	68
3.5 Fenómeno de la socavación.....	73
3.5.1 Tipos de socavación.....	73
3.5.2 Métodos para determinar socavación en pilas de puentes.....	75
3.5.3 Métodos para reducir la socavación.....	80
3.6 Tipos de Puentes.....	81
3.6.1 Puentes de acero.....	81
3.6.2 Puentes de concreto.....	86

CAPÍTULO IV. CIMENTACIONES EN ROCA.....

4.1 Generalidades.....	91
4.1.1 Cimentaciones superficiales.....	91
4.1.2 Cimentaciones profundas.....	93
4.2 Cimentaciones apoyadas en roca.....	96
4.3 Capacidad de carga.....	96
4.4 Asentamiento de cimentaciones apoyadas en roca.....	103
4.4.1 Estimación de los asentamiento.....	103
4.5 Método A.A.S.H.T.O.....	105
4.5.1 Diseño geotécnico de cimentaciones en roca.....	105

4.5.1.1 Capacidad de carga.....	106
4.5.1.2 Asentamiento.....	108
4.5.2 Estabilidad.....	111
4.6 Tratamientos de la masa rocosa.....	112

CAPITULO V. EJEMPLOS DE CIMENTACIÓN DE PUENTES EN ROCA..... 117

5.1 Puente “Mezcala”.....	117
5.1.1 Localización y tipo de estructura del puente.....	117
5.1.2 Datos técnicos del puente.....	118
5.1.3 Estudios previos.....	119
5.1.4 Estratigrafía y litología del sitio.....	119
5.1.5 Aspectos generales de la cimentación.....	121
5.1.6 Procedimiento constructivo de la cimentación.....	123
5.1.7 Incidentes de importancia.....	125
5.2 Puente “La Pinta”.....	126
5.2.1 Generalidades del puente.....	126
5.2.2 Estudio Geotécnico.....	128
5.2.2.1 Trabajos de Exploración y Muestreo.....	129
5.2.2.2 Pruebas de laboratorio y estratigrafía del sitio.....	132
5.2.3 Revisión de la estabilidad de la cimentación.....	137
5.2.3.1 Capacidad de carga en apoyos centrales.....	137
5.2.3.2 Deslizamiento.....	139
5.2.4 Asentamientos.....	141
5.2.5 Excavaciones.....	142
5.2.6 Resumen.....	142

CONCLUSIONES..... 145

BIBLIOGRAFÍA..... 148

GLOSARIO DE TÉRMINOS

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo pretende mostrar los elementos que conforman el diseño de la cimentación de puentes desplantados sobre rocas o de cualquier construcción apoyada en ellas. En el proceso de diseño y construcción intervienen varias materias afines a la carrera de ingeniería civil como lo es la geología, mecánica de rocas, diseño de estructuras y cimentaciones por mencionar algunas.

El trabajo no tiene la finalidad de exponer el desarrollo completo de un proyecto en específico, sino el de mostrar los distintos elementos que integran la elaboración del diseño de una cimentación de puentes desplantada sobre roca.

En el primer capítulo se exponen aspectos generales de las rocas, como son los minerales que los constituyen y los tipos en que se clasifican. También se menciona a la mecánica de rocas que es la materia base en el estudio sobre los elementos que forman parte de los macizos rocosos y de términos que se manejan a lo largo de este trabajo.

En el capítulo dos se mencionan los métodos de exploración más usados en la investigación de rocas, así como los distintos tipos de pruebas de laboratorio y de campo que se realizan para determinar sus propiedades físicas y mecánicas, que aportan datos de las características de la masa rocosa para los análisis del proyecto que se desarrolle.

En el capítulo denominado puentes se describen los aspectos de clasificación en base a sus características, se indican los estudios de campo que se realizan para elegir el mejor sitio para construirlo, los tipos de cargas que actúan sobre ellos y que deben calcularse en el proyecto, además se muestran algunas imágenes de puentes construidos en la República

Mexicana. Se hace mención sobre el fenómeno de la socavación que afecta los soportes del puente dentro del cauce de un río y que se toman en cuenta en el cálculo de la estructura.

El capítulo cuatro es la parte medular de este trabajo, ya que en el se exponen los cálculos que se deben realizar en el proyecto de un puente, como es la capacidad de carga que deberá soportar la roca sin que se presenta falla alguna, así como el calculo del asentamiento que presenta la masa rocosa y que deben tomarse en cuenta para que la estructura se mantenga en pie. También se ilustran algunos de los tratamientos empleados en zonas rocosas cuando existen accidentes geológicos como son discontinuidades, cavernas u otros.

Y por último se mencionan dos ejemplos de puentes cimentados sobre rocas, que en este caso pertenecen a los proyectos del Puente Mezcala y el Puente la Pinta. Como se indicó anteriormente este trabajo no pretende mostrar todo el proyecto de la realización del puente, sino que está enfocado solamente a la cimentación sobre roca, esperando que sirva como una base en el estudio y realización de este tipo de proyectos.

CAPÍTULO I

CONCEPTOS GENERALES DE LAS ROCAS

El presente capítulo abarca aspectos generales de las rocas como su origen, formación y los grupos en que se dividen. También se hace referencia a la mecánica de rocas y de los elementos que constituyen las masas rocosas como las discontinuidades que se presentan y que pueden afectar en la construcción de cualquier obra. Además se hace mención de algunos de los usos de las rocas dentro la industria de la construcción de acuerdo a sus principales características.

1.1 GENERALIDADES

Las rocas forman parte de la corteza terrestre, que es el sitio donde se apoyan las construcciones que realiza el hombre, ya sea sobre macizos rocosos como las cimentaciones de puentes o edificios; o en su interior alojando estructuras como túneles y depósitos de combustibles. Por lo cual es importante conocer la formación y origen del macizo rocoso así como sus características, para que la obra civil se pueda construir con pleno conocimiento del sitio. A continuación se describen de forma breve las partes en que se divide la Tierra indicando el lugar donde se encuentran las rocas, posteriormente se mencionan los minerales, que son el principal constituyente de las rocas.

1.1.1 CONFIGURACIÓN GENERAL DE LA TIERRA¹

La Tierra cuenta con un radio de 6370 km que, de acuerdo con sus características se divide en una serie de capas o esferas concéntricas. En la figura 1.1 se observan de manera muy general las principales capas que la forman y que se describen a continuación:

- **Atmósfera:** es la capa de gases que rodea totalmente a la Tierra, su altura es indeterminada y su composición en peso (1 kg/cm^2 a nivel del mar), expresada en porcentaje es de: 75.5 de nitrógeno, 23.2 de oxígeno, 1.3 de argón, 0.05 de dióxido de carbono, 0.028 de kriptón, 0.005 de xenón y 0.00086 de neón y helio.
- **Hidrosfera:** es una envoltura discontinua de la superficie terrestre, de agua dulce y salada, que forma los océanos, mares y ríos. Los principales compuestos son: agua, cloruro de sodio y cloruro de magnesio.
- **Litosfera:** es la capa sólida de la Tierra (esfera rocosa), en su parte externa se le conoce como: corteza terrestre ó simplemente corteza, la cual está compuesta principalmente de minerales y rocas, abarcando los continentes y taludes continentales. La base de la corteza esta limitada por la Discontinuidad de Mohorovicic, discontinuidad "M" ó "Moho"; y separa la corteza terrestre con el Manto. Bajo los continentes la profundidad media del Moho es de 35 km, aunque en áreas montañosas puede ser mayor; en los océanos la profundidad esta a 10 u 11 km por debajo del nivel del mar y a 5 km bajo la corteza oceánica.

- **Manto:** se le considera como la zona intermedia de la Tierra que está constituido por peridotita (olivino y piroxeno), también está compuesto por magnesio y silicatos de hierro y su densidad oscila entre 3.3 en su parte externa y de 5.7 en la base del mismo. El manto está separado del núcleo central por la Discontinuidad de "Weichert-Gutenberg" que se encuentra a una profundidad de 2900 km aproximadamente.
- **Núcleo Central:** es el núcleo de nuestro planeta compuesto de hierro y níquel, en estado sólido y líquido; al núcleo también se le denomina "nife" donde se supone se alcanza una temperatura de 4000°C. La investigación sísmológica ha demostrado que el núcleo tiene una capa exterior de 2.225 km de radio, en cambio el núcleo interior, cuyo radio es de 1275 km, es sólido.

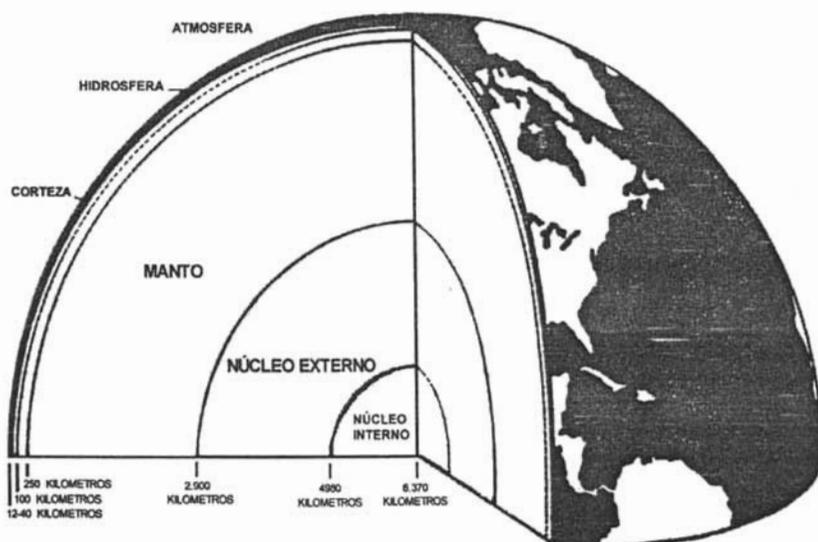


Figura 1.1 Configuración General de la Tierra

1.1.2 MINERALES²

Un mineral es un cuerpo de composición química homogénea con un arreglo interno ordenado de sus átomos, con excepción de los componentes de carbono formados por composición biológica y es el principal constituyente de las rocas de la corteza terrestre. El mineral tiene tres cualidades:

- Origen natural.
- Pertenece a la parte sólida de la corteza terrestre.

- Se considera como una unidad material.

El arreglo interno de los átomos del mineral es conocido como estructura cristalina que representa propiedades físicas y químicas únicas, incluyendo la tendencia a adoptar ciertas formas geométricas denominadas cristales.

1.1.2.1 IDENTIFICACIÓN DE MINERALES

Las siguientes propiedades sirven para identificar el tipo de mineral: la forma cristalina, peso específico, dureza, clivaje, color, lustre, raspadura y estriaciones. No se necesita de todas ellas para saber el tipo de mineral que se estudia, en ocasiones con dos o tres de ellas será suficiente para identificarlo. A continuación se describe de forma breve cada una de las propiedades que tienen los minerales:

Forma Cristalina

Es la estructura que adopta el mineral bajo ciertas condiciones favorables para desarrollar sus cristales, la cual es consecuencia de la estructura interna del mismo, que se manifiesta en determinados tipos de cristales. A cada mineral le pertenece una forma cristalina característica de su estructura clasificándolo en uno de los seis sistemas cristalinos existentes (ver figura 1.2), los cuales se basan en los ejes del cristal y en el tipo de simetría acorde con los elementos que lo conforman y se describen a continuación:

- 1. Isométrico o cúbico.-** con ejes de simetría iguales y perpendiculares: fluorita, halita y pirita.
- 2. Tetragonal.-** con ejes de simetría, dos iguales y contenidos en un plano horizontal y el desigual perpendicular a ese plano: circón, scheelita y casiterita.
- 3. Hexagonal.-** con cuatro ejes de simetría, tres iguales y uno desigual; este último perpendicular a los anteriores: cuarzo y calcita.
- 4. Ortorrómico.-** con tres ejes de simetría, desiguales, donde se intersecan en tres ángulos diferentes: topacio, celestita y estauroilita.
- 5. Monoclínico.-** con tres ejes de simetría desiguales, dos de ellos se intersecan en ángulos oblicuos: ortoclasa, augita y yeso.
- 6. Triclínico.-** con tres ejes de simetría desiguales, de los cuales dos se intersecan en tres ángulos diferentes: axinita, albita y rhodonita.

Peso Específico

Es el peso de una sustancia comparado con el peso de un volumen igual de agua, de esta forma se obtiene el peso específico del mineral. Esta propiedad se obtiene en laboratorio para tener un resultado más exacto, por lo que no es de mucha ayuda para identificar directamente un mineral.

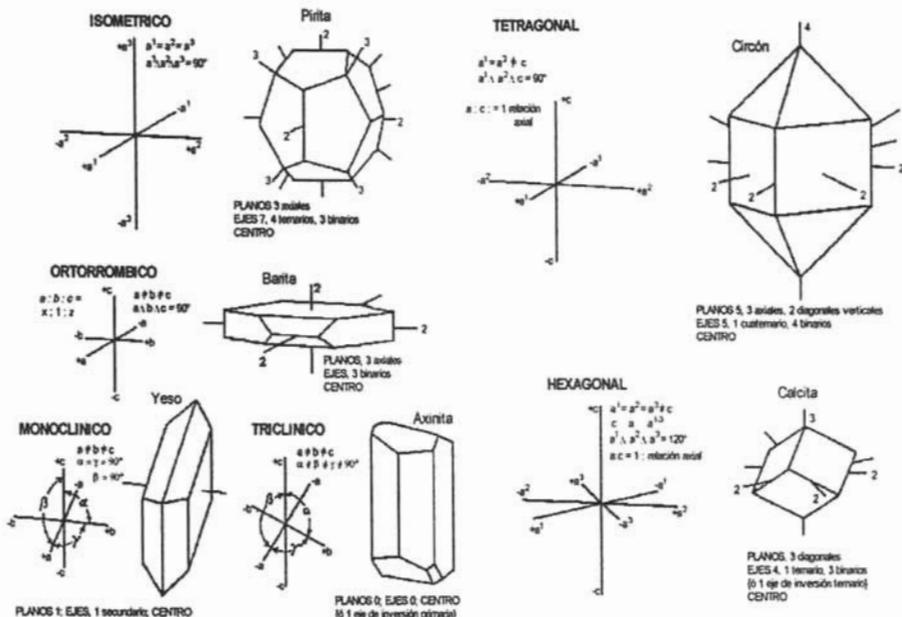


Figura 1.2 Sistemas Cristalinos de los Minerales

Dureza

Representa la resistencia relativa del mineral a ser rayado por otro, se maneja en una escala de 1 a 10 conocida como "Escala de Mohs", que se muestra a continuación:

Escala de Mohs

1. Talco	6. Ortoclasa
2. Yeso	7. Cuarzo
3. Calcita	8. Topacio
4. Fluorita	9. Corindón
5. Apatita	10. Diamante

Clivaje o Crucero

Es la tendencia del mineral a romperse sobre ciertos planos preferentes de falla. Estos planos son consecuencia del arreglo interno de los átomos y representan las direcciones en que las ligaduras atómicas son débiles.

Color

Es una característica que identifica al mineral aunque no necesariamente es propia del mismo ya que está ligado a las impurezas que contenga.

Raspadura

Raspadura o raya, es una delgada capa del mineral pulverizado que se forma al frotarlo o al rasparlo con una superficie de porcelana sin pulir o con una navaja, este polvo puede difundir un color o luz diferente a los del mineral original.

Lustre

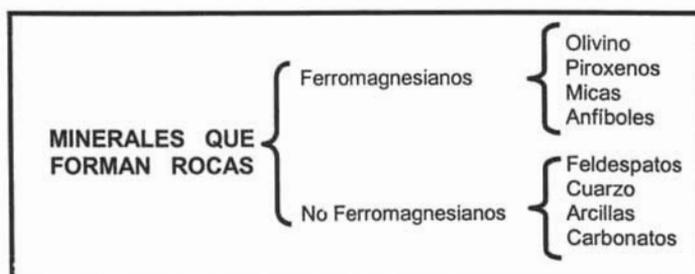
Es la forma en que un mineral se ve cuando la luz se refleja sobre él, y se tienen varios tipos como el Adamantino parecido al diamante, el Vítreo que muestra las superficies de reflexión del vidrio como el cuarzo, el Graso que es una especie de cubierta delgada de aceite como la serpentina, el Resinoso o ceroso que presenta una apariencia de resina, el Aperlado que debe su nombre a la perla, el Sedoso que tiene la apariencia de la seda característica del asbesto y por último el Lustre Metálico que pertenece al de los metales.

Estricciones

Son marcas o rayaduras que presenta el cristal en las superficies expuestas y es característico de cada mineral.

1.1.2.2 MINERALES FORMADORES DE ROCAS

Existe una gran diversidad de tipos de minerales, pero solo algunos son formadores de rocas, como se muestra en el siguiente cuadro:



A continuación se hace una breve descripción general de los minerales formadores de rocas contenidos en el grupo de los ferromagnesianos y los que pertenecen a los no ferromagnesianos, mencionando características como el color, la forma cristalina, peso específico, tipos de minerales que los componen, entre otras.

Ferromagnesianos

Se les denomina ferromagnesianos por estar compuestos de hierro y magnesio. En la estructura cristalina de estos silicatos el hierro es intercambiable con el magnesio, porque los iones de ambos elementos son aproximadamente del mismo tamaño y tienen la misma carga eléctrica y son:

- **Olivino:** la composición química de este mineral es variable en hierro y magnesio, su fórmula química es $(\text{MgFe})_2\text{SiO}_4$, dicho mineral forma pequeños granos o masas granulares, tiene un color verde olivo o verde amarillento, transparente translúcido, es común encontrarlo en el basalto.
- **Piroxenos:** es un grupo de minerales formados por ortopiroxeno y enstatita; cuya composición química varía en calcio, hierro, magnesio, aluminio, sílice, oxígeno. Los ortopiroxenos aparecen como constituyentes de rocas ígneas básicas y ultrabásicas, así como de rocas de alto metamorfismo de diversos orígenes.
- **Micas:** se reconocen dos de los minerales más comunes de este grupo, que por su composición química se dividen en biotita (mica negra) y muscovita (mica blanca); ambos minerales tienen silicatos variables de potasio, aluminio, magnesio, hierro, oxígeno e hidrógeno. Las micas se distinguen de otros minerales por su perfecta exfoliación que hace posible separarlas en hojas muy delgadas.
- **Anfiboles:** el mineral más común la hornblenda, su composición química es variable en silicatos con calcio, magnesio, hierro, aluminio y sodio. Forma cristales alargados de 6 caras, aunque también se puede presentar en forma de fibras o granos irregulares. Una variedad de este mineral es la serpentina que también es conocida como asbesto.

No Ferromagnesianos

Como su nombre lo indica no contienen hierro ni magnesio, se caracterizan por sus colores claros y pesos específicos relativamente bajos, que varían de 2.6 a 3.0. A continuación se mencionan los más comunes:

- **Feldespatos:** son silico-aluminato de potasio, sodio y calcio; estos minerales forman cristales prismáticos o granos irregulares, o masas que se separan según su crucero, algunas variedades pueden ser en forma laminada. La combinación de la albita y la anortita forma una mezcla de minerales conocido como "Plagioclasa" y constituye el 50% de rocas básicas como el basalto y la dolerita. La combinación de albita y ortoclasa forma la mezcla de feldespatos alcalinos que son comunes en rocas ácidas. El feldespato se usa en cerámica para fabricar vidrios, porcelana, teja, esmalte y cristales.
- **Cuarzo:** su componente básico es el silicato (SiO_2) es un mineral duro y principal constituyente de rocas ígneas, metamórficas y algunas sedimentarias; químicamente es óxido de silicio. Forma cristales de 6 caras que terminan en pirámide. Su color varía entre blanco a incoloro, puede ser transparente y tiene gran variedad de tonos.
- **Arcillas:** conocidos como minerales arcillosos, existiendo tres principales grupos que son la caolinita, montmorillonita e illita. Estas arcillas son variedades de minerales de sílice y

aluminio, cuyos átomos están dispuestos en forma de láminas que forman tetraedros, estas láminas se agrupan a su vez en forma hexagonal y también en forma de octaedros.

- **Carbonatos:** la calcita es el principal constituyente de rocas del tipo de las calizas donde se encuentra mezclado con arcillas. La calcita reacciona con ácido clorhídrico produciendo CO_2 , este mineral forma cristales alargados y en forma de punta, aunque también puede presentar masas irregulares.

1.2 ROCAS³

Las rocas son agregados de granos, pequeños fragmentos de otras rocas y un conjunto de diferentes especies minerales que debido a ellos, se le asigna un nombre en particular a la roca.

La geología es una de las ciencias naturales que estudia el origen, composición, estructura y evolución de la Tierra, desde las profundidades del océano hasta las elevadas altitudes de las montañas, pero en el presente trabajo se aboca al estudio de las rocas como un elemento donde se desplantan o alojan las obras civiles. Las rocas son fácilmente identificables, por ejemplo; la grava en el camino, guijarros o peñascos de un río; aunque también puede aflorar a la superficie o yacer bajo una delgada capa cubierta de suelo o escombros sueltos. Los geólogos, de acuerdo con sus observaciones de las rocas y basándose en su origen las han dividido en tres grandes grupos que son:

- ❖ *Rocas Ígneas*
- ❖ *Rocas Sedimentarias*
- ❖ *Rocas Metamórficas*

Más adelante se profundizará sobre las principales características que tiene cada uno de estos grupos.

1.2.1 CICLO DE LAS ROCAS⁴

Los tres grupos de rocas mencionados anteriormente, presentan relaciones entre sí que se transforman con el paso del tiempo y alteran sus condiciones, de una roca ígnea a una roca sedimentaria o metamórfica o vuelva a ser otra vez ígnea. Dichas relaciones dan origen al "*Ciclo de las rocas*" (ver figura 1.3); que explica los procesos que sufren o atraviesan las rocas.

Las rocas al principio fueron una masa fundida que recibe el nombre de magma que se encuentra en el interior de la corteza terrestre, y cuando es expulsado por un volcán a la superficie se le denomina lava que al enfriarse y endurecerse se convierte en una roca ígnea extrusiva. Posteriormente de estas rocas ígneas se derivan los demás tipos a través de ciertos procesos físicos y químicos.

Una vez que la roca sólida esta expuesta al medio ambiente, entra en acción el intemperismo (principalmente la acción del agua y el viento), que provoca alteraciones en la roca convirtiéndola en sedimentos, que es un material suelto en forma de polvo, que será

transportado por el viento y el agua hacia las riberas de los ríos, a las profundidades de los mares y océanos; donde las capas de lodo suave, arena y grava se consolidan para constituir rocas sedimentarias. Sin embargo, estas rocas formadas pueden ser sepultadas profundamente y ser sometidas al calor y la presión de otras rocas adyacentes y fuerzas causadas por movimientos de la Tierra, que traerán como consecuencia que las rocas sedimentarias se transformen en metamórficas, y si a su vez, sufren de modo continuo y creciente calor y presión pueden fundirse convirtiéndose en magma lo que propicia, al enfriarse de nueva cuenta, el origen de una roca ígnea por lo que el ciclo se completa.

Pero este ciclo se puede ver interrumpido en algún momento, por ejemplo, una roca ígnea puede no aflorar a la superficie con la consecuencia de no ser afectada por el intemperismo y convertirse en sedimentos, o también quedar afectada por la presión y el calor y transformarse directamente en una roca metamórfica sin tener que ser un sedimento.

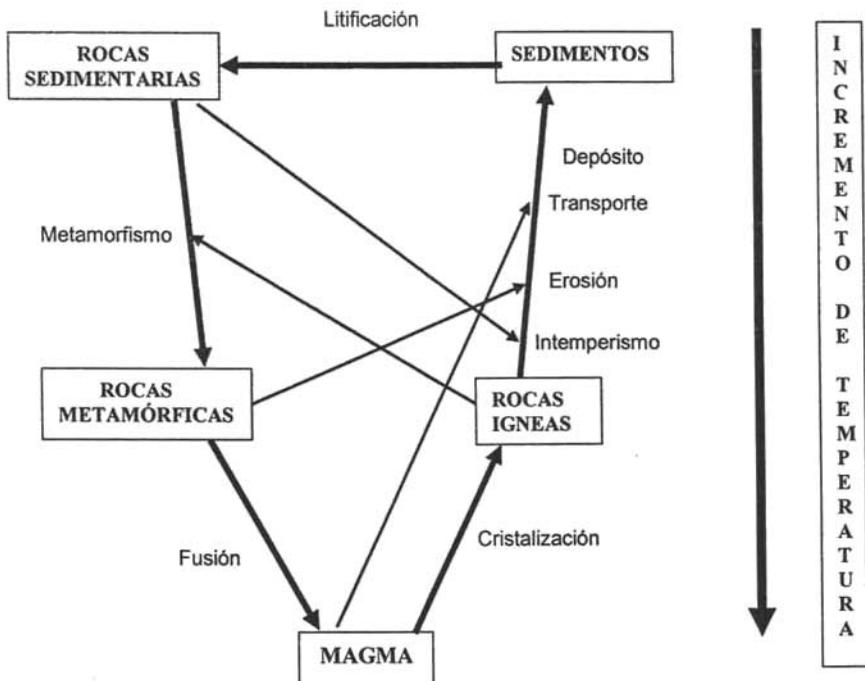


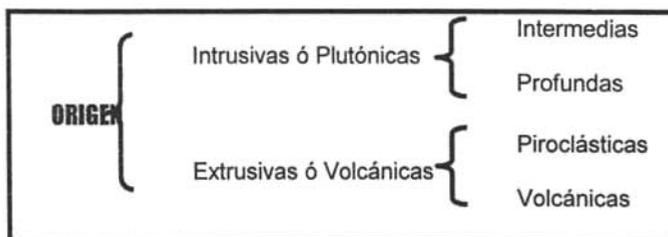
Figura 1.3 Ciclo de las Rocas (Modificado de Kauffman, et al 1978)

1.2.2 ROCAS ÍGNEAS⁵

Las rocas ígneas se forman debido a la solidificación del magma, que es un material fundido que proviene dentro o debajo de la corteza terrestre; el magma derramado sobre la superficie se le denomina lava que al enfriarse y solidificarse da origen a las rocas ígneas extrusivas y si los fragmentos solidificados del magma son expulsados de forma violenta constituyen los materiales piroclásticos.

Las rocas ígneas tienen un porcentaje variado de sílice (SiO_2) desde un 80 hasta un 40.0% lo que significa que en algunas rocas, como el granito su contenido de cuarzo sea visible, mientras que en el gabro como en otras rocas no lo presentan. En el cuadro 1.1 se muestra el origen de los tipos de rocas ígneas.

Cuadro 1.1 Origen de las rocas ígneas



- **Rocas Extrusivas o Volcánicas** son producto de las lavas expulsadas por actividad volcánica, que se enfrían súbitamente en la superficie, a menudo son enteramente vítreas o vítreas, es decir sin cristales. Otra forma de este tipo de rocas son los flujos de lava constituidos por materiales fundidos que fluyen por el suelo en forma de corrientes y que al enfriarse forman masas de roca con variedad de colores y propiedades.
- **Rocas Intrusivas o Plutónicas** se forman por la solidificación de soluciones de roca fundida, que han penetrado en otras masas rocosas como intrusiones. Su tamaño varía desde pequeñas masas hasta extenderse cientos de metros.

Composición Mineral de las Rocas Ígneas

Las rocas están formadas por minerales silicatados combinados con hierro, magnesio y aluminio y feldespatos entre otros y dependiendo del porcentaje de minerales silicatados se conocen como:

- **Acidas:** contienen un porcentaje mayor a un 66% de óxido de sílice.
- **Intermedias:** su porcentaje de óxido de sílice esta comprendido entre un 52% y 66%.
- **Básicas:** presentan de entre un 42% y 52% de óxido de sílice.
- **Ultrabásicas:** tienen un porcentaje menor a un 42% de óxido de sílice.

Tamaño de grano

Las rocas se clasifican en tres categorías de acuerdo al tamaño, forma y disposición de los granos que las constituyen:

- a) **De grano grueso:** son aquellas rocas que tienen cristales de más de 1 mm y que son fáciles de observar su color y los compuestos de los minerales. El tamaño del grano en algunas rocas puede ser de varios centímetros estos grandes cristales se les conoce como Fenocristales que pueden estar encajados o incrustados en una matriz de cristales más pequeños conociéndose a esta textura como textura porfírica.
- b) **De grano intermedio a grueso:** el ojo humano todavía puede detectar los cristales a simple vista sin necesidad de emplear lentes de aumento.
- c) **De grano Fino:** por lo general estas rocas tienen una superficie opaca, los cristales no son visibles al ojo humano.

Textura ígnea

La textura es el aspecto general de las rocas y en las rocas ígneas se refiere a la forma y tamaño de los granos minerales o cristales y al modo en que están dispuestos. Esta característica es importante en todos los tipos de rocas, porque se relaciona íntimamente con propiedades índice y mecánicas como la porosidad, permeabilidad y la resistencia.

- **Textura Fanerítica:** o de grano grueso, se presenta cuando el magma se enfrió lentamente, teniendo tiempo de formar granos que se aprecian en muestras de mano. Estas rocas compuestas de granos minerales grandes se denominan rocas de grano grueso, por lo tanto su textura es fanerítica.
- **Textura Afanítica:** o de grano fino; cuando el magma se enfría rápidamente, se impide la formación de granos grandes, por lo cual estas rocas son de textura de grano fino, los minerales que tienen son tan pequeños que se necesita la ayuda de un microscopio para observarlos, por lo que se le denomina textura afanítica.
- **Textura Vítreo:** cuando el magma expulsado repentinamente por un volcán se enfría tan rápidamente que no permita al material arrojado la formación de minerales y el producto resultante de este proceso es un vidrio, de ahí su nombre de textura vítrea. El vidrio en masa se llama obsidiana.
- **Textura Porfírica:** en este caso el enfriamiento del magma es variable ya que puede ser lento al principio y permite la formación de granos minerales grandes; y posteriormente, el enfriamiento sea más rápido que ocasionará una pasta de textura de grano más fino. Estos minerales grandes se llaman "*fenocristales*" y se aplica a los cristales que por haber cristalizado antes que sus inmediatos, aparecen primero.

Estructuras ígneas

El término estructura describe la masa de una roca fundamentado en su aspecto y está en función de la estructura geológica de la cual proviene o se forma. Indica los rasgos mayores de

las rocas y sus relaciones con el entorno tanto en la superficie como en el subsuelo, se refiere principalmente al tamaño, forma y cronología de las rocas ígneas.

Las estructuras características de rocas ígneas extrusivas son: los derrames lávicos, vesículas, estructura fluidal, amígdalas entre otras. Por otra parte, las estructuras más comunes de las rocas ígneas intrusivas son: los batolitos, stocks, diques, mantos y lopolitos.

En la Tabla 1.1 se muestran ejemplos de rocas ígneas más comunes con algunas de las características tratadas anteriormente.

Tabla 1.1 Características de algunas rocas ígneas

NOMBRE	ORIGEN	COMPOSICIÓN MINERAL	CARACTERÍSTICAS
Andesita	Extrusivo	Intermedia	Generalmente de color gris oscuro, verde o rojo. La andesita pura es relativamente rara y se encuentran frecuentemente con fenocristales; presenta aspecto masivo y fácilmente alterable por el intemperismo; es común como coladas de lava. Contiene feldspatos alcalinos en pequeñas cantidades, los minerales ferromagnesianos son la hornblenda, la biotita o la augita.
Granito	Intrusivo	Ácida	Los de colores claros contienen principalmente cuarzo y feldespato, los grises contienen mica u hornblenda. Estructuralmente forman diversos tipos de intrusiones, la mayor es el batolito. Se utilizan en la construcción por su resistencia al desgaste y su gran dureza.
Basalto	Extrusivo	Básica	El color del basalto varía del negro grisáceo o verdoso al negro. El basalto forma pequeñas intrusiones; el mineral esencial es la labradorita, el olivino se encuentra en muchos basaltos. El tezontle es de origen basáltico, es una roca porosa que se le conoce como basalto vesicular.
Riolita	Extrusivo	Ácida	Es una roca dura y resistente que puede encontrarse en grandes masas alternando con tobas; sus colores son variados y predomina el blanco, el amarillo claro, el pardo y el rojo. La modificación vítrea extrema de la riolita es un vidrio puro de color negro conocido como obsidiana.
Gabro	Intrusivo	Básica	Los minerales esenciales son las plagioclasas; otros más que pueden estar presentes son la hiperstena, el olivino, la hornblenda, la biotita y el cuarzo en pequeña cantidad.
Diorita	Intrusivo	Intermedia	La diorita es más pesada y resistente que el granito, aunque menos dura que éste. Compuesta de plagioclasa que se acompaña de algún mineral ferromagnesiano; los feldspatos alcalinos y el cuarzo en pequeñas cantidades. De color gris a gris oscuro o verdoso.

1.2.3 ROCAS SEDIMENTARIAS⁶

Las rocas sedimentarias deben su origen a la acumulación de partículas provenientes de rocas sueltas transportadas a ambientes de depósito, dichas partículas constituyen un sedimento. Los sedimentos son el componente principal.

Los sedimentos son producto del intemperismo que actúa sobre las rocas y consiste en cambios bruscos de temperatura, el efecto del agua, actividad de seres vivos, precipitación de minerales solubles entre otros. Los sedimentos son transportados por el agua, el viento y el hielo, colocándolos en ambientes de depósito como arena, grava o lodo. Posteriormente estos sedimentos se transformarán en rocas sedimentarias.

La Diagénesis es el proceso mediante el cual los sedimentos no consolidados se transforman en rocas sedimentarias, también se le puede llamar litificación a la acción de la consolidación de dichos sedimentos. Existen distintos procesos diagenéticos que convertirán los sedimentos en rocas sedimentarias.

En un depósito sin consolidar se tienen espacios vacíos o poros entre las partículas del sedimento y a través de ellos, por conducto del agua que acarrea material mineral se rellenarán dichos espacios lo que sirve como liga entre ellos; a este proceso se le denomina "Cementación". Mediante la cementación los depósitos sin consolidar se transforman en rocas sedimentarias, ejemplos de esto son los depósitos de arena y grava que por acción de la cementación se convierten en arenisca y conglomerado respectivamente.

El proceso diagenético de "Compactación" consiste en la consolidación de los sedimentos que se encuentran en un depósito, que debido a la presión de otros depósitos encima de ellos o de presiones causadas por movimientos de la Tierra, obliga a que los poros se reduzcan de tamaño y a expulsar el agua que contienen provocando la desecación. Este efecto se presenta por lo regular en las arcillas o sedimento lodoso que darán origen a las lutitas.

La Cristalización o recristalización también es una forma de que los sedimentos depositados den origen a una roca sedimentaria, lográndose mediante expulsión de agua, reducción de espacios vacíos y a una unión molecular entre los nuevos cristales, se pueden tener nuevos minerales o aumentan su tamaño los ya existentes.

Dependiendo de los elementos que las forman, las rocas sedimentarias se dividen en dos grupos:

1. **Clásticas:** son las que constan de partículas de otras rocas que han sufrido transporte. Las rocas sedimentarias clásticas comprenden partículas del tamaño de las gravas, arenas y arcillas, que dan lugar a los conglomerados, areniscas y lutitas. Los sedimentos clásticos son clasificados además, de acuerdo al tamaño de sus fragmentos en cantos (gruesos y rodados), guijarros, gravas, arenas, limo y partículas de arcilla. En ciertos casos las formas de las gravas y arenas, pueden servir como claves para su historia.
2. **No Clásticas:** son formadas a partir de minerales precipitados en soluciones o por la acumulación de residuos orgánicos como son las plantas y los animales. Estos sedimentos son difíciles de clasificar, por lo que una forma sencilla de hacerlo es sobre la base de su composición química o mineralógica y se tienen los siguientes grupos: calcáreos (calizas de

muchas variedades), fosfáticos (fosforita) y silíceos (horsteno, pedernal). Muchos son marinos, otros son producidos en lagos de agua potable y de agua salada.

Textura sedimentaria

La textura de las rocas sedimentarias se divide de la siguiente manera:

- **Textura Clástica:** presenta un tamaño de grano visible a simple vista denominado clasto o fragmento que está unido o cementado por alguno de los minerales más comunes como son las arcillas, la calcita y sílice.
- **Textura No Clástica:** donde los granos están entrelazados formando una estructura cristalina donde en algunos casos adopta la forma *criptocristalina* que significa cristal oculto.

Estratificación sedimentaria

La Estratificación en una roca es la disposición de las partículas constituyentes en capas, lo cual es una característica principal de las rocas sedimentarias. La estratificación consiste en que los sedimentos se colocan en forma de capas y cada capa sedimentaria es un estrato, su espesor es variable. Los estratos pueden diferir entre sí por su tamaño, espesor, por su color o en su constitución mineralógica. El agua y el viento son los causantes principales de estos depósitos sedimentarios, que los van clasificando de acuerdo a su tamaño, peso y forma de las partículas.

No todas las capas de sedimentos se depositan en superficies llanas, también pueden hacerlo en sitios inclinados. Los depósitos más uniformes y extensos corresponden a los mares.

La tabla 1.2 muestra algunos ejemplos de rocas sedimentarias más comunes.

Tabla 1.2 Características de algunas rocas sedimentarias

NOMBRE	TEXTURA	AMBIENTE DE DEPOSITO	CARACTERISTICAS
Arenisca	Clástica	En los depósitos aluviales; canales de ríos, playas, deltas.	Generalmente con cristales de cuarzo cementados por sílice, óxidos de hierro, arcilla o calcita. El color puede ser amarillo, café o rojo dependiendo del cementante. Es porosa y permeable. Si los minerales predominantes son el cuarzo y el feldespato la arenisca se llama arcosa. Otra variedad de arenisca es la grauvaca que se caracteriza por su dureza, su color oscuro y por tener granos angulares de cuarzo y feldespatos. Contienen fragmentos de otras rocas.
Conglomerado	Clástica	A lo largo de lecho de ríos.	Son fragmentos redondeados de cualquier tipo de roca; su principal cementante es el sílice pero son también comunes los óxidos de hierro, arcilla y material calcáreo. El conglomerado de extensión restringida puede indicar la presencia de una antigua corriente fluvial.
Caliza	No clástica	Aguas tranquilas y profundas.	Consiste esencialmente de carbonato de calcio con algo de carbonato de magnesio y materia silicosa; son rocas estratificadas que comúnmente contienen muchos fósiles. Toda caliza efervese en ácido clorhídrico diluido; la roca puede ser de un color gris o blanco, aunque también tener tintes debido a los compuestos de hierro y carbón.
Carbón	No clástica	Pantanos y ciénagas.	Es una roca sedimentaria constituida por restos de plantas y proporciones variables de arcilla; su color es variable del café al negro. El material orgánico se transforma en carbón por incremento de presión que expelle la humedad y los constituyentes gaseosos e incrementa su porcentaje de carbono fijo. Los carbones se clasifican de acuerdo con el tanto por ciento de carbono que contienen. La turba, el lignito, la hulla y la antracita son las variedades de carbón más comunes.
Halita	No clástica	Agua salada.	Agregado cristalino de granos de sal; se le llama roca de sal. Es suave y tiende a fluir a bajas presiones y temperaturas, y forma los domos salinos.

1.2.4 ROCAS METAMÓRFICAS⁷

Las Rocas Metamórficas proceden de otras clases de rocas, como las ígneas y las sedimentarias, debido a la acción de los agentes del metamorfismo. El término Metamorfismo proviene del griego *meta* "cambio" y *morfe* de "forma" que significa, "cambio de forma"; este cambio se produce en el interior de la corteza terrestre debajo de la zona de intemperismo y cementación y sin la fusión completa producto de la actividad ígnea.

El metamorfismo se produce por fuertes movimientos en la corteza y el exceso de calor proveniente del enfriamiento de rocas intrusivas o la penetración de vapores y líquidos. Esto da como resultado que las rocas que se han formado presenten rasgos de foliación completa. La foliación significa que tienen una estructura interna donde los minerales están alineados en forma de bandas, donde los granos se encuentran alargados o aplanados en forma de hojuelas, lo que la hace una característica principal de las rocas metamórficas.

Las rocas metamórficas de acuerdo a la orientación de sus minerales se dividen en:

- **Rocas Metamórficas Foliadas:** aquellas rocas donde los minerales no se distribuyen al azar, presentando determinada orientación que forma bandas contrastantes, esta alineación de los minerales es originada por efecto de las presiones anisotrópicas a las rocas.
- **Rocas Metamórficas No Foliadas:** son aquellas donde los minerales están orientados al azar por haber sido sometidas a campos de presión uniforme, estas rocas también son llamadas masivas.

Procesos de metamorfismo

En el estudio del metamorfismo deben considerarse cuatro procesos:

1. **Granulación:** las brechas son formadas por compresión de la roca a lo largo de fallas, sin embargo, en masas enterradas profundamente la compresión puede ser penetrante, y puede llegar a la pulverización. La rotura de los minerales se inicia en los bordes, donde se rompen los salientes y los bordes se van triturando hasta quedar pulverizada toda la masa dando lugar a una microbrecha o milonita. Esta trituración, llamada "granulación", tiene lugar sin que se produzcan aberturas visibles y sin pérdida de cohesión.
2. **Deformación Plástica:** es el cambio no elástico de forma de un sólido, sin fractura apreciable. Si se comprime un cristal suficientemente, no vuelve a su forma original al suprimir la presión, sino que queda deformado, en parte por lo menos.
3. **Recristalización:** consiste en la reagrupación de los elementos en nuevos cristales, lo cual da origen a minerales o cristales nuevos.
4. **Metasomatismo:** se define como una solución y precipitación, esencialmente simultánea, de materia mineral, en un punto o lugar común de la roca. Es una sustitución, volumen por volumen, de una sustancia por otra.

Agentes del metamorfismo

Calor: agente esencial del metamorfismo y puede estar controlado por la temperatura.

Presión: es la sobrecarga de material rocoso a grandes profundidades, (presiones de 2800 y 4200 kg/cm² aproximadamente); lo cual provoca que la roca fluya en forma plástica y dará como resultado un movimiento intergranular, la formación de diminutos planos de deslizamiento dentro de la roca, cambios en la textura, reorientación de los granos y crecimiento cristalino.

Fluidos Químicamente Activos: son soluciones hidrotermales desprendidas al final de la solidificación de un magma, que percolan más allá de los límites de la cámara magmática y reaccionan con las rocas adyacentes. A veces cambian y sustituyen o agregan iones a los minerales de la roca, para producir nuevos minerales.

Tipos de Metamorfismo

Metamorfismo de Contacto: la alteración de las rocas por transferencia iónica, producida por las altas temperaturas y por la introducción de soluciones magmáticas en o cerca del contacto de un cuerpo de magma. El metamorfismo de contacto se produce solamente en zonas restringidas llamadas aureolas o halos, las temperaturas varían entre 300°C y 800°C., y las presiones entre 100 y 3000 atmósferas.

Metamorfismo Regional: el metamorfismo regional se desarrolla en áreas extensas, afectando frecuentemente miles de kilómetros cuadrados de rocas a varios miles de metros de profundidad. Sus efectos se observan en raíces de viejos plegamientos montañosos.

Metamorfismo Dinámico: se debe a la deformación plástica de las rocas sólidas, la cual consiste en un cambio en la forma de la masa rocosa, sin fractura visible. Este metamorfismo se produce en sitios de fallas y empujes donde la roca es alterada por movimientos terrestres.

Textura Metamórfica

Foliada: dependiendo de la alineación de los minerales se puede tener una textura:

- ***Apizarrada:*** las fracturas de la roca presentan formas de pequeñas bandas que están separadas del orden de milímetros dando origen a planos de foliación muy juntos.
- ***Esquistosa:*** se produce en láminas claramente visibles observándose muy rugosas.
- ***Filitoso:*** cuando tenemos láminas apenas perceptibles o visibles que pueden ser hojuelas o láminas gruesas.

No Foliada: donde los granos no están alineados, únicamente han crecido y están orientados al azar.

En la Tabla 1.3 se exponen ejemplos de rocas metamórficas con sus características propias.

Tabla 1.3 Características de algunas rocas metamórficas

NOMBRE	TIPO DE ROCA	TEXTURA	CARACTERISTICAS
Pizarra	Foliada	Foliada	El color más común es el gris azulado oscuro, conocido como color pizarra, pero otras pueden ser rojas, verdes o negras; se forman debido a la influencia de altos esfuerzos combinados con una temperatura de baja a moderada todo esto a partir de una lutita.
Filita	Foliada	Foliada filitosa	Los minerales predominantes son la clorita y la moscovita, las hojas de mica se pueden ver con una amplificación pero también tienen granos visibles de granate y otros minerales. Las láminas de crucero con frecuencia están plegadas y aun dobladas abruptamente.
Esquisto	Foliada	Foliada esquistosa	En los esquistos son visibles hojuelas de algún mineral laminado, como mica, talco, clorita o hematita. Tiende a romperse entre los minerales laminados o fibrosos, imprimiéndole a la roca su textura familiar. Contienen grandes cantidades de cuarzo y feldespato; pero en menor cantidad de augita, hornblenda, granate, epidota y magnetita.
Cuarcita	No foliada	No foliada	El metamorfismo de areniscas ricas en cuarzo forma la cuarcita. Se distingue de la arenisca porque no tiene espacios porosos. La cuarcita pura es blanca, pero el hierro y otras impurezas le imparten un color rojizo u oscuro. Los minerales secundarios que se presentan en la cuarcita son el feldespato, la moscovita, la clorita, el circón, la turmalina, el granate, la biotita, la epidota, la hornblenda y la silimanita.
Gneiss	Foliada	Foliada	Es una roca metamórfica de grano grueso formada por metamorfismo regional de alto grado. Se reconoce fácilmente por su apariencia bandeada. Se tienen minerales de feldespato, cuarzo, hornblenda y granate.
Mármol	No foliada	No foliada	Está compuesta esencialmente de calcita o dolomita, se deriva del metamorfismo de contacto o regional. Presenta granos minerales grandes; la roca no presenta foliación debido a que los granos tienen el mismo color y el alineamiento no es visible. El color del mármol puede ser variado debido a las impurezas de los minerales que contiene, por lo que hay de color blanco nieve, negros, verdes y rojos.

de la roca y de las características de los granos. En mecánica de rocas es importante ya que se relaciona estrechamente con propiedades índice y mecánicas de las rocas.

Cementación: es de gran importancia la determinación del tipo y grado de cementación que presenten las rocas ya que se relaciona con la porosidad, permeabilidad y con la estabilidad de los macizos rocosos.

Estado de intemperismo: es el resultado de los procesos mecánicos y químicos en la superficie de la tierra o cercana a ella cuando los minerales originales (primarios) se descomponen y otros minerales (secundarios) se forman modificando su color, textura, composición, dureza o forma. Es muy importante en mecánica de rocas ya que transforma a las rocas, disminuyendo generalmente sus propiedades mecánicas.

Resistencia: es importante distinguir entre la resistencia de una simple pieza de roca que el macizo rocoso completo, el cual está determinado principalmente por las discontinuidades. Existen pruebas que se realizan en laboratorio e "in situ" que miden la resistencia de la roca.

1.3.2 DISPOSICIÓN DE LAS FORMACIONES ROCOSAS¹⁰

El estudio geológico de la zona donde se construirá una obra civil, comienza con el trabajo de campo para determinar los tipos de roca que en ella existen, la forma y el tamaño de las formaciones rocosas, así como, su disposición con respecto a la superficie horizontal y a la dirección de la brújula. Para indicar la posición de una superficie inclinada, como un plano de reposo en una roca sedimentaria, son necesarias dos observaciones:

- **Buzamiento, inclinación o pendiente del plano:** de una capa, lecho o cualquier superficie geológica, es su ángulo de inclinación respecto a la horizontal. La dirección del buzamiento es hacia la pendiente máxima de la capa y se expresa en función de los cuatro puntos cardinales de una brújula. Por ejemplo, una capa puede tener una inclinación de 30° hacia el noroeste.
- **Rumbo o dirección horizontal:** es la orientación referida a la aguja magnética de una línea horizontal trazada sobre el plano en estudio. La dirección del rumbo se mide por medio de una brújula con el dial graduado en grados, de esta forma, si la línea de intersección con un plano horizontal va en dirección 40° NE, el rumbo se registra como "N 40°E". La dirección del buzamiento se mide siempre en ángulo recto con el rumbo y puede ser descrita, como la orientación general de los lechos en terreno llano.

Las direcciones de buzamiento y rumbo se determinan en el campo por medio de una brújula usada para los mapas geológicos que lleva usualmente un clinómetro, que es un péndulo o un nivel.

1.3.3 DISCONTINUIDADES¹¹

Las formaciones rocosas presentan defectos o fracturas que pueden abarcar una gran extensión o pocos metros; a dichas imperfecciones en los macizos rocosos se les denomina *Discontinuidades*.

1.3 MECÁNICA DE ROCAS⁸

La mecánica de rocas se encarga del estudio de las propiedades y comportamiento mecánico de las masas rocosas, que se encuentran bajo la acción de fuerzas producidas por fenómenos naturales, excavaciones o cualquier construcción realizada por el hombre.

La mecánica de rocas debe su origen al empleo del medio geológico para construcción de obras superficiales y subterráneas. Las masas rocosas aparecen en la mayoría de los casos, afectadas por discontinuidades o superficies de debilidad que separan bloques de matriz rocosa o roca intacta constituyendo en conjunto los "Macizos Rocosos". Mecánicamente los macizos rocosos debemos considerarlos como un medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo; cuyas características no se controlan a voluntad.

La presencia de discontinuidades con determinada orientación, como los planos de estratificación o superficies de laminación, rompe la continuidad de las propiedades mecánicas de los bloques rocosos, confiriendo al macizo un comportamiento geomecánico e hidráulico discontinuo. La presencia de planos de debilidad de orientaciones preferentes (estratificación, laminación) implica un comportamiento anisótropo, que significa diferentes propiedades y comportamiento mecánico en función de la dirección considerada. Otra característica de los macizos rocosos es su heterogeneidad o la variación de sus propiedades físicas y mecánicas en distintas zonas.

Las propiedades físicas controlan las características resistentes y deformacionales de la matriz rocosa (composición mineralógica, densidad, estructura y fábrica, porosidad, permeabilidad, alterabilidad, dureza, etc.). En el comportamiento mecánico de los macizos rocosos influyen además las características geológicas: litología y estratigrafía, estructura geológica, discontinuidades tectónicas o diagenéticas, estados de esfuerzos in situ, etc. A ambas escalas la respuesta mecánica es también función de otros factores como las condiciones hidrogeológicas y las ambientales, que pueden modificar las propiedades iniciales de las rocas y los macizos rocosos.

1.3.1 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ROCOSO⁹

Los parámetros principales que pueden utilizarse para describir el material rocoso son:

Tipo de roca: es importante proporcionar la clasificación geológica de la roca en función de su origen, ya que se pueden hacer ciertas generalizaciones acerca de la textura, estructura y algunas propiedades mecánicas de la roca intacta; por lo que se recomienda emplear una clasificación sencilla.

Color: sirve como un índice cualitativo que consiste en tres componentes; matiz, tono y valor.

Estructura: se refiere a las características a gran escala que afectan a las rocas, las cuales están en función de su origen.

Textura: se refiere al arreglo que existe entre los granos o minerales individuales, con respecto a su tamaño, forma y grado de cristalización; esta propiedad depende principalmente del origen

Las discontinuidades en los macizos rocosos son planos de debilidad, que a lo largo de ellos influye en algunas características de la roca como por ejemplo, una baja o nula resistencia a la tensión, o una baja resistencia al corte, al igual que la permeabilidad de la roca como la propiedad más importante a tomar en cuenta en el diseño de una obra. Las discontinuidades son de origen tectónico, como el caso de un sismo; o se forman por la erosión. Estas discontinuidades son de gran ayuda para interpretar la historia geológica de una región y para estudios de estratigrafía y sobre sedimentos.

1.3.3.1 TIPOS DE DISCONTINUIDADES

En una masa rocosa podemos identificar varios tipos de discontinuidades de los cuales tenemos los siguientes:

Fractura

Es una separación o abertura en la masa rocosa. Antecede a las juntas, fallas, planos de deslizamiento, de foliación y clivaje.

Diaclasas o Juntas

Son los planos de discontinuidad más frecuentes en los macizos rocosos, y corresponden a superficies de fracturación o rotura de la roca a favor de las cuales no ha habido desplazamiento o ha sido muy pequeño. Las juntas abiertas permiten el paso del agua, incrementando la alteración de la masa en cambio, si las juntas están selladas, resisten el intemperismo y la masa se altera uniformemente.

Planos de Estratificación

Son las superficies que limitan los estratos en las rocas sedimentarias. Se trata de discontinuidades sistemáticas con una continuidad elevada, y cuyo espaciado oscila generalmente entre unos pocos centímetros y varios metros.

Superficies de Laminación

Son discontinuidades sistemáticas que aparecen en las rocas sedimentarias, correspondiendo a los planos que limitan las láminas o los niveles megascópicos más pequeños de una secuencia sedimentaria, estas superficies adquieren mayor importancia en las rocas de grano fino, y se caracterizan por un espaciado muy reducido, del orden de milímetros o centímetros.

Planos de Esquistosidad

De origen tectónico, aparecen en rocas que han sufrido una deformación importante, disponiéndose perpendicularmente a la dirección compresiva del máximo acortamiento. Estas discontinuidades sistemáticas se desarrollan mejor cuanto más pequeño es el grano de la roca, presentan una frecuencia alta y espaciados de orden milimétrico

Superficies de Contacto Litológico

Son planos singulares de separación entre diferentes litologías de un macizo rocoso, en el caso de las rocas sedimentarias tiene menor significación con respecto al comportamiento del macizo en su conjunto, incluyéndose en las superficies de estratificación, sin embargo en las rocas ígneas tienen gran importancia.

Fallas

Son discontinuidades singulares que corresponden a planos de rotura o fracturación con desplazamiento relativo entre los bloques. La extensión de las fallas puede variar entre algunos metros y centenares de kilómetros. Una "zona de falla" es una porción tabular que contiene varias fallas paralelas.

De acuerdo con la dirección del movimiento durante la formación de una falla, se dividen en:

- **Falla normal:** aquella en donde el bloque del techo se ha desplazado hacia abajo respecto al bloque del piso. (figura 1.4)
- **Falla Inversa:** se presenta cuando el bloque del techo se ha movido hacia arriba con relación al bloque del piso.

Las fallas se clasifican en activas, las cuales sufrieron movimientos en periodos recientes y en las que pueden seguir suscitándose movimiento. El otro tipo de falla es la inactiva, que no ha tenido desplazamiento o movimientos recientes.

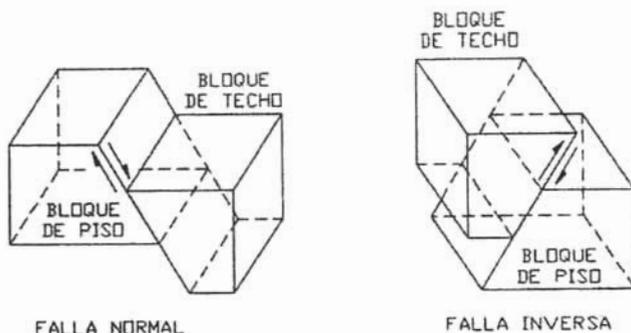


Figura 1.4 Tipos de Fallas

Planos de deslizamiento

Es una superficie de falla causada por derrumbes y con frecuencia es el elemento más débil en una masa rocosa.

Planos de foliación

Son superficies continuas causadas por la orientación de los minerales durante el metamorfismo, la resistencia y la deformación dependen de la dirección del esfuerzo aplicado a la roca.

Clivaje

Son fracturas formadas por plegamiento.

Cavidades

Son aberturas en rocas solubles causadas por la acción del agua subterránea o, en las rocas ígneas a partir de bolsas de gas.

1.3.3.2 ÍNDICES PARA DESCRIBIR LAS DISCONTINUIDADES

En la descripción de las diferentes familias de discontinuidades de un macizo rocoso se incluyen las siguientes características y parámetros geométricos:

Orientación

Es el sitio de una discontinuidad en el espacio, que queda definida por su buzamiento y por su dirección de buzamiento. La orientación es de gran importancia para distinguir y representar los diferentes sistemas de discontinuidades.

Espaciamiento

Es la distancia media perpendicular entre los planos de discontinuidad de una misma familia. El espaciamiento de una discontinuidad condiciona el tamaño de los bloques de la matriz rocosa, definiendo el papel que tendrá en el comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades.

Continuidad o Persistencia

Es la extensión del plano de discontinuidad como se observa en un afloramiento. Con esto se sabrá si la matriz rocosa va a estar involucrada o no en los procesos de rotura del macizo rocoso, y en que grado condiciona los parámetros resistentes globales del mismo.

Rugosidad

La rugosidad de un plano de discontinuidad determina su resistencia al corte, entre mayor rugosidad mayor es la resistencia. Esta característica estará influenciada por la textura, tamaño de los granos o minerales y el grado de descomposición de algunos minerales.

Abertura

Es la distancia perpendicular entre las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad, en la cual el espacio intermedio está relleno de aire o agua. La influencia de la apertura en la

resistencia al corte de la discontinuidad es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes.

Relleno

Es el material que separa las paredes de roca adyacentes de una discontinuidad o que ocupa el espacio existente entre los planos de una discontinuidad y que es usualmente más débil que la roca madre. Las propiedades físicas y mecánicas del relleno, como la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad, pueden ser muy variables, y controlan el comportamiento de la discontinuidad; en el caso de materiales blandos o alterados, la resistencia puede sufrir variaciones importantes a corto plazo si varía el contenido en humedad del relleno o si tiene lugar desplazamiento a lo largo de las juntas.

Filtraciones

Son flujos de agua los cuales rebajan la resistencia al disminuir las tensiones efectivas actuantes sobre los planos de discontinuidad. El agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser también importantes.

Resistencia a Compresión Simple

La pared de una discontinuidad, que depende del tipo de matriz rocosa, de la existencia o no de relleno y del grado de alteración de las paredes, influye en la resistencia al corte y en la deformabilidad del plano de discontinuidad, sobre todo si no presenta relleno. Esta resistencia suele ser menor que la de la roca intacta por la alteración superficial.

Número de Familias de Discontinuidades

El comportamiento mecánico del macizo rocoso, su modelo de deformación y sus mecanismos de rotura están condicionados por el número de familias de discontinuidades.

Tamaño de Bloque

El tamaño de bloque condiciona de forma definitiva su comportamiento y sus propiedades resistentes y deformacionales.

Grado de Fracturación

Se expresa habitualmente por el valor del Índice RQD (rock quality designation) parámetro que se mide en testigos de sondeos.

Grado de Meteorización

Esta evaluación se realiza por observación directa del afloramiento.

Algunos de estos índices, como la rugosidad, abertura, relleno y resistencia de las paredes determinan el comportamiento mecánico y la resistencia de los planos de discontinuidad. En la figura 1.5 se ilustran algunos de estos elementos.

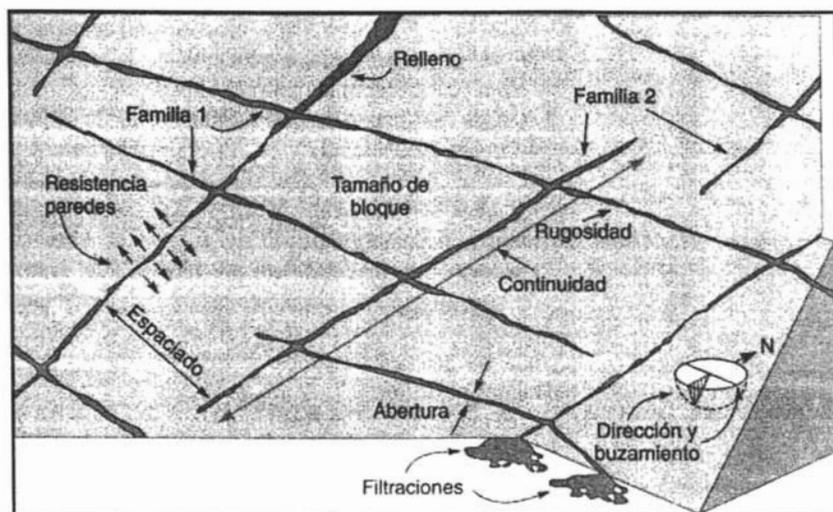


Figura 1.5 Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades (Hudson 1989)

1.4 USOS DE LAS ROCAS¹²

Las rocas son utilizadas para diversos fines dentro del campo de la ingeniería civil, por lo que debemos cuidar que las rocas que se vayan a utilizar cumplan con los requerimientos de calidad especificados para los cuales se desea que trabajen. En el cuadro 1.2 se indican el lugar donde se emplean o se encuentran:

Cuadro 1.2 Ámbitos donde se utilizan los materiales rocosos en las estructuras.

ÁMBITOS	EJEMPLOS
Como parte de la estructura	Excavación de túneles, galerías, taludes.
Como soporte de estructura	Cimentaciones de edificios, puentes, presas.
Como material de construcción	Escolleras, pedraplenes, rellenos.

A continuación se mencionarán algunos ejemplos de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas utilizadas en la construcción:

Granito: roca de extraordinaria calidad donde se desplantan puentes, como materia prima en monumentos u otras construcciones exteriores donde se requiere de buen aspecto y resistencia a los agentes atmosféricos, también es utilizado en embalses y como balasto para firme de carretera. Esta roca tiene poca porosidad, gran resistencia y duración.

Andesita: si se encuentra en buen estado se puede emplear en mampostería y triturada sirve como sub-base de carreteras. También es impermeable.

Basalto: se usa poco como material de construcción, pero en donde abunda, suministra grandes cantidades de roca triturada para carreteras.

Piedra Pómez: se usa en polvos abrasivos de limpieza o como agregados para bloques de hormigón ligero.

Perlita: se emplea como agregado de peso ligero y para materiales aislantes del calor y del ruido.

Conglomerados: en la construcción suelen utilizarse como elemento decorativo para chapados y suelos. También se pueden utilizar en escolleras para puertos.

Areniscas: se han empleado para el interior y exterior de edificios, para frisos, pilares, muros y enlosados, es una excelente roca de cimentación, pues su gran resistencia la hace admitir cualquier tipo de estructura.

Caliza: como es una roca impermeable, el agua circula a través de las fracturas. Es una roca muy empleada en mampostería y sillería porque se trabaja y corta fácilmente, siendo resistente a los agentes del intemperismo. Una utilización especial de la caliza es que de ella obtenemos el cemento.

Arcilla: se emplea fundamentalmente en la fabricación de ladrillos, así como la elaboración de ladrillos refractarios y materiales resistentes al fuego como recubrimientos de hornos en la industria siderúrgica. Otra arcilla absorbente, la "*bentonita*", tiene la propiedad de hincharse enormemente cuando se remoja en agua, su mayor aplicación es para lodos de perforación, en el refinado del aceite y como aglomerante en arenas de moldeo.

Yeso: se usa principalmente como revestimiento en la edificación.

Pizarra: se emplean granulos de pizarra para los ripios de superficies asfaltadas.

Mármol: se le utiliza principalmente como piedra ornamental.

Gneiss: sustituye al granito en la construcción, pero los bloques deben colocarse con la foliación horizontal y no vertical, para evitar fallas.

LISTADO DE FIGURAS

FIGURAS	REFERENCIA
Figura 1.1 Configuración General de la Tierra	Chávez, J. M. (1998). " <u>Apuntes y material de apoyo de la materia Mecánica de Rocas impartida en la FES Acatlán</u> ". Naucalpan de Juárez, Santa Cruz Acatlán.
Figura 1.2 Sistemas Cristalinos de los Minerale.	Read, H.H.; Watson, J. (1978). " <u>Introducción a la Geología</u> ". Tercera Reimpresión. Editorial Alhambra, S.A. Madrid, España.
Figura 1.3 Ciclo de las Rocas (Modificado de Kauffman, et al 1978).	Vera, M. (1993). " <u>Cuadernos de Posgrado Serie b #5 Datos Geológicos requeridos en mecánica de rocas</u> ". Editorial Acatlán. México.
Figura 1.4 Tipos de Fallas	Padilla, R. J. (1996). " <u>Elementos de Geología Estructural</u> ". México D.F.
Figura 1.5 Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades (Hudson 1989)	González, L. (2002). " <u>Ingeniería Geológica</u> ". Editorial Prentice Hall. Madrid.

LISTADO DE TABLAS

TABLAS	REFERENCIA
Tabla 1.1 Características de algunas rocas ígneas.	Chávez, J. M. (1998). " <u>Apuntes y material de apoyo de la materia Mecánica de Rocas impartida en la FES Acatlán</u> ". Naucalpan de Juárez, Santa Cruz Acatlán.
Tabla 1.2 Características de algunas rocas sedimentarias.	Chávez, J. M. (1998). " <u>Apuntes y material de apoyo de la materia Mecánica de Rocas impartida en la FES Acatlán</u> ". Naucalpan de Juárez, Santa Cruz Acatlán.
Tabla 1.3 Características de algunas rocas metamórficas.	Chávez, J. M. (1998). " <u>Apuntes y material de apoyo de la materia Mecánica de Rocas impartida en la FES Acatlán</u> ". Naucalpan de Juárez, Santa Cruz Acatlán.

LISTADO DE REFERENCIAS

SUBINDICES	REFERENCIA
2, 3, 4, 5, 6, 7.	Blyth, F.G.A.; de Freitas, M.H. (1997). " <u>Geología de Ingenieros</u> ". Tercera Reimpresión. Editorial CECSA. México.
12	Crímmins, R.; Reuben S. (1978). " <u>Trabajos de Construcción en Roca</u> ". Editorial Limusa. México D.F.
1, 4, 5, 6, 7.	Chávez, J. M. (1998). " <u>Apuntes y material de apoyo de la materia Mecánica de Rocas impartida en la FES Acatlán</u> ". Naucalpan de Juárez, Santa Cruz Acatlán.
2, 3, 4, 5, 6, 7, 12.	Don Leet, L.; Judson, S. (1993). " <u>Fundamentos de Geología Física</u> ". Decimosegunda reimpresión de la Primera Edición. Editorial Limusa. México.
8	Facultad de Ingeniería UNAM División de Educación Continua. (1994). " <u>VI Curso Internacional de Ingeniería Geológica Aplicada a obras superficiales y subterráneas. Módulo II: La Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción</u> ". Facultad de Ingeniería UNAM, División de Educación Continua en el Palacio de Minería. México.
8, 9, 10, 11.	Gaziev, E. G. (1970). " <u>Aspectos Generales de la Mecánica de rocas</u> ". Instituto de Ingeniería de la UNAM. México D.F.
8, 9, 10, 11.	González, L. (2002). " <u>Ingeniería Geológica</u> ". Editorial Prentice Hall. Madrid.
2, 3, 4, 5, 6, 7.	Legget, R. F. (1986). " <u>Geología aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Editorial McGraw-Hill. México.
2, 3, 4, 5, 6, 7.	Longwell, Ch.; Flint, R. (1994). " <u>Geología Física</u> ". Novena Reimpresión. Editorial Limusa. México.
3, 4, 5, 6, 7, 12.	López, J. M. (2000). " <u>Geología aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". CIE Inversiones Editoriales Dossat.
1	Microsoft Corporation. (2000). " <u>Enciclopedia Microsoft Encarta 2001</u> ". Microsoft Corporation.
11	Padilla, R. J. (1996). " <u>Elementos de Geología Estructural</u> ". México D.F.
2, 3.	Read, H.H.; Watson, J. (1978). " <u>Introducción a la Geología</u> ". Tercera Reimpresión. Editorial Alhambra, S.A. Madrid, España.
8, 9, 10, 11.	Rosas, J. L. (sin fecha). " <u>Geología en la Mecánica de rocas: Tema 5. Descripción Ingenieril de la roca</u> ".
8, 9, 10, 11, 12.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
4	Vera, M. (1993). " <u>Cuadernos de Posgrado Serie b #5 Datos Geológicos requeridos en mecánica de rocas</u> ". Editorial Acatlán. México.

BIBLIOGRAFIA

- Blyth, F.G.A.; de Freitas, M.H. (1997). "Geología de Ingenieros". Tercera Reimpresión. Editorial CECSA. México.
- Crimmins, R.; Reuben S. (1978). "Trabajos de Construcción en Roca". Editorial Limusa. México D.F.
- Chávez, J. M. (1998). "Apuntes y material de apoyo de la materia Mecánica de Rocas impartida en la FES Acatlán". Naucalpan de Juárez, Santa Cruz Acatlán.
- Don Leet, L.; Judson, S. (1993). "Fundamentos de Geología Física". Decimosegunda reimpresión de la Primera Edición. Editorial Limusa. México.
- Facultad de Ingeniería UNAM División de Educación Continua. (1994). "VI Curso Internacional de Ingeniería Geológica Aplicada a obras superficiales y subterráneas. Módulo II: La Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción". Facultad de Ingeniería UNAM, División de Educación Continua en el Palacio de Minería. México.
- Gaziev, E. G. (1970). "Aspectos Generales de la Mecánica de rocas". Instituto de Ingeniería de la UNAM. México D.F.
- González, L. (2002). "Ingeniería Geológica". Editorial Prentice Hall. Madrid.
- Legget, R. F. (1986). "Geología aplicada a la Ingeniería Civil". Editorial McGraw-Hill. México.
- Longwell, Ch.; Flint, R. (1994). "Geología Física". Novena Reimpresión. Editorial Limusa. México.
- López, J. M. (2000). "Geología aplicada a la Ingeniería Civil". CIE Inversiones Editoriales Dossat.
- Microsoft Corporation. (2000). "Enciclopedia Microsoft Encarta 2001". Microsoft Corporation.
- Padilla, R. J. (1996). "Elementos de Geología Estructural". México D.F.
- Read, H.H.; Watson, J. (1978). "Introducción a la Geología". Tercera Reimpresión. Editorial Alhambra, S.A. Madrid, España.
- Rosas, J. L. (sin fecha). "Geología en la Mecánica de rocas: Tema 5. Descripción Ingenieril de la roca".
- Ruiz, M.; González, S. (1999). "Geología Aplicada a la Ingeniería Civil". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
- Vera, M. (1993). "Cuadernos de Posgrado Serie b #5 Datos Geológicos requeridos en mecánica de rocas". Editorial Acatlán. México.

CAPÍTULO II

EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

El presente capítulo comprende los aspectos principales de la exploración y muestreo en roca, tanto en su procedimiento como los resultados que se obtienen, indicando las características de estos métodos. También se incluyen las distintas pruebas de laboratorio a las que son sometidos los especímenes de roca, proporcionadas por la exploración, para conocer y determinar sus propiedades mecánicas que ayudarán en la estimación de la capacidad de carga admisible de la cimentación y de sus deformaciones.

2.1 EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN ROCA¹

La exploración en roca se efectúa con la finalidad de conocer el tipo de material con el cual se va a trabajar y donde se apoyará una futura obra; ya que esta investigación tiene como resultado ofrecer un perfil del subsuelo donde se determinará, aparte de los materiales que lo constituyen, la posición del nivel freático o flujo de agua, fallas geológicas, la profundidad de un estrato estable para cimentar una estructura, cavernas pertenecientes a minas abandonadas o de disolución, restos arqueológicos, entre otros.

Primeramente se realiza una investigación preliminar del sitio donde se va a construir la obra, la cual consta de los siguientes elementos:

- **Recopilación de información:** se trata de reunir los mayores datos posibles del área en cuestión, que se derivan de estudios previos los cuales fueron elaborados por dependencias u organismos. Con dicha información se obtendrán datos sobre la topografía del terreno, la hidrología, litología, estratigrafía y existencia de fallas geológicas entre otros.
- **Interpretación fotográfica aérea:** por medio de las fotografías un ingeniero geólogo puede dar una interpretación preliminar sobre las características geológicas del sitio de estudio.
- **Reconocimiento preliminar:** en este caso se refiere a una inspección del lugar de estudio con la ayuda de un ingeniero geólogo y un geotécnico. Su recorrido consistirá en verificar los datos recopilados previamente y complementarlos con observaciones del sitio de la obra para determinar si es factible la instalación de una obra civil, para hacer el programa de exploración a detalle. El reconocimiento también debe aportar datos de la accesibilidad al sitio como caminos, poblaciones y bancos de materiales cercanos, entre otros.

Dentro de la exploración a detalle existen métodos que logran la extracción de muestras para utilizarlas en el laboratorio y determinar sus propiedades. Dichas muestras son obtenidas a diferentes profundidades del subsuelo y de acuerdo con el "Manual de Obras Cíviles (B.2.1.)" se dividen en:

Muestras Alteradas: son aquellas que no conservan el acomodo estructural de sus partículas, a consecuencia de su extracción, pero mantienen el contenido natural de agua y no han sufrido cambios químicos. Se utilizan para clasificar el suelo y definir la estratigrafía del sitio; en el laboratorio se emplean para identificar el tipo de suelo o roca al que corresponden, mediante la realización de pruebas índice.

Muestras Inalteradas: son las que mantienen el acomodo de sus partículas, donde el contenido de humedad se conserva hasta el máximo posible y no han sufrido cambios químicos; sin embargo, al sacarlas del confinamiento sufren de algunas alteraciones debido al cambio de esfuerzos que presentaban dentro del terreno. Son usadas en el laboratorio para obtener propiedades mecánicas de los materiales, así como también pruebas índice.

Con los datos aportados por la exploración y el laboratorio, el ingeniero civil procederá a establecer algún tratamiento a la roca, un método para el abatimiento del nivel de agua intersticial, utilizar explosivo ó maquinaria especial; con el fin de establecer un procedimiento constructivo para que la cimentación de la estructura se construya sin problemas y brinde seguridad al personal laboral. Existen diversos métodos para realizar la exploración en roca, aquí se mencionarán algunos de los más comunes en la investigación del subsuelo de manera general.

2.1.1 POZO A CIELO ABIERTO²

El pozo a cielo abierto es una excavación de la que se extraen muestras alteradas o inalteradas. Su profundidad es de 3 a 5 m de sección cuadrada de 1.5 a 2.0 metros por lado aproximadamente. Se emplea en estudios someros, en materiales donde se puedan utilizar herramientas de mano como: palas, picos y barretas; aunque en ocasiones se utilizan explosivos en el caso de cantos rodados o bloques de roca. Para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate.

Si los pozos a cielo abierto son excavados en materiales poco estables, se recomienda ademas con marcos estructurales de madera y cuando se excaven más abajo del NAF se instalarán bombas o un sistema de bombeo. A la muestra que se obtenga, se le debe poner una etiqueta con todos los datos del sondeo en la parte superior como son: ubicación, profundidad a la que se sacó, día y la obra a la que pertenece la muestra.

Estos pozos nos permiten observar la columna litológica, características de los materiales que ahí se encuentran, la profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) y afloramientos de roca sana. También se debe llevar un registro indicando de forma gráfica la profundidad de las muestras que se obtengan, el método que se empleó para hacer el pozo y si se utilizaron ademas, las condiciones que presenta el material dentro del pozo y el resultado de pruebas *in situ* que puedan llevarse a cabo.

2.1.2 PERFORACIÓN ROTATORIA³

La perforación rotatoria es un método de exploración directa y es el más indicado para atravesar material rocoso de alta resistencia; su objetivo es conocer el tipo de roca y determinar el echado o dirección de las fracturas de roca.

El dispositivo de la perforación rotatoria, ver la figura 2.1, consiste en un motor conectado a una broca de rotación rápida que corta, desmenuza o muele el material en el fondo del barreno, en pequeñas partículas que se extraen del mismo con agua o fluido de perforación circulante. El agua es inyectada por una bomba en la superficie. Si el barreno tiende a derrumbarse, se emplea ademe metálico y lodo de perforación cuya finalidad será la de revestir y soportar las paredes del pozo sellando los estratos permeables.

Para obtener la muestra de roca, se coloca en el extremo de la tubería de perforación un barril muestreador llamado "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro recuperadora de muestra. La función de la broca es la de hacer un corte anular en la roca, permitiendo obtener un núcleo central que se introduce en el barril muestreador donde quedará retenido; dichos cortes de roca suben a la superficie al bombear un chorro de agua contra las barras del taladro y que también sirve para enfriar la broca de diamante. Una vez que se tiene el barril en la superficie se parte el tubo interno que expone el núcleo de roca, que posteriormente se acomoda en cajas de madera o de plástico, (figura 2.2) ordenado de acuerdo a la profundidad de la cual se extrajo para trasladarlo al laboratorio previamente identificadas y llevar a cabo las pruebas necesarias para determinar sus propiedades índice o mecánicas. Se debe mantener el grado de humedad real "in situ" de las rocas débiles y erosionadas; esto se logra al cubrir con cera los núcleos seleccionados para las pruebas de laboratorio o envolverlos en papel aluminio o en plástico.

Para lograr una buena exploración en roca el técnico o perforista debe considerar los siguientes aspectos, de lo cual también dependerá el tipo de roca:

- ❖ Velocidad de rotación de la broca.
- ❖ Presión del agua usada en la perforación.
- ❖ Presión que se aplica a la broca.
- ❖ Elección de la broca adecuada.

Los barriles muestreadores se fabrican en varios tipos y tamaños según su profundidad de excavación, tipo de roca y el tamaño requerido de la muestra; teniendo longitudes diferentes, aunque los de 1.5 y 3.0 m de largo son los más usados para investigación del terreno. El diámetro pequeño del barril (22.2 o 28.6 mm), se puede usar satisfactoriamente en rocas duras y sanas. En aquellas rocas más débiles se emplea uno de gran diámetro, ya sea de tamaño "N" (54 mm de diámetro) o el tamaño "H" (76 mm de diámetro). En rocas muy débiles desmenuzables o duras, pero muy fisuradas es muy útil el de "PF o ZF" (96 y 165 mm de diámetro respectivamente). El tipo de taladro a utilizar depende de la profundidad del hueco y del tamaño de núcleo que se requiere.

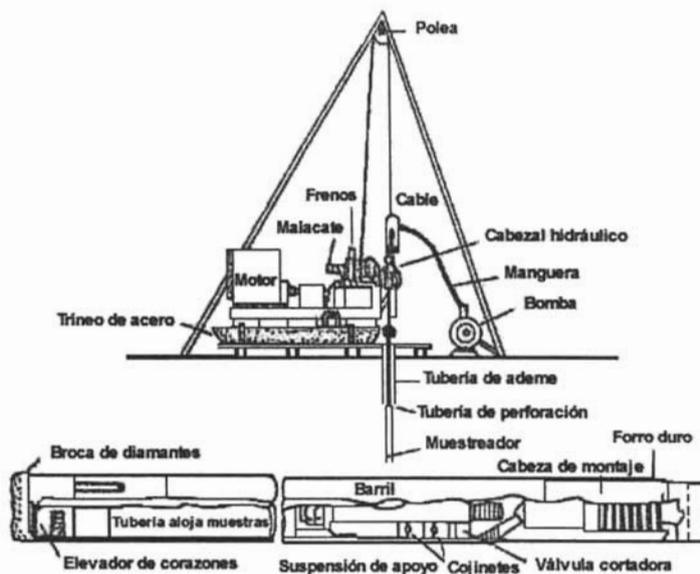


Figura 2.1 Equipo de perforación rotatoria.

Los barriles de muestreo más comunes son de tubo sencillo o de tubo doble, donde este último está diseñado para proteger a la muestra contra la acción del fluido circulante. Las brocas tienen también varios tipos: de diamante, de carburo de tungsteno, de acero duro o del tipo calix. El tipo de taladro a utilizar depende de la profundidad del hueco y del tamaño de núcleo que se requiere.

Los núcleos obtenidos de este método de exploración nos sirven para determinar la calidad de la roca empleando el término RQD, que significa "Índice de Calidad de la Roca", a partir de los núcleos de roca. Este índice fue propuesto por "Deere, D.U., et al., Consideraciones geológicas, España, Blume, 1960" y consiste en la siguiente ecuación expresada en porcentaje:

$$\text{RQD \%} = \frac{\text{Suma de los fragmentos de roca sana mayores a 10 cm}}{\text{Longitud total de exploración en la roca}} \times 100$$

Los pequeños fragmentos con fracturas poco espaciadas, fallas o roca intemperizada son eliminadas, si se da el caso de que por malos manejos o por el proceso de perforación el núcleo de roca se rompe, los fragmentos rotos se deberán unir y contabilizar como una sola pieza, tal vez estos formen la longitud requerida de 10 cm. Un valor RQD se daría para cada tramo perforado de 2 metros; esta operación es sencilla y rápida, y se ejecuta conjuntamente con el registro geológico normal del sondeo. El RQD es una medida de la cercanía de las uniones o facturas en la roca, por lo tanto, está relacionado con la permeabilidad y características de deformación de la masa rocosa.

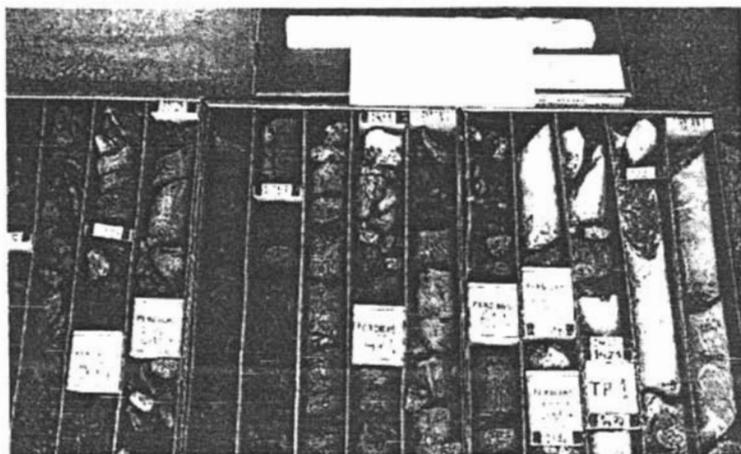


Figura 2.2 Caja portatestigos de sondeo geotécnico en rocas
(Foto de L. González de Vallejo, 2002).

2.1.3 MÉTODOS GEOFÍSICOS DE EXPLORACIÓN⁴

Los métodos geofísicos son técnicas de exploración indirecta cuya labor es la de investigar y proporcionar información sobre el subsuelo del sitio de una obra; dichos métodos nos auxilian en la planeación, construcción y mantenimiento de las obras civiles. Los métodos geofísicos se emplean para detectar la profundidad a la que se encuentra la roca sana, posición del nivel freático, localización de cavidades, encontrar zonas de falla y bancos de materiales entre otros. Entre los métodos más comunes se encuentran el sísmico, eléctrico, magnetométrico, gravimétrico y radiométrico.

A continuación se mencionarán dos métodos de exploración geofísica que son los más utilizados en ingeniería civil para averiguar las características de la roca:

2.1.3.1 MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA

Este método, es una técnica de exploración indirecta, utiliza equipo eléctrico para medir la resistividad eléctrica del suelo, colocando en el terreno 4 electrodos igualmente espaciados y alineados, para tener una idea de la litología del terreno a investigar como se ve en la fig.2.3.

La corriente circula en el terreno a través de dos electrodos y se mide la caída de potencial entre un segundo par de electrodos colocados entre el par anterior y alineados entre sí. Los dos electrodos exteriores se conectan en serie a una batería denominándolos "*electrodos de corriente*" (medida por un Amperímetro), mientras los electrodos interiores son los "*electrodos de potencial*" que se encuentran conectados a un Potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente aplicada en el terreno.

Los electrodos de corriente se componen de varillas metálicas, con punta afilada, en tanto los electrodos de potencia son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre.

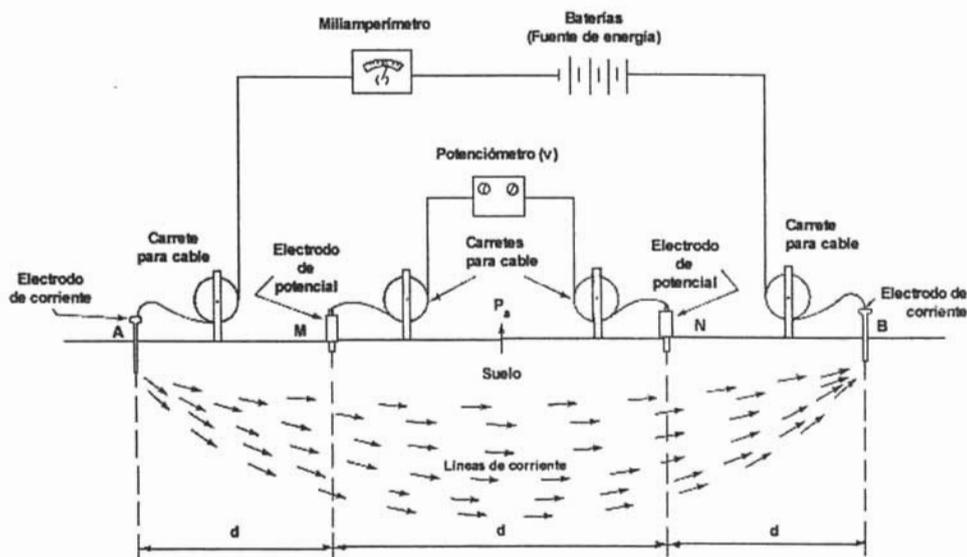


Figura 2.3 Método eléctrico de resistividad.

Los resultados que se obtengan de acuerdo a la intensidad de la corriente, de su caída de potencial y de la separación entre los electrodos ofrecerá una "resistividad aparente" del subsuelo. Si el subsuelo es homogéneo esta resistividad aparente será la que le corresponda, pero, como sabemos, el subsuelo está compuesto por distintos materiales que tendrán su respectivo valor de resistividad aparente debido al conjunto de formaciones existentes en el terreno.

La resistividad se calcula a partir de las lecturas del miliamperímetro "I", del potenciómetro "V" y de la separación entre los electrodos "d", con la siguiente fórmula:

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I}$$

donde:

- ρ = resistividad aparente a la profundidad "h" (ohm-m)
- d = distancia entre electrodos (m)
- I = intensidad de la corriente (amp)
- V = diferencia de potencial (volt)

Los resultados que se obtienen con este método permiten:

- Definir la estratigrafía
- Por correlación, clasificar los suelos y rocas del sitio
- Definir la posición del nivel freático.

La estratigrafía se define de la observación del diagrama de isorresistividades que se obtienen de cada sección de observación con la ecuación anterior. En la tabla 2.1 se muestran los valores de distintas rocas, de acuerdo con los datos de este método. La posición del nivel freático se detecta fácilmente en la sección de isorresistividades.

TABLA 2.1 Resistividad eléctrica de distintos tipos de rocas.

MATERIAL	Resistividad, en ohm-m
Granito	1×10^5
Diorita	1×10^4
Gabro	$1 \times 10^7 - 1.4 \times 10^7$
Gneis	$2 \times 10^5 - 6 \times 10^8$
Pizarra	$6.4 \times 10^2 - 6.5 \times 10^4$
Conglomerado	$2 \times 10^3 - 1.3 \times 10^4$
Arenisca	$7 \times 10^1 - 7 \times 10^3$
Caliza	1.8×10
Arena	$4 - 2.2 \times 10^2$
Suelo	$10 - 1 \times 10^4$

En la exploración de resistividad eléctrica se utilizan principalmente dos arreglos electrónicos que son: Wenner (fig. 2.4) y Schlumberger (fig. 2.5)

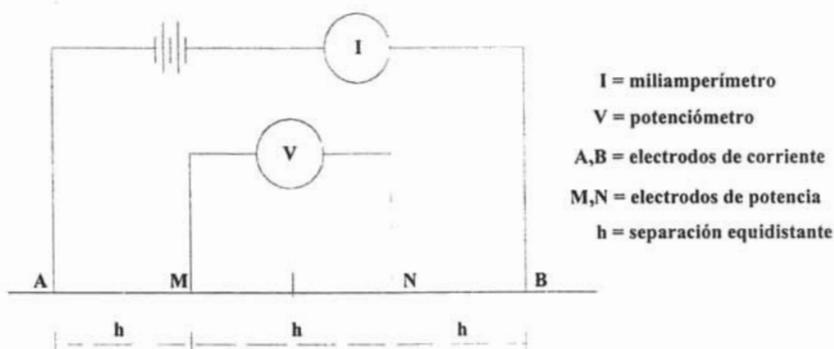


Figura 2.4 Arreglo Wenner.

Estos arreglos consisten en hacer una serie de mediciones con arreglo electródico de 4 polos, para obtener la resistividad a distintas profundidades en un punto dado de la superficie.

Los electrodos de potencial (M, N) se fijan en una posición y se toman varias lecturas moviendo los electrodos de corriente (A, B); cuando las lecturas ya son lejanas, se llega como máximo a una separación $AB = 1/5 MN$, los electrodos de potencial se moverán a una nueva posición fija y se continua la secuencia. También consiste en un arreglo electródico de 4 polos, donde los electrodos quedan en una línea con separación equidistante "h", el sondeo se realiza al mantener el centro del arreglo fijo y al incrementar la separación "h".

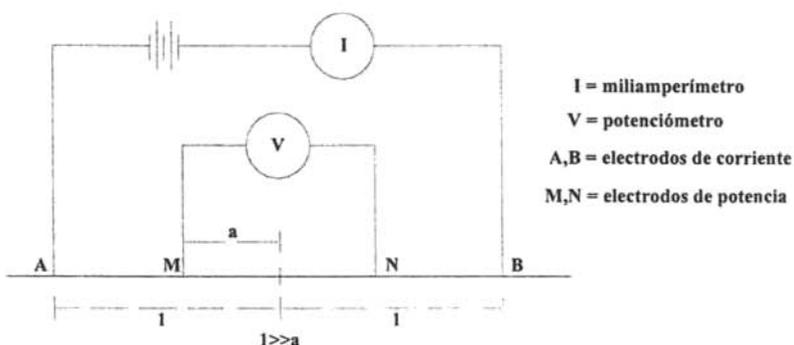


Figura 2.5 Arreglo Schlumberger.

El arreglo Schlumberger es más efectivo si las formaciones geológicas sobre las que se aplica tienen un echado menor de 30° y su resistividad es homogénea lateralmente y contrastante verticalmente, el relieve no debe ser muy abrupto.

2.1.3.2 MÉTODO SÍSMICO DE REFRACCIÓN

El Método Sísmico de Refracción tiene como principal objetivo la localización y profundidad de los estratos o formaciones dotadas de gran velocidad de propagación. La velocidad de propagación de las ondas debe aumentar con la profundidad; esto consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas longitudinales sísmicas, generadas por una pequeña explosión o impacto, las cuales serán captadas por los geófonos que envían su señal a un sismógrafo receptor y con esta información se calcula la velocidad de propagación de las ondas. La información que se obtenga del sismógrafo sirve para elaborar una gráfica de tiempo-distancia denominada como "domocrónica" que permite definir la velocidad de propagación de las ondas del terreno

El equipo consta de:

- Un dispositivo generador de la onda, que puede ser un explosivo o un marro instrumentado con un sensor del impacto.
- El conjunto de geófonos electromagnéticos que al vibrar con el suelo emiten una señal eléctrica.

- El sismógrafo receptor (figura 2.6) que recibe la señal de los geófonos en galvanómetros de espejo y que la registra en papel fotosensible como el de la figura 2.7.

Se requieren distancias largas de observación y se utiliza principalmente en la exploración de capas someras con fuertes contrastes de velocidad.

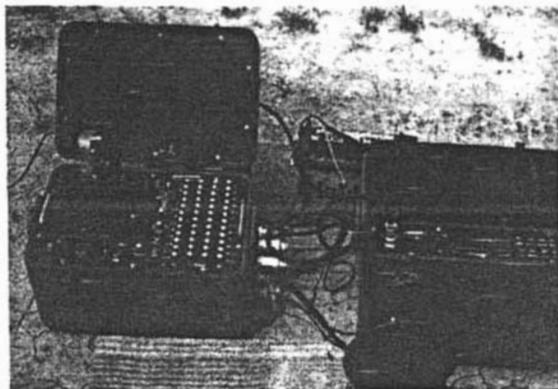


Figura 2.6 Sismógrafo ES-2415F de EG&G.

La principal aplicación de la prospección geosísmica es la de determinar la profundidad de la roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa. La interpretación de esta prueba siempre debe correlacionarse con la información de sondeos convencionales con extracción de muestras, porque tiene la limitación básica de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan.

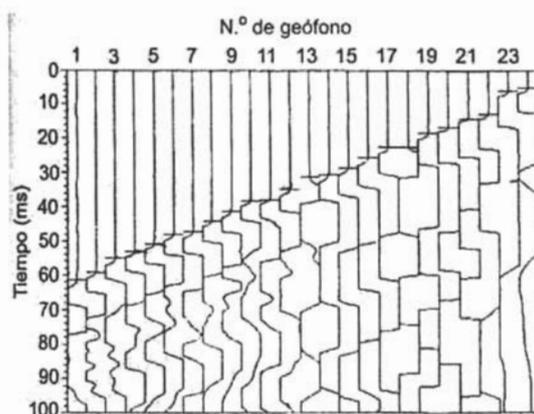


Figura 2.7 Ejemplo de sismograma en sismica de refracción.

La predicción de la clasificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos como se muestra en la Tabla 2.2

La siguiente fórmula se emplea para determinar la profundidad de la capa una vez que se obtienen las velocidades y distancias críticas, si son varias capas:

$$P = \frac{Xc}{2} \frac{V2 - V1}{V2 + V1}$$

donde:

P = profundidad de la capa.

Xc = distancia crítica (m).

V1 y V2 = son las distintas velocidades que se obtienen de la domocrónica.

TABLA 2.2 Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diversos materiales representativos.

MATERIAL	VELOCIDAD, en m/seg.
Suelo	170-500
Arcilla	1000-2800
Lutita	1800-3800
Arenisca	2400-4000
Caliza	3000-5700
Mármol	3500-6000
Gabro	4000-7000
Granito	4000-5600
Gneiss	5100-7500
Esquisto o pizarra	2290-4700
Cuarcita	5000-6500
Agua (depende de la temperatura y contenido de sales)	1430-1680

Una ventaja de utilizar los métodos geofísicos para la exploración del subsuelo, es que permite cubrir grandes áreas y profundidades del terreno en estudio en poco tiempo y a un costo menor que otras técnicas de exploración. La información que proporciona estos métodos permitirá elaborar la planeación y ejecución de exploraciones directas a detalle ya que se tiene un primer aspecto del subsuelo por lo que se obtendrá un perfil estratigráfico más detallado de la zona donde se construirá la obra.

2.2 PROPIEDADES ÍNDICE EN ROCAS

Las propiedades índice de las rocas se determinan en laboratorio o en el campo y nos permiten obtener una idea cualitativa del posible comportamiento de la roca y entre las más comunes están las que se mencionan a continuación.

2.2.1 MINERALOGÍA⁵

Es la descripción de la roca indicando su mineralogía, textura, tipo de cementación, color entre otras. La mineralogía influye en el comportamiento de la roca como la resistencia mecánica de la masa rocosa. Se puede hacer una descripción visual en el sitio y en el laboratorio se emplean microscopios para conocer aspectos de textura, grado de alteración, etc.

2.2.2 POROSIDAD⁶

La porosidad de una roca es el resultado del cociente que se obtiene al dividir su volumen de vacíos, entre el volumen total de la muestra, la cual se expresa en porcentaje como se indica en la ecuación:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

donde:

- n** = porosidad en porcentaje
- V_v** = volumen de vacíos
- V_m** = volumen de la muestra

Las rocas son materiales porosos que presentan oquedades de formas diversas, los valores oscilan entre un 20 y 0.1%; estos valores dependen del tipo de roca, así como su historia geológica y el tratamiento que ha tenido. La porosidad, en el caso de la ingeniería civil, es correlacionable con el peso volumétrico, la deformabilidad, la resistencia y la velocidad de las ondas sísmicas que pertenecen a rocas de la misma formación litológica.

La prueba de Porosidad se realiza mediante un dispositivo que está constituido por un tubo de vidrio en forma de "U" (figura 2.8). La rama derecha de este tubo, de 70 cm de largo, termina en una llave, R₁; la izquierda, de 10 cm de altura, tiene un depósito cilíndrico "C" con dimensiones que permiten utilizarlo como portamuestras. El portamuestras, "C", debe quedar cerrado herméticamente, lo que se puede lograr mediante un sistema de contacto de superficies ásperas engrasadas entre el portamuestras propiamente dicho y su tapa semiesférica. Esta tapa va conectada a un tubo de sección transversal de 50 cm de longitud y con una llave, R₂, en su extremo superior. En el punto más bajo del tubo de vidrio se tiene una tercera rama provista de una llave R₃, y un receptáculo móvil lleno de mercurio, "H".

El procedimiento de medición de la porosidad es el siguiente:

1. Se introduce la muestra en el portamuestras "C" y se abren las llaves R₁, R₂ y R₃.
2. Desplazando el volumen "H", se fija el nivel del mercurio inmediatamente abajo de las llaves R₁ y R₂.
3. Se cierran las llaves R₁ y R₂.
4. Se desplaza el receptáculo "H", hasta alcanzar el nivel inferior del portamuestras "C".
5. Se cierra la llave R₃ y se deja descansar el volumen "H" en su apoyo "S". En estas condiciones, el aire contenido en la muestra se desprende y sube hasta ocupar cierto volumen cerca de la llave R₂.
6. Se abren las llaves R₁ y R₂ y se desplaza "H" hasta que coincidan los niveles del mercurio en las dos ramas del tubo de vidrio.
7. Se mide el volumen del aire de la rama 2, que en estas condiciones está bajo la presión atmosférica y se tomará como el volumen de vacíos, V_v.

La porosidad, n por ciento, será el cociente del volumen de vacíos V_v entre el volumen de la muestra V_m, multiplicado por 100. Con un minuto de permanencia de la muestra después del quinto paso es suficiente.

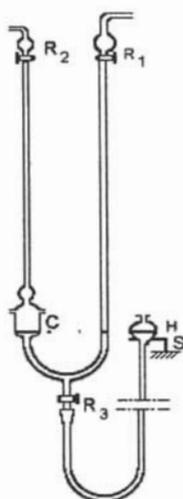


Figura 2.8 Porosímetro de Farran y Thénóz (Manual de Obras Civiles B.3.4, CFE, 1979).

2.2.3 CONTENIDO DE AGUA⁷

El contenido de agua de una muestra rocosa es la relación entre el peso del agua contenida en una roca y el peso de su fase sólida; el cual se expresa en porcentaje:

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_m(\text{nat}) - W_m(\text{seco})}{W_m(\text{seco})}$$

donde:

Wm(nat) = peso del material en estado natural

Wm(seco) = Ws = peso del material seco

Ww = peso del agua

Ws = peso de los sólidos

El contenido de agua está muy ligado a la porosidad. En ciertos materiales porosos, se ha observado que la disminución de la resistencia al variar el contenido de agua es muy grande; a mayor contenido de agua menor resistencia y viceversa.

2.2.4 PESO VOLUMÉTRICO⁸

El peso volumétrico γ_m de una muestra de roca con la humedad natural se define como la relación entre su peso W_m y su volumen V_m .

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Donde:

γ_m = peso volumétrico

Wm = peso de la muestra

Vm = volumen de la muestra

El peso volumétrico seco (γ_d) es el cociente del peso de la muestra seca (W_s), entre el volumen de la muestra (V_m). La determinación del peso y el volumen de una muestra cilíndrica en estado natural se hace pesándola en el aire, suspendida de una balanza y luego pesándola sumergida en mercurio, puesto que se supone que la roca es impermeable al mercurio.

El procedimiento para obtener en laboratorio los pesos volumétricos natural y seco de una muestra de roca como se ilustra en la figura 2.9 es el siguiente:

1. Se pesa la muestra con su humedad natural (se obtiene P_m).
2. Se seca al horno durante 24 horas a 105°C, se enfría posteriormente dentro de un recipiente hermético y se pesa (se obtiene P_s).
3. Mediante la balanza se obtiene el volumen de la muestra V_m de la manera siguiente: en el platillo izquierdo se coloca una tara de igual peso de la muestra, y abajo del derecho la muestra sumergida en un recipiente que contiene mercurio. En el platillo derecho, además del peso propio de la muestra, se tiene el empuje ascendente que sufre la muestra y el peso de taras conocidas "X", para equilibrar la balanza. De este modo se puede establecer la ecuación siguiente:

$$P_m = X - 13.6V_m + W_m$$

$$X = 13.6 V_m \quad \Rightarrow \quad V_m = \frac{X}{13.6}$$

$$\gamma_m = \frac{13.6 W_m}{X}$$

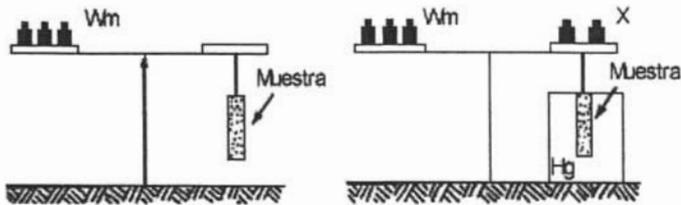


Figura 2.9 Ensayo para determinar el volumen de la muestra.

de donde se obtiene el valor de V_m ; entonces el peso volumétrico natural es:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

y el peso volumétrico seco se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

2.2.5 ABSORCIÓN DE AGUA⁹

Las rocas al estar sometidas al intemperismo sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógicas, en otras palabras, se alteran. Con respecto a esto se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad. El grado de alteración de la roca se obtiene para conocer su estado presente; en cambio la alterabilidad es la capacidad de la roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales que existen en el lugar.

El grado de alteración de una roca "i", se obtiene en laboratorio por medio de la prueba de "Absorción de Agua" y su procedimiento es el siguiente:

1. Se seca la muestra de roca al horno a $105 \pm 2^\circ\text{C}$ durante 2 h, aproximadamente, y se pesa, obteniéndose P_1 .
2. Se sumerge en agua durante 1/2 a 1 1/2 h y se pesa, obteniéndose P_2 .
3. Se calcula el valor de "i", empleando la ecuación siguiente:

$$i (\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100$$

donde:

P_1 = peso de la muestra secada en horno a 105°C

P_2 = peso de la muestra saturada, sumergiéndola en agua después de secarla.

Este grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca ya que a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material.

2.2.6 PERMEABILIDAD¹⁰

En el laboratorio se mide el coeficiente de permeabilidad al aire y la variación con el tiempo de la permeabilidad al agua. El valor del coeficiente de permeabilidad al aire es un índice del estado de alteración de la roca, y la variación de la permeabilidad al agua es indicativa de la alterabilidad de la roca.

a) Permeabilidad al aire

La prueba consiste en hacer pasar aire a través de la muestra de roca con el aparato mostrado en la figura 2.10, y el procedimiento de la prueba es el siguiente:

1. Se coloca el espécimen en el portamuestra, se sella lateralmente y se tapa.
2. Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio.
3. Se cierra la comunicación al vacío.
4. Se destapa el portamuestra; entonces, el aire pasa a través de la muestra, bajando, en consecuencia, la columna de mercurio. Se mide la variación de la columna de mercurio en un tiempo determinado.

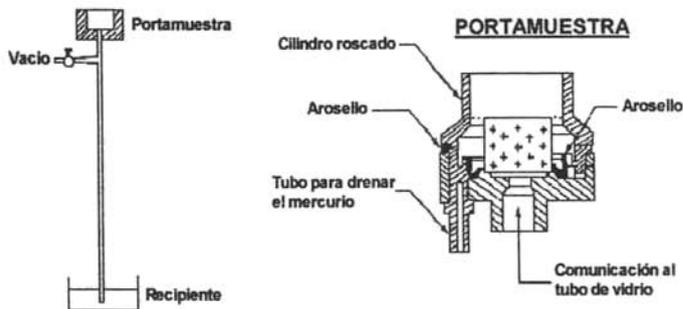


Figura 2.10 Aparato de medición de la permeabilidad del aire.

La permeabilidad al aire se calcula mediante:

$$k = \frac{aL}{At} \left[\frac{1}{13.6} \ln \frac{h_2}{h_1} + \frac{h_1 - h_2}{p} \right]$$

donde:

h_1, h_2 = alturas inicial y final de la columna de mercurio.

a = área de la sección transversal del tubo.

A = área de la sección transversal del espécimen.

L = espesor del espécimen.

p = presión atmosférica.

t = intervalo de tiempo correspondiente al cambio $h_1 - h_2$ de la columna de mercurio.

b) Permeabilidad al agua

Esta prueba consiste en hacer pasar agua a través de la muestra con carga constante. El agua debe ser la misma con la que la roca estará en contacto en el campo. Si la permeabilidad varía con el tiempo o la composición química del agua filtrada a través de la muestra se modifica, la alterabilidad de la roca es alta.

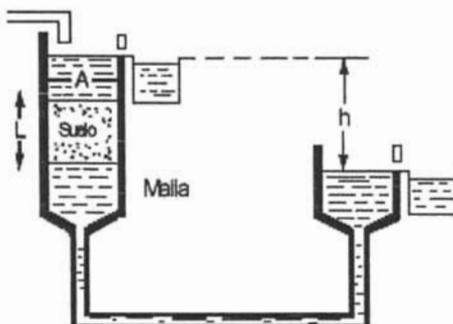


Figura 2.11 Permeámetro de carga constante.

Existen 3 formas de determinar el coeficiente de permeabilidad: mediante el permeámetro de carga constante (figura 2.11), el permeámetro de carga variable y el permeámetro radial.

2.2.7 SENSITIVIDAD¹¹

El concepto de sensibilidad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua, en función del estado de esfuerzos aplicado.

La muestra de prueba está formada por un corazón de 60 mm de diámetro y 150 mm de longitud con una perforación en la parte central. En el extremo superior del conducto central, de 12 mm de diámetro y 100 mm de largo, se adapta un tubo metálico pegado a la roca con araldita. Las pruebas de permeabilidad se efectúan provocando un flujo radial de agua a través de la muestra, el flujo puede ser convergente o divergente.

- ❖ **Flujo convergente:** (presión hidráulica exterior) provocará esfuerzos de compresión y originará que las fisuras se cierren.
- ❖ **Flujo divergente:** (presión hidráulica interior) producirá esfuerzos de tensión y ocasionará que las fisuras se abran.

En el 1er. caso, la muestra se introduce en un recipiente hermético alimentado con agua a presión, "p". El conducto central que comunica con el exterior del recipiente, colecta el agua de filtración. En el 2do. caso el agua a presión se inyecta en el conducto central de la muestra y se mide el gasto de filtración que fluye a través de la superficie lateral de la muestra. En la figura 2.12 se ilustran estos tipos de flujo.

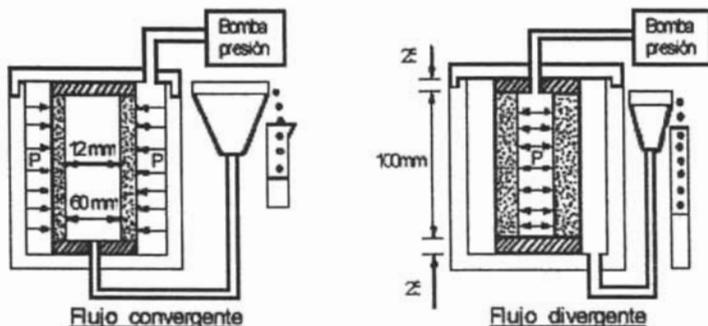


Figura 2.12 Tipos de flujo para obtener la sensibilidad de una muestra de roca.

La presión provocada por el flujo divergente no deberá ser muy grande, ya que puede ocasionar falla por tensión. A partir de los resultados de estas pruebas, se define a la sensibilidad como el cociente de la permeabilidad medida cuando el flujo es divergente entre la medida al ser este convergente:

$$S = \frac{K_{div}}{K_{con}}$$

donde:

K_{div} = permeabilidad de la roca cuando se aplica flujo divergente ($P = 1 \text{ kg/cm}^2$)

K_{con} = permeabilidad de la roca cuando se aplica flujo convergente ($P = 50 \text{ kg/cm}^2$)

2.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS

Las propiedades mecánicas de las rocas son de tipo cuantitativo que nos permiten predecir el comportamiento de los macizos rocosos. Las propiedades mecánicas más importantes son la deformabilidad, la resistencia y la permeabilidad. A continuación se expresan algunas de ellas.

2.3.1 ENSAYE DE COMPRESIÓN SIMPLE¹²

El propósito de este ensayo es el de determinar la resistencia a compresión del terreno con fines de ingeniería. La prueba consiste en aplicar un esfuerzo axial de compresión sin confinamiento en especímenes de roca, que generalmente son cilindros de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros. Para cada incremento de carga se mide la deformación longitudinal del espécimen hasta que se produce la rotura de la probeta en ensaye.

Las deformaciones que sufre el espécimen de roca se miden mediante comparadores o bandas extensométricas. Durante la prueba se va registrando la curva esfuerzo-deformación de la probeta de roca. Se deben realizar al menos 5 ensayos para la caracterización de la matriz rocosa.

La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla, dicho esfuerzo se calcula comúnmente en MPa o KPa (1 MPa = 1000 KPa = 10.197 kg/cm²). La resistencia de las rocas en este ensayo varía de 5 a 400 Mpa, lo cual da origen a una serie de divisiones mostradas en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Clasificación de las rocas de acuerdo con su resistencia a la compresión simple

RESISTENCIA EN MPa	CONDICIÓN	DESCRIPCIÓN DE LAS ROCAS
5- 20	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas.
20 – 40	Débil	Sedimentarias y esquistos débilmente cementados.
40 – 80	Resistencia media	Sedimentarias competentes; y rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja.
80 – 160	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas; y algunas areniscas de grano fino.
160 – 320	Resistencia muy alta	Cuarzitas; rocas ígneas densas de grano fino.

La resistencia a la compresión uniaxial de las rocas depende de la influencia de factores externos e internos. Entre los factores externos que no dependen de la naturaleza de la roca están la fricción entre platina y superficie de la roca, la geometría de la probeta, la velocidad de carga y la temperatura ambiente.

Para el caso de los factores internos que influyen en la resistencia de la roca son: el tipo de roca, su mineralogía, grado de cementación, textura, elasticidad y plasticidad de la roca, porosidad, fisuramiento, entre otras. En la figura 2.14 se muestra un espécimen de roca preparado para el ensayo de compresión simple.

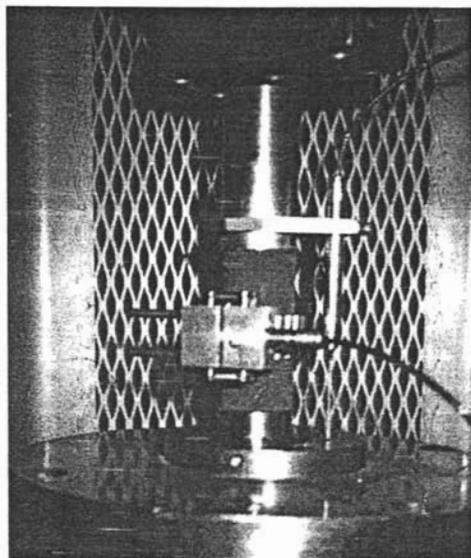


Figura 2.13 Probeta preparada para ensayo de compresión simple (foto M. Ferrer, 2002).

2.3.2 ENSAYE DE COMPRESIÓN TRIAXIAL¹³

Los ensayos de compresión triaxial simulan los esfuerzos que soporta la muestra de roca *in situ* mediante la aplicación de presión hidráulica uniforme alrededor de la probeta.

La figura 2.15 muestra un corte esquemático de una cámara de compresión triaxial diseñada para medir la presión de poro. En la mayoría de los laboratorios se emplean equipos para ensayar muestras de roca de forma cilíndrica de 5 a 7.5 cm de diámetro. El equipo consiste en una base, cabeza, mangueras, deformímetros, manómetros y accesorios.

El ensayo se realiza sobre probetas de roca que se introducen en cilindros de acero en cuyo interior se aplica la presión hidráulica sobre las paredes de la probeta. Esta se rodea de una membrana impermeable flexible para aislarla del líquido a presión que puede ser agua o aceite. Al inicio de la prueba se aplican simultáneamente la carga axial y la presión confinante, de tal forma que sean aproximadamente iguales a los rangos de ambos esfuerzos. Una vez alcanzado el nivel de presión confinante deseado, se aplica carga axial hasta conseguir la rotura de la probeta. La presión confinante debe mantenerse constante durante todo el ensayo.

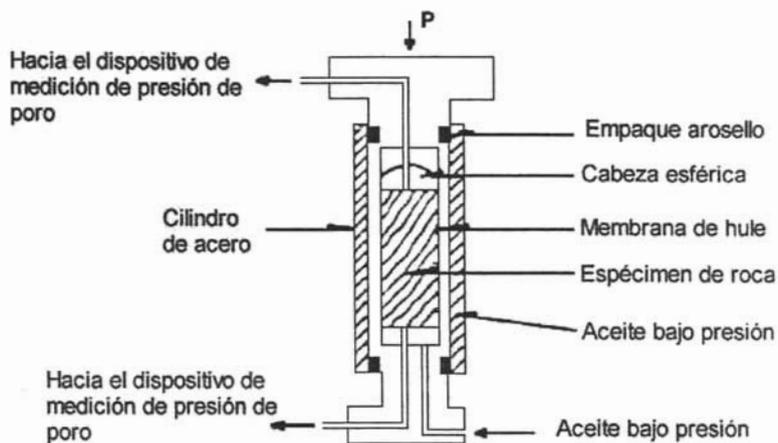


Figura 2.14 Corte esquemático de una cámara triaxial diseñada para medir la presión de poro.

Los datos que se registran durante el ensaye son la carga axial, la deformación axial y el ángulo del plano de fractura. Los resultados que se obtengan con esta prueba dependerán de las características de la roca y de la presión confinante aplicada.

El valor de la resistencia compresiva para un determinado valor σ_3 se obtiene dividiendo la fuerza aplicada por la sección de la probeta. La resistencia de pico variará en cada caso, la cual irá en aumento de acuerdo a σ_3 .

ANÁLISIS DE LAS PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE Y TRIAXIAL

Para analizar los resultados de los ensayos de compresión deben trazarse sus círculos de falla de Mohr. Los círculos de Mohr de pruebas de compresión simple son tangentes al eje de las coordenadas y los de las triaxiales se localizan a una distancia de este eje igual al valor del esfuerzo confinante efectivo (figura 2.15). En ensayos drenados los esfuerzos normales aplicados, σ'_1 y σ'_3 , son los normales aplicados, σ_1 y σ_3 menos la presión de poro, "u".

Se dibuja la envolvente de los círculos de falla y la resistencia al corte se interpreta, tomando en cuenta la Ley de Coulomb:

$$R_c = c + \sigma' \tan \phi$$

donde:

R_c = resistencia al corte.

ϕ = ángulo de fricción interna.

c = cohesión o resistencia al corte cuando $\sigma' = 0$

σ' = esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de corte $\sigma' = \sigma - u$, donde σ = esfuerzo normal externo y u = presión de poro.

Las envolventes de falla de las rocas son, en general, curvas. Los parámetros c y ϕ de Coulomb definen la posición de intervalos limitados que pueden considerarse rectos. La posición de éstos se selecciona conforme al nivel de esfuerzos del problema de interés.

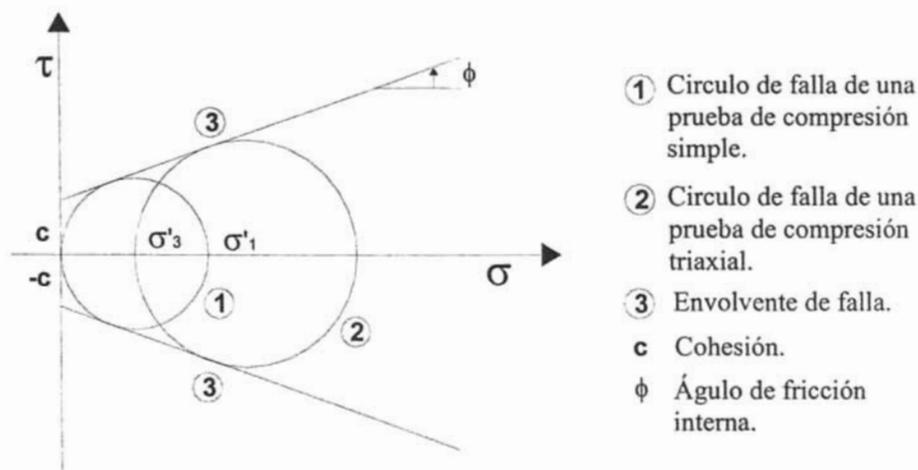


Figura 2.15 Círculos de Mohr y envolventes de falla de una prueba de compresión simple y una triaxial.

2.3.3 ENSAYES DE TENSIÓN¹⁴

2.3.3.1 ENSAYE DE TENSIÓN AXIAL O DIRECTA

Esta prueba consiste en medir directamente la resistencia uniaxial de un cilindro de roca, para lo cual existen dos técnicas. Una consiste en transmitir la carga de tensión axial al espécimen de roca con casquetes metálicos cementados en sus extremos. La resistencia se obtiene con la siguiente expresión:

$$R_t = F_t/A$$

donde:

R_t = resistencia a la tensión, cuando la muestra falla.

F_t = es la fuerza de la tensión máxima aplicada a la muestra al momento de la falla.

A = es el área de la muestra sobre la que se aplica la carga.

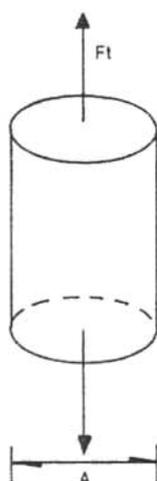


Figura 2.16 Prueba de tensión directa

En la otra técnica, la carga de tensión se aplica a los especímenes con mordazas ajustadas a sus extremos, que son de mayor sección transversal que la zona central del espécimen donde se produce la falla.

PRUEBA CENTRÍFUGA

Otro método poco usual de obtener la resistencia a la tensión, es empleando una máquina centrífuga en la que se introduce el espécimen de roca de 3.6 cm de diámetro y 18.0 cm de longitud en un recipiente cilíndrico de acero de longitud algo mayor, que se puede girar según el eje ortogonal central. Al iniciar la rotación, el espécimen se desliza, apoyándose sobre una de sus bases en el interior del recipiente, creándose en el espécimen un estado de esfuerzos de tensión no uniforme que alcanza su valor máximo en su parte media.

Conociendo la velocidad " ω " y la densidad de la roca " ρ ", el esfuerzo a una distancia " x " de uno de los extremos de la probeta es:

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \rho \omega^2 (Lx - x^2)$$

donde:

L = longitud del espécimen

ρ = cociente del peso específico entre la aceleración de la gravedad.

ω = velocidad angular

x = distancia

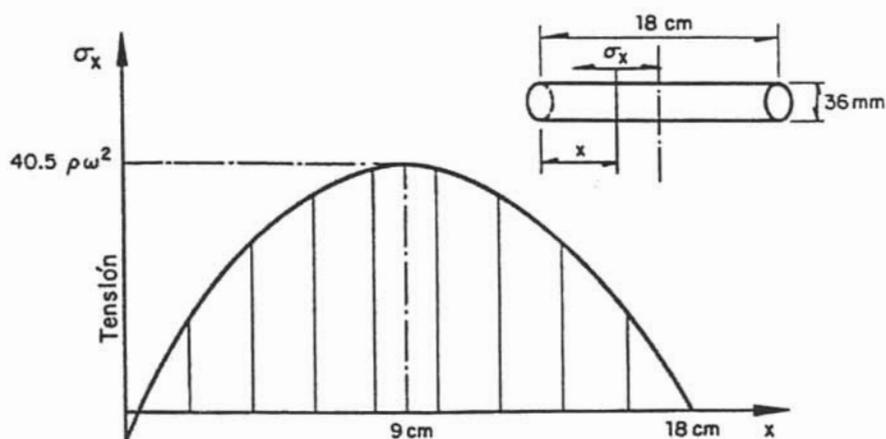


Figura 2.17 Distribución de esfuerzos longitudinales en una probeta durante la prueba centrífuga.

2.3.3.2 ENSAYE DE TENSIÓN BRASILEÑA O INDIRECTO

Este ensayo de laboratorio consiste en medir la resistencia a tensión uniaxial de una muestra de roca indirectamente. En esta prueba se somete un espécimen cilíndrico de roca a compresión diametral produciéndose esfuerzos de tensión σ_y , y de compresión σ_x , como se indica en la figura 2.18.

La probeta se coloca de forma horizontal entre dos placas a través de las cuales se transmite la fuerza, hasta el punto de rotura de la muestra. Se manejan placas planas o esféricas cóncavas para transmitir las cargas que deberán ser perfectamente paralelas. Este ensayo permite representar el comportamiento de la roca en las zonas de los macizos en los que se inducen esfuerzos de tensión al realizar excavaciones o aplicar cargas.

Los valores máximos que se obtienen de estos esfuerzos son mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_x = 6P/\pi DL \quad \text{de compresión (verticalmente)}$$

$$\sigma_y = 2P/\pi DL \quad \text{de tensión (horizontalmente)}$$

donde:

P = carga que produce la rotura

D = diámetro del espécimen

L = longitud del espécimen

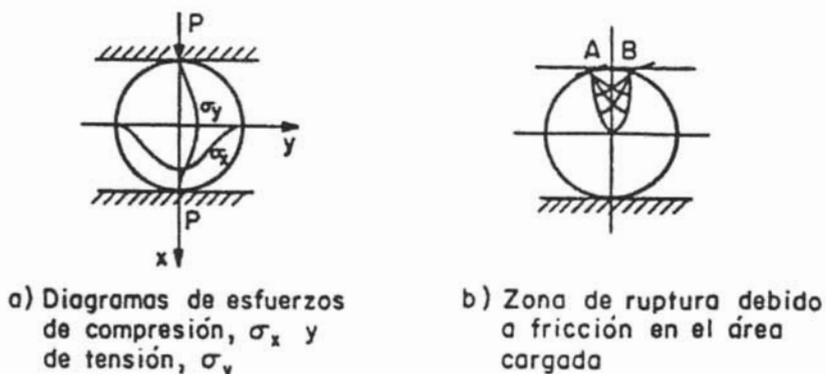


Figura 2.18 Prueba Brasileña.

2.3.3.3 PRUEBA DE FLEXIÓN

La prueba de flexión también permite determinar la resistencia a la tensión de la roca, la cual consiste en someter a un espécimen de roca simplemente apoyado en sus dos extremos, como una viga, a una carga en el centro de la longitud o claro (figura 2.19). Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca, el espécimen falla.

Los ensayos de flexión permiten representar el comportamiento de estratos que forman el techo de excavaciones subterráneas.

La resistencia de tensión a la flexión se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F = PLy_0 / 2I$$

donde:

F = resistencia de tensión a la flexión.

P = carga máxima aplicada al momento de la falla

L = longitud o claro de la muestra medido entre los puntos de apoyo.

I = momento de inercia de la sección transversal de la viga. (Para una sección transversal circular de radio R, $I = R^4 / 4$, y para una sección transversal rectangular, $h \times b$, $I = bh^3/12$).

y_0 = distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de la tensión.

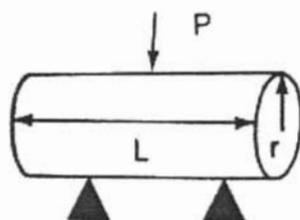


Figura 2.19 Prueba de Flexión.

2.3.4 ENSAYES DE CORTE¹⁵

La resistencia al corte es una propiedad tanto de la roca intacta como de las juntas o planos de debilidad de los macizos rocosos.

La prueba consiste en provocar una falla por corte a través del material intacto en un plano seleccionado previamente o a través de un plano de debilidad preexistente. La muestra se prepara con una ranura o cementándola en un molde como se observa en la figura 2.20.

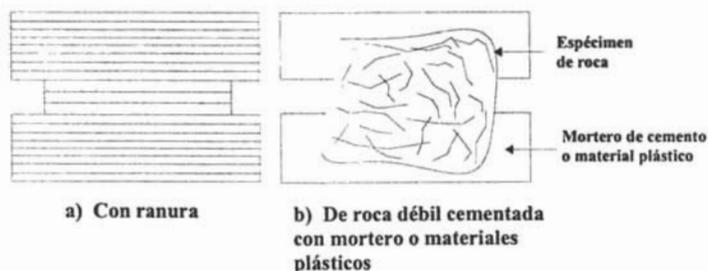


Figura 2.20 Especímenes de roca para pruebas de corte simple.

Existen diferentes procedimientos de laboratorio para obtener la resistencia al corte como el de la figura 2.21, donde se muestra una máquina con la cual pueden ensayarse especímenes de 80 a 100 cm. El espécimen se acopla a los bloques de concreto y la carga se aplica mediante gatos hidráulicos.

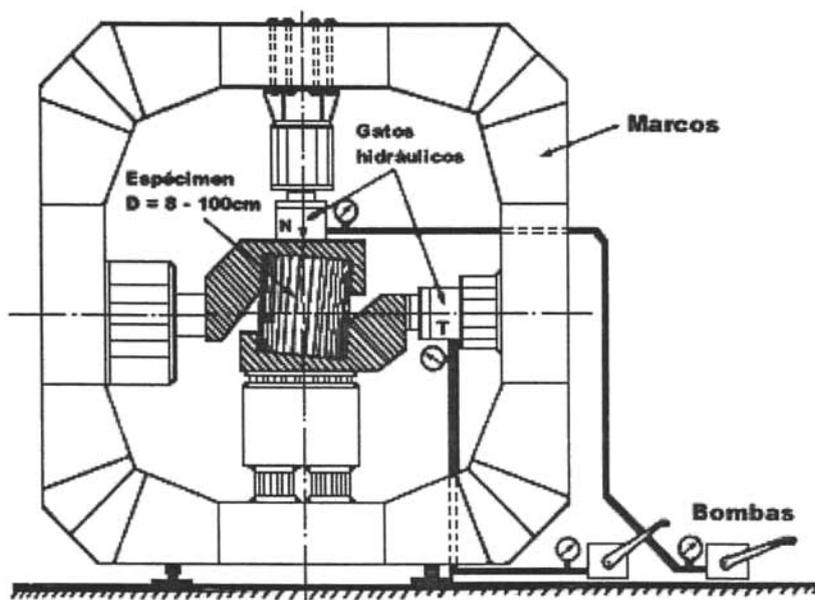


Figura 2.21 Dispositivo para el ensayo de corte directo.

Las pruebas de corte simple o directo se efectúan aplicando al espécimen una carga normal constante "N", y una carga tangencial, "T", que se incrementa desde cero hasta un valor máximo. Durante el ensayo se miden los desplazamientos vertical y horizontal de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior. En la figura 2.22 se presentan las gráficas esfuerzo-deformación resultantes. La curva "I" representa la relación del esfuerzo con la deformación horizontal, y la curva "II" con la deformación vertical del espécimen durante la prueba.

Al aumentar la carga tangencial, "T", manteniendo constante la carga normal, "N", se incrementan los esfuerzos cortantes, " τ ", hasta llegar a un máximo, " $\tau_{m\acute{a}x}$ ", en el cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. La parte superior del espécimen posee mayor libertad para desplazarse y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente. El esfuerzo tangencial decrece hasta un valor constante, " $\tau_{\acute{u}lt}$ ", que representa las fuerzas de fricción entre las dos partes del espécimen. Los desplazamientos horizontales aumentan enormemente y los verticales alcanzan un valor constante.

El esfuerzo " $\tau_{m\acute{a}x}$ " corresponde a la resistencia de la roca al cortante; el esfuerzo $\tau_{\acute{u}lt}$ representa las fuerzas de fricción dentro del espécimen y permite determinar el ángulo de fricción.

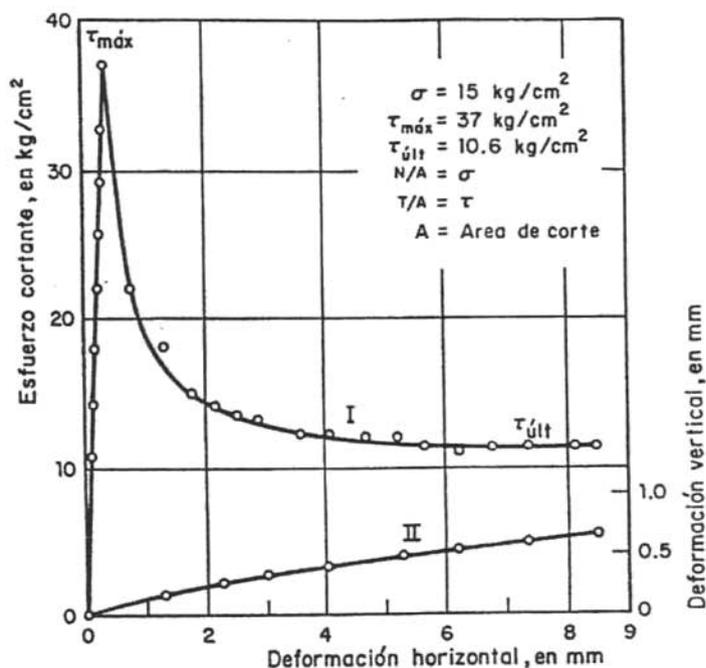


Figura 2.22 Gráfica esfuerzo-deformación para la prueba de corte simple.

2.3.5 DEFORMABILIDAD¹⁶

El módulo de elasticidad estático "E", y la relación de Poisson, "ν" de una muestra de roca se obtienen en el laboratorio al momento de la ejecución de la prueba de compresión uniaxial o simple, ya que tiene instrumentos de alta precisión que registran esta información. Las deformaciones se miden en la dirección de la carga y perpendicularmente a ella.

A partir de estos datos se traza una gráfica esfuerzo-deformación en dirección paralela a la aplicación de la carga. Se puede observar que la deformación no varía linealmente con la carga, por lo general tendremos una curva como la de la figura 2.23 de donde es posible obtener tres tipos de módulos de deformabilidad que se diferencian entre sí por la forma de obtenerse:

- E_i = módulo inicial
- E_t = módulo tangente
- E_s = módulo secante

En cuanto a la relación de Poisson la obtenemos dividiendo la deformación longitudinal entre la deformación transversal:

$$V = \frac{E_l}{E_t}$$

donde:

v = relación de Poisson

E_l = deformación longitudinal

E_t = deformación transversal

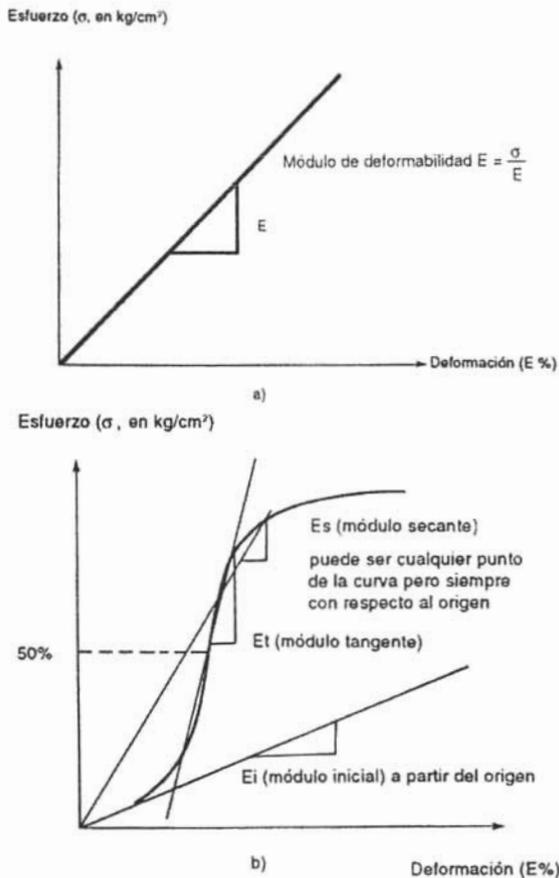


Figura 2.23 Obtención del módulo de deformabilidad estático.

2.3.6 ENSAYES *IN SITU*¹⁷

2.3.6.1 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

La determinación de la resistencia al corte de una roca está basada en el estudio de sus discontinuidades, en las cuales es más posible que la roca falle.

La prueba de corte directo se lleva a cabo si aislamos un espécimen prismático de roca de la masa rocosa total, el cual debe estar limitado en su cara inferior por una discontinuidad. Sobre la cara superior de la muestra se ejerce una fuerza constante normal al plano potencial de falla, mientras simultáneamente se aplica, en incrementos, un esfuerzo tangencial que induce la falla del bloque. Esta prueba, muy sencilla en su concepto, presenta problemas en su realización: determinación de la orientación de las fuerzas aplicadas, velocidad de carga, condiciones de saturación de la muestra, etc. En la figura 2.24 se muestra un esquema de montaje de esta prueba.

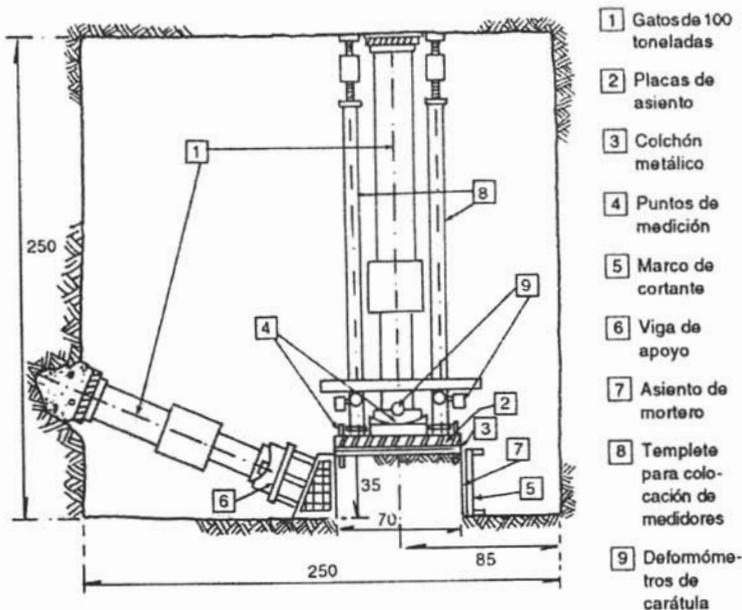


Figura 2.24 Montaje de la prueba de corte directo in situ.

La resistencia máxima al corte está definida por la ecuación:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi_{\max} + c$$

donde:

- τ = esfuerzo resistente al corte
- σ = es el esfuerzo normal al plano ensayado
- ϕ_{\max} = es el ángulo de fricción máximo
- c = es la cohesión

2.3.6.2 DEFORMABILIDAD

La deformabilidad de una masa rocosa es uno de los parámetros más importantes que rigen su comportamiento. Se expresa como un módulo que correlaciona el esfuerzo aplicado al terreno y a la deformación resultante, que se le denomina *Módulo de Deformación*.

Este módulo es la relación del esfuerzo y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga sobre un macizo rocoso, incluyendo su comportamiento elástico e inelástico.

Como los macizos rocosos son medios discontinuos por la existencia de fallas, fracturas, planos de estratificación, cavidades naturales, entre otros elementos estructurales, se realizan las pruebas in situ para que involucren el mayor volumen de roca posible con el fin de obtener datos representativos del terreno.

En esas condiciones resulta impropio utilizar el valor del módulo de deformación determinado en el laboratorio, obtenido de probetas de roca de dimensiones reducidas, para diseñar estructuras de grandes dimensiones (como una casa de máquinas subterránea).

Un valor realista de la deformabilidad de la masa rocosa afectada, se puede determinar con métodos estáticos o dinámicos. A continuación se presentará un método por procedimiento para determinar en el campo el módulo de deformabilidad.

PROCEDIMIENTO ESTÁTICO: PRUEBA DE PLACA

Una de las primeras y que más frecuentemente se usa. Consiste en colocar una placa circular sobre la roca por ensayar (figura 2.25). Sobre esta placa se aplica una carga y se mide la deformación superficial resultante.

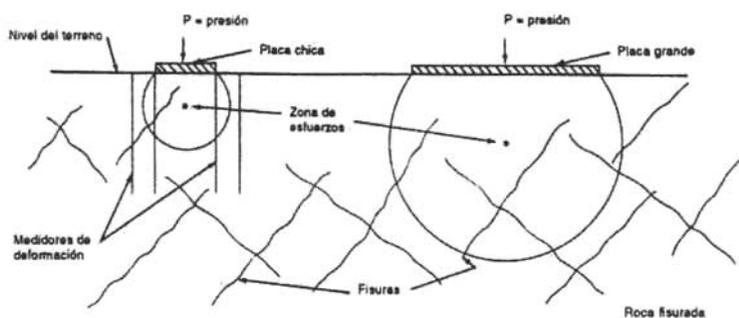


Figura 2.25 Prueba de placa.

Al variar el tamaño de la placa de carga, cambian también los valores del módulo de deformabilidad así determinados; cuanto mayor es el diámetro de la placa de carga, mayor es la profundidad de la roca afectada por la prueba, además los resultados de las pruebas efectuadas con placa grande estarán más afectados por la fisuración que las hechas con placa pequeña.

La placa se denomina flexible cuando la carga se transmite a la roca por medio de gatos Freyssinet (gato plano) y se llama rígida cuando la carga se transmite a través de una placa rígida que solo admite deformaciones muy pequeñas. Estas pruebas se realizan después de preparar la superficie de apoyo tanto en trincheras, como en el interior de túneles o socavones excavados especialmente para la prueba.

Para una placa infinitamente rígida y considerando el medio rocoso homogéneo, isótropo y elástico, las siguientes ecuaciones permiten calcular el módulo de deformabilidad estático:

$$E_t = P (1 - \mu^2) / (2\delta a), \text{ para } r < a$$

$$E_E = P ((1 - \mu^2) / (\delta \pi a)) (\text{arc sen } a/r), \text{ para } r > a$$

donde:

P = es la carga aplicada

a = es el radio de la placa

δ = desplazamiento producido por la carga

μ = es la relación de Poisson

r = es la distancia al punto donde se mide el desplazamiento.

PROCEDIMIENTO DINÁMICO: SÍSMICO DE REFRACCIÓN

Estos ensayos permiten determinar el módulo de deformabilidad dinámico de zonas extensas, correlaciona sus resultados con la geología del sitio y con los resultados de ensayos estáticos.

Se obtiene la deformabilidad dinámica a partir de la velocidad de las ondas elásticas longitudinales o de compresión V_p y transversales o de cizalla V_s . La velocidad de las ondas longitudinales depende del tipo de material, del grado de alteración, del estado de esfuerzos y de las condiciones geológicas e hidráulicas.

Las expresiones que relacionan estos parámetros con los módulos dinámicos son:

$$E_d = V_p^2 \rho ((1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)/(1 - \nu_d))$$

$$\nu_d = 1/2 ((V_p/V_s)^2 - 2)/((V_p/V_s)^2 - 1)$$

donde:

E_d = modulo de Young.

ν_d = coeficiente de Poisson.

ρ = densidad del material.

V_p = ondas de compresión.

V_s = ondas transversales.

LISTADO DE FIGURAS

FIGURAS	REFERENCIA
Figura 2.1 Equipo de Perforación Rotatoria.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.2 Caja portatestigos de sondeo geotécnico en rocas (Foto de L. González de Vallejo, 2002).	González, L. (2002). " <u>Ingeniería Geológica</u> ". Editorial Prentice Hall. Madrid.
Figura 2.3 Método eléctrico de Resistividad.	Puig, J.B. (1970). " <u>Geología aplicada a la ingeniería civil y a la fotointerpretación</u> ". Editorial Lito Juventud, México.
Figura 2.4 Arreglo Wenner.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.5 Arreglo Schlumberger.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.6 Sismógrafo ES-2415F de EG&G.	González, L. (2002). " <u>Ingeniería Geológica</u> ". Editorial Prentice Hall. Madrid.
Figura 2.7 Ejemplo de sismograma en sísmica de Refracción.	González, L. (2002). " <u>Ingeniería Geológica</u> ". Editorial Prentice Hall. Madrid.
Figura 2.8 Porosímetro de Farran y Thénos (Manual de Obras Civiles B.3.4, CFE, 1979).	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.9 Ensayo para determinar el volumen de la muestra.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.10 Aparato de medición de la permeabilidad del aire.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.11 Permeámetro de carga constante.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.12 Tipos de flujo para obtener la sensibilidad de una muestra de roca.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.13 Probeta preparada para ensayo de compresión simple (foto M. Ferrer, 2002).	González, L. (2002). " <u>Ingeniería Geológica</u> ". Editorial Prentice Hall. Madrid.
Figura 2.14 Corte esquemático de una cámara triaxial diseñada para medir la presión de poro	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.15 Círculos de Mohr y envolventes de falla de una prueba de compresión simple y una triaxial.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.16 Prueba de tensión directa	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.17 Distribución de esfuerzos longitudinales en una probeta durante la prueba centrífuga.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.18 Prueba Brasileña.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.19 Prueba de Flexión.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.20 Especímenes de roca para pruebas de corte simple.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.21 Dispositivo para el ensayo de corte directo.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.22 Gráfica esfuerzo-deformación para la prueba de corte simple.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
Figura 2.23 Obtención del módulo de deformabilidad estático.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 2.24 Montaje de la prueba de corte directo in situ.	Marsal, R.; Reséndiz, D. (1983). " <u>Presas de Tierra y Enrocamiento</u> ". Editorial Limusa, segunda reimpresión. México, D.F.
Figura 2.25 Prueba de Placa.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.

LISTADO DE TABLAS

TABLAS	REFERENCIA
Tabla 2.1 Resistividad eléctrica de distintos tipos de rocas.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Tabla 2.2 Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diversos materiales representativos.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Tabla 2.3 Clasificación de las rocas de acuerdo con su resistencia a la compresión simple.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.

LISTADO DE REFERENCIAS

SUBINDICES	REFERENCIA
1, 2, 3, 4, 12, 13, 14, 15, 16, 17.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " <u>Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas</u> ". C.F.E. México.
3	Crimmins, R.; Reuben S. (1978). " <u>Trabajos de Construcción en Roca</u> ". Editorial Limusa. México D.F.
5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17.	Coates, D. F. (1973). " <u>Fundamentos de Mecánica de rocas</u> ". Dirección de minas del Canadá. Madrid.
5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17.	Facultad de Ingeniería UNAM División de Educación Continua. (1994). " <u>VI Curso Internacional de Ingeniería Geológica Aplicada a obras superficiales y subterráneas, Módulo II: La Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción</u> ". Facultad de Ingeniería UNAM, División de Educación Continua en el Palacio de Minería. México.
3, 4, 5, 6, 12, 13, 14, 15, 16, 17.	González, L. (2002). " <u>Ingeniería Geológica</u> ". Editorial Prentice Hall. Madrid.
3	Hoek, E. (1986). " <u>Excavaciones: subterráneas en Roca</u> ". Editorial McGraw-Hill. México.
12, 13, 14, 15, 16, 17.	Marsal, R.; Reséndiz, D. (1983). " <u>Presas de Tierra y Enrocamiento</u> ". Editorial Limusa, segunda reimpresión. México, D.F.
4	Puig, J.B. (1970). " <u>Geología aplicada a la ingeniería civil y a la fotointerpretación</u> ". Editorial Lito Juventud, México.
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17.	Ruiz, M.; González, S. (1999). " <u>Geología Aplicada a la Ingeniería Civil</u> ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17.	Ruiz, M. (1999). " <u>Notas del curso: Cimentaciones en Roca</u> ". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17.	Trefethen, J. (1964). " <u>Geología para ingenieros</u> ". Editorial Continental. México D.F.

BIBLIOGRAFIA

- Comisión Federal de Electricidad. (1979). "Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas". C.F.E. México.
- Crimmins, R.; Reuben S. (1978). "Trabajos de Construcción en Roca". Editorial Limusa. México D.F.
- Coates, D. F. (1973). "Fundamentos de Mecánica de rocas". Dirección de minas del Canadá. Madrid.
- Facultad de Ingeniería UNAM División de Educación Continua. (1994). "VI Curso Internacional de Ingeniería Geológica Aplicada a obras superficiales y subterráneas. Módulo II: La Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción". Facultad de Ingeniería UNAM, División de Educación Continua en el Palacio de Minería. México.
- González, L. (2002). "Ingeniería Geológica". Editorial Prentice Hall. Madrid.
- Hoek, E. (1986). "Excavaciones: subterráneas en Roca". Editorial McGraw-Hill. México.
- Marsal, R.; Reséndiz, D. (1983). "Presas de Tierra y Enrocamiento". Editorial Limusa, segunda reimpresión. México, D.F.
- Puig, J.B. (1970). "Geología aplicada a la ingeniería civil y a la fotointerpretación". Editorial Lito Juventud, México.
- Ruiz, M.; González, S. (1999). "Geología Aplicada a la Ingeniería Civil". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
- Ruiz, M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
- Trefethen, J. (1964). "Geología para ingenieros". Editorial Continental. México D.F.

CAPÍTULO III

PUENTES

En el presente capítulo se mencionará las partes que conforman los puentes, las clasificaciones que existen, los estudios que se llevan a cabo antes de la ejecución de la obra para verificar si es factible su construcción en la zona designada, el tipo de cargas que interactúan sobre esta estructura, así mismo se trata de forma breve el tema de la socavación, que es un fenómeno que se presenta cuando los apoyos de un puente se encuentran ubicados dentro del cauce de un río, o en los extremos y que ha sido la causa de muchas fallas de estas estructuras. También se ilustran algunos tipos de puentes construidos en la República Mexicana y en el extranjero.

3.1 GENERALIDADES¹

Un puente es una estructura construida para salvar obstáculos naturales como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y en el caso de obstáculos artificiales como carreteras o vías férreas, cuya función es dar continuidad a un camino que unirá poblaciones o como vía de transportación y comercio.

Desde las cimentaciones rústicas de los puentes prehispánicos, hasta las de los puentes actuales, la concepción de las cimentaciones ha estimulado la investigación de los diversos factores de los que depende su correcto funcionamiento en los aspectos geotécnico, estructural e hidráulico (si es el caso); desarrollando equipos y procedimientos constructivos apropiados.

Un pontón es un puente de pequeñas dimensiones, de unos pocos metros. Los acueductos son obras de forma cilíndrica que permiten el paso de un riachuelo o de una vía secundaria de circulación a través de un terraplén.

Los puentes se pueden construir con diversos materiales entre los que se encuentran: madera, piedra, mampostería, concreto simple, concreto armado, fierro estructural y con cables metálicos.

Los elementos que conforman un puente de acuerdo a la denominación que le da la Ingeniería de Puentes, son:

- **Superestructura.-** es la parte del puente destinada a transmitir las cargas (carga muerta y viva) a los apoyos y se encuentra formada por losas, vigas, arcos, armaduras, parapetos, etc.
- **Subestructura.-** se encarga de transmitir las cargas de los apoyos a la infraestructura y se compone principalmente de pilas y estribos. En ocasiones se incluye la zapata que

une a los pilotes como subestructura y a su vez, transmite las cargas al suelo de cimentación.

- **Infraestructura.**- se encarga de transmitir las cargas al terreno de cimentación, (suelo o roca) sobre la cual se apoya la totalidad del peso del puente y esta compuesto por pilotes, zapatas de cimentación, pilastrones, entre otros.

Los puentes comprenden en esencia elementos portantes y apoyos. Se distinguen los elementos portantes principales (vigas principales, arcos, etc.) y los demás elementos (diafragmas, nervios transversales, nervios longitudinales secundarios, etc.). El conjunto de los elementos portantes recibe el nombre de esqueleto resistente.

El pavimento constituye la superficie de rodamiento, que se elabora generalmente con mezclas asfálticas. Las sub-bases se hacen de gravas, tepetates, areniscas, etc.

El Tablero es la parte situada bajo la calzada, que soporta directamente las cargas. El forjado superior es la cubierta del tablero que incluye los elementos destinados a soportar las cargas producidas por la circulación y transmitir las al esqueleto resistente. El tablero también comprende los equipamientos indispensables para su utilización y funcionamiento, como sistemas de drenaje, parapetos y señalizaciones. Los parapetos sirven de protección para vehículos y peatones.

Entre los apoyos, se distinguen dos elementos, los estribos, que son los apoyos extremos y las pilas, que son los intermedios. Los estribos de los puentes de vigas soportan, por encima de las cimentaciones, muros extremos como el muro frontal, que soporta el tablero. Cada apoyo se compone de tres partes corona, cuerpo y cimientito.

La sección del puente comprendida entre dos apoyos recibe el nombre de vano. La distancia entre un paramento y otro de los apoyos se llama luz. Los pernos de anclaje unen la subestructura con la infraestructura y a la distancia entre dos pernos se le denomina claro.

La figura 5.1 muestra algunos de los elementos que forman parte de un puente que se han descrito.

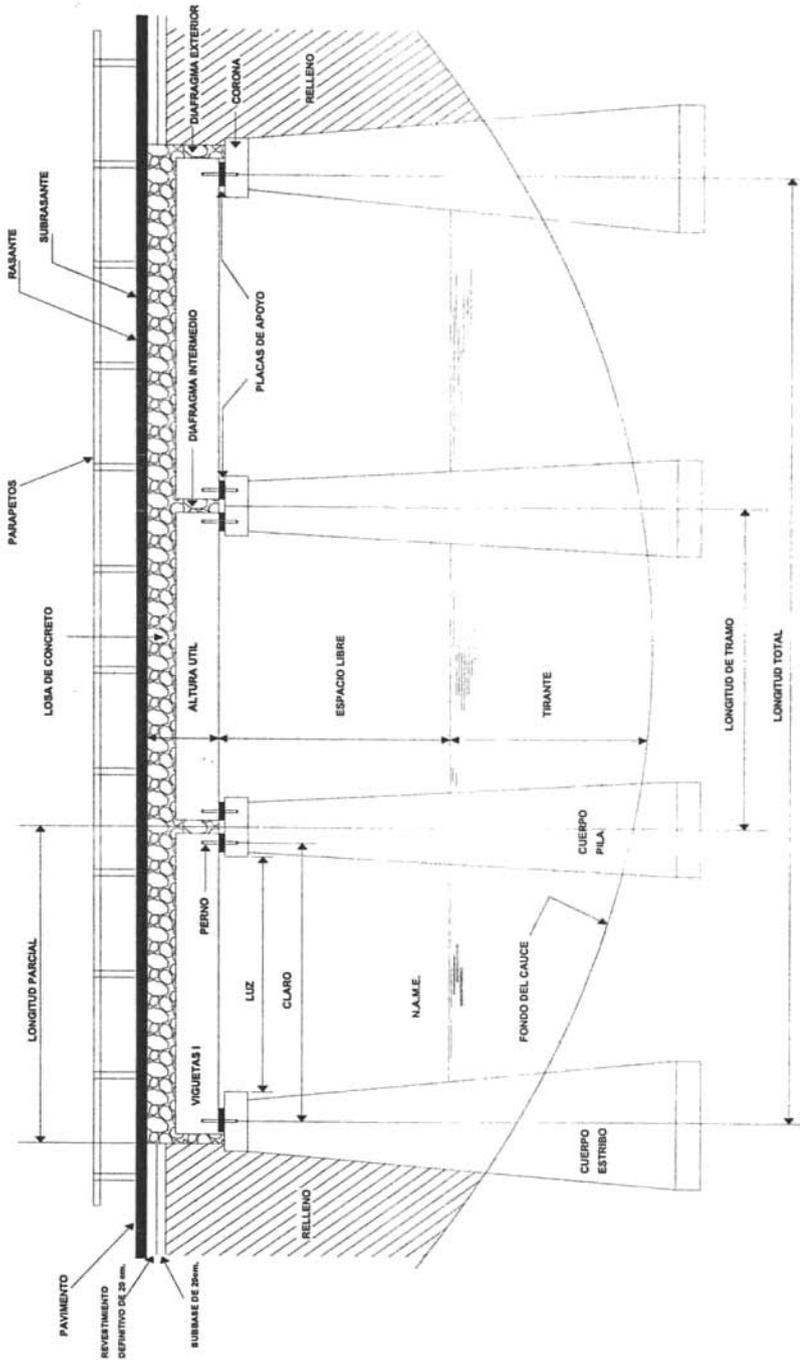


Figura 3.1 Partes principales que conforman un Punte.

3.2 CLASIFICACIONES DE PUENTES²

Los puentes se pueden clasificar de muchas maneras, de acuerdo a sus características:

Por la forma de efectuar el cruce	{	Normal
	}	Esviajados
Por su alineamiento	{	En tangente
	}	En curva (horizontal o vertical)
	}	En pendiente
Por el tipo de material	{	De madera
	}	De mampostería
	}	De concreto armado
	}	De acero estructural
	}	De cables Metálicos
Por su Tamaño	{	Alcantarillas
	}	Puentes
	}	Viaductos
Por su altura	{	Altos
	}	Medianos
	}	Bajos
Según la posición del piso en la estructura	{	De paso superior
	}	De paso inferior
	}	De paso a través
Por su función	{	Puentes peatonales
	}	Puentes carreteros
	}	Puentes ferroviarios
	}	Puentes mixtos (para caminos y ferrocarriles)
	}	Puentes para canales de riego
Por su duración	{	Provisionales
	}	Definitivos
Por su condición	{	Puentes fijos
	}	Puentes móviles
	}	Puentes desmontables

Por su anchura e importancia	}	Para una o varias vías de comunicación
		Como apoyo para sostener conductos especiales de cableado telefónico o ductos de petróleo.
Por el tipo de estructura	}	Libremente apoyados
		Tramos continuos
		Arcos
		Atirantados Colgantes

Estos puentes dependen de los estudios de campo que se realizan previamente para elegir el más adecuado para la zona en cuestión.

3.3 ESTUDIOS DE CAMPO³

Los estudios de campo tienen como finalidad servir de base para el proyecto de un puente y se dividen en cuatro grupos: estudios topográficos, estudios hidráulicos, estudios geológicos y estudios comerciales.

Estudios Topográficos

Al rendir un informe sobre los estudios topográficos llevados a cabo para la construcción de un puente son imprescindibles los siguientes datos:

- ❖ Origen del kilometraje y el de la zona del cauce.
- ❖ Plano en planta que se recomienda a escala 1:200, mostrando el eje del camino, curvas de nivel, dirección del cauce, construcciones cercanas y datos importantes.
- ❖ Ángulo que forma el camino con el eje de la corriente.
- ❖ Elevación y descripción del banco de nivel más próximo.
- ❖ Planos de localización correspondientes a un kilómetro a cada lado de la obra.
- ❖ Elevación de la subrasante que resulte más adecuada.
- ❖ Importe de las indemnizaciones que tendrían que hacerse al llevarse a cabo las obras.

Estudios Hidráulicos

Los datos hidráulicos de mayor importancia se resumen así:

- ❖ Una sección en el cruce y dos secciones auxiliares aguas arriba y aguas abajo, se sugiere efectuarlo a escala 1:200 considerando: nivel de agua mínimas (N.A.Min.), nivel de aguas máximas ordinarias (N.A.M.O.), nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.), pendiente del fondo del cauce o de la superficie del agua en una extensión de 200 m a cada lado del eje del puente.

- ❖ Nivel de aguas freáticas (para excavaciones).
- ❖ Pendiente media de la superficie del agua o de la del fondo del cauce en caso que el río este seco.
- ❖ Coeficiente de rugosidad del cauce.
- ❖ Velocidad media del agua en m/s.
- ❖ Gasto del caudal en m³/s.
- ❖ Velocidad superficial y nivel de aguas para el que se midió, indicando el procedimiento usado.
- ❖ Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias, época del año en que se efectúan y dimensiones aproximadas del material de arrastre.
- ❖ Si el cauce es estable o divagante o si tiene tendencias a divagar.
- ❖ Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastre.
- ❖ Si la corriente deposita o socava.
- ❖ Si hay que efectuar alguna canalización.
- ❖ Área hidráulica bajo el puente en m².
- ❖ Aclarar si el área es suficiente, insuficiente o excesiva.
- ❖ Si el remanso afectará propiedades vecinas.
- ❖ Claro mínimo de los tramos y espacio libre vertical para el paso de los cuerpos flotantes.
- ❖ Datos sobre puentes construidos aguas abajo y aguas arriba próximos al cruce, como su longitud, longitud mínima de tramo, altura de la subrasante sobre el fondo, área hidráulica, si es o no suficiente el puente, separación entre pilas y pendiente del cauce en el cruce.

Estudios Geológicos

Los elementos correspondientes a los estudios geológicos para la cimentación, parte fundamental del estudio, nos ayudarán a determinar el tipo de puente y el costo del mismo con los siguientes datos:

- ❖ Características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce.
- ❖ Determinar el corte geológico indicando los materiales del subsuelo y el nivel de las aguas freáticas, enviando muestras inalteradas y alteradas al laboratorio para su estudio.
- ❖ Método que se empleó para realizar los sondeos.
- ❖ Indicar si existen fallas geológicas en el sitio o fracturamientos.
- ❖ Carga admisible aproximada que puede soportar cada estrato del subsuelo.
- ❖ Procedimiento que se empleó para determinar dichas cargas.
- ❖ Indicar las excavaciones en que será necesario el uso de ataguías, ademes, etc.
- ❖ Si existen otros puentes aguas arriba y aguas abajo, se debe anotar el tipo de cimentación que emplean, las condiciones en que se encuentran, si existen fallas geológicas o fracturamiento en la zona cercana al puente.

Estudios Comerciales

Los datos comerciales necesarios para un buen estudio del puente y que deben ser enviados en el informe de localización del mismo se dividen en:

a) Datos de construcción del sitio.

- ❖ Materiales de la región con sus precios correspondientes a utilizar en la obra como: cemento, cal, revestimientos, arena, grava, piedra, agua potable, madera, fierro de refuerzo y fierro estructural.
- ❖ Jornales medios en la región para diferentes categorías.
- ❖ Cubicación de los diferentes bancos de materiales.
- ❖ Vía más próxima de comunicación.
- ❖ Clima dominante en la región.
- ❖ Precios unitarios por concepto de obra en la región.
- ❖ Enfermedades de la región.

b) Datos de tránsito del sitio.

- ❖ Ancho de calzada del camino.
- ❖ Ancho de calzada del puente.
- ❖ Número de guarniciones y ancho de estas, si se prevé tránsito de peatones.
- ❖ Requerimiento de banquetas.
- ❖ Parapetos.
- ❖ Cargas de proyecto del puente.
- ❖ Recabar datos estadísticos sobre el tipo de vehículos que cruzaran el sitio, así como su frecuencia.

Además de todos los estudios ya indicados, es conveniente que el informe que se rinda vaya acompañado de fotografías del lugar donde se va a efectuar el cruce, así como de los puentes cercanos y de los sondeos a cielo abierto hechos para el estudio del subsuelo.

Con todos los datos de campo bien recopilados se pasa al anteproyecto del puente, del cual es conveniente elaborar varios anteproyectos usando diversos tipos de puente para escoger el más económico y adecuado.

3.4 CARGAS ACTUANTES SOBRE LOS PUENTES⁴

Los diseños de puentes para carreteras o vías férreas a menudo se basan en Standard Specification for Highway Bridges, de la American Association of State Highways and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.). La selección del sistema estructural, de los materiales de construcción y detalles de las dimensiones depende de las necesidades de seguridad estructural, economía de fabricación, erección, operación y mantenimiento, así como de consideraciones de estética.

Los puentes se deben diseñar para soportar las siguientes cargas y fuerzas cuando existan:

CARGAS EN PUENTES

- 
- Carga muerta (Peso propio de la estructura)
 - Carga viva
 - Carga por impacto
 - Cargas por viento
 - Fuerzas longitudinales
 - Fuerza centrífuga
 - Fuerzas por cambios de temperatura (deformación térmica y contracciones)
 - Fuerzas por sismo
 - Empujes de tierra
 - Subpresión
 - Esfuerzos por contracción del concreto
 - Esfuerzos de erección
 - Presión del terreno como agua y hielo
 - Presión de corrientes de agua

Los elementos del puente se proyectarán tomando en cuenta los esfuerzos permisibles y las limitaciones de proyecto del material empleado. A continuación se hará una breve descripción de cada uno de estos tipos de carga:

Carga muerta

La carga muerta esta constituida por el peso propio de la estructura terminada incluyendo la carpeta, banquetas, vías, tuberías, conductos, cables e instalaciones para servicios públicos.

Al calcular la carga muerta, deben considerarse los siguientes pesos volumétricos:

Acero o acero fundido	7850 kg/m ³
Hierro fundido	7800 kg/m ³
Aleaciones de aluminio	2800 kg/m ³
Madera (tratada o sin tratar)	800 kg/m ³
Concreto (simple o reforzado)	2300 kg/m ³
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920 kg/m ³
Arena, tierra o grava, sueltas	1600 kg/m ³
Macadam o grava, compactadas con aplanadora.	2240 kg/m ³
Relleno de escorias.	960 kg/m ³
Pavimento (excluyendo adoquinado de madera).	2300 kg/m ³
Vía de FF. CC. (riel, guardería y accesorios de vía) por metro lineal de vía.	3200 kg/m ³
Mampostería	2720 kg/m ³
Tablón asfáltico de 2.5 cm de espesor.	44 kg/m ²

La carga de nieve o hielo, cuando exista, será compensada con una disminución de la carga viva e impacto, y sólo se incluirá en casos especiales.

Carga viva

La carga viva es el peso de la carga móvil que se aplica sobre el puente como camiones, coches y peatones. Las cargas vivas ocasionadas por los vehículos tal como lo indican las especificaciones de la American Association State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.) la cual considera principalmente tres tipos de camiones con dos ejes y con cargas totales de 20, 15 y 10 toneladas inglesas, que son representados por H-20, H-15 y H-10. Ese peso se reparte en un 80% en las ruedas traseras y un 20% en las delanteras.

Carga por impacto

El impacto es una consecuencia de la carga viva que se presenta de improviso en el puente. En los ferrocarriles se considera que el impacto es un 100% de esta carga, es decir que se duplica. En los caminos carreteros, por especificación debe tomarse un impacto igual al 30%.

Este incremento es expresado como una fracción del esfuerzo debido a la carga viva, y se determina con la fórmula:

$$I = \frac{50}{L+125}$$

donde:

I = carga de impacto en porcentaje.

L = longitud, en pies, de la parte del claro cargado para producir el esfuerzo máximo.

Fuerza por viento

El viento se considera como una carga móvil que puede actuar horizontalmente en cualquier dirección. Hace presión sobre las áreas expuestas de la superestructura, sobre el tráfico en el puente y en las áreas expuestas de la subestructura. Las cargas de viento se obtienen de tablas contenidas en las "Standard Specifications for Highway Bridges", de la American Association of State Highway and Transportation Officials. Se basan en velocidades de 100 mph.

Fuerza longitudinal

En los puentes deberá considerarse el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva orientada en una dirección en todos los carriles destinados al tránsito. Su centro de gravedad se supondrá que está a 1.83 m arriba de la losa del piso, y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura.

Fuerza centrífuga

Las estructuras que estén sobre curvas se proyectarán considerándolas sometidas a una fuerza horizontal radial igual al porcentaje de la carga viva de diseño:

$$C = \frac{0.79 S^2}{R}$$

donde:

C = fuerza centrífuga, en por ciento de la carga viva, sin impacto.

S = velocidad de proyecto, en km/hora.

R = radio de curvatura, en metros.

Fuerzas térmicas

Estas fuerzas deben de prever las dilataciones y contracciones por variaciones de temperatura, y en las estructuras de concreto, también por las contracciones. Se fijará el aumento o disminución de la temperatura para el sitio donde vaya a construirse la estructura.

Fuerzas por sismo

Las fuerzas sísmicas deben considerarse actuando horizontalmente en el centro de gravedad de la estructura, en la dirección en que se producen los esfuerzos máximos en el elemento o parte de la estructura que se considera.

Dichas fuerzas se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$T = cp$$

donde:

T = fuerza lateral aplicada horizontalmente en cualquier dirección, en el centro de gravedad del peso de la estructura.

p = peso propio de la estructura

c = 0.02 para estructuras sobre cimientos por ampliación de base, en suelos con esfuerzo permisible a la compresión de 3.91 kg/cm² o mayor

0.04 para estructuras sobre cimientos por ampliación de base, en suelos con esfuerzo permisible a la compresión menor que 3.91 kg/cm².

0.06 para estructuras cimentadas sobre pilotes.

Presiones debidas a corrientes de agua, hielo y cuerpos flotantes

Todos los elementos de la estructura del puente que estén sujetas al empuje de la corriente de agua, de hielo flotante o de los materiales de arrastre deberán calcularse para resistir los máximos esfuerzos inducidos. La presión del hielo sobre las pilas se calculará a razón de 28 kg/cm².

La presión de la corriente de agua sobre las pilas se calculará con la siguiente expresión:

$$P = 52.55 kv^2$$

donde:

P = presión, en kg/m²

v = velocidad del agua en m/seg.

k = una constante que vale 1.375 para pilas con extremos rectangulares, de 0.50 para pilas con extremos con parte-aguas en donde el ángulo es de 30° o menos y 0.67 para pilas de sección circular.

Presiones debidas al empuje de tierras

Esta presión es ejercida por las estructuras destinadas a contener los rellenos de tierra, se proyectarán para resistir las presiones dadas por la fórmula de Rankine; pero ninguna estructura se proyectará para una presión menor que la equivalente a la de un fluido.

Combinación de cargas

Los grupos que a continuación se indican representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura durante su vida útil.

La suma de los esfuerzos inducidos por diferentes combinaciones de cargas, no debe exceder el porcentaje de los esfuerzos de trabajo básicos para los materiales dados, que se indican en la tabla siguiente:

GRUPO	COMBINACIÓN	PORCENTAJE DE ESFUERZO UNITARIO
Grupo I	CM + CV + I + ET + S + PC	100 %
Grupo II	CM + ET + S + PC + VE	125 %
Grupo III	GRUPO I + FL + F + 30% VE + VCV + FC	125 %
Grupo IV	GRUPO I + A + C + T	125 %
Grupo V	GRUPO II + A + C + T	140 %
Grupo VI	GRUPO III + A + C + T	140 %
Grupo VII	CM + ET + S + PC + TT	133 1/3 %
Grupo VIII	GRUPO I + PH	140 %
Grupo IX	GRUPO II + PH	150 %

donde:

CM = carga muerta

CV = carga viva

I = impacto por carga viva

ET = empuje de tierras

S = subpresión

VE = viento en la estructura

VCV = presión del viento sobre la carga viva

FL = fuerza longitudinal por carga viva

FC = fuerza centrífuga

F = fuerza longitudinal debida a la fricción o resistencia a la fuerza cortante

A = acortamiento por compresión

C = contracción

T = temperatura

TT = sismo

PC = presión de la corriente

PH = presión del hielo

3.5 FENÓMENO DE LA SOCAVACIÓN⁵

Con la construcción de un puente, se reduce el área hidráulica del cauce de un río, lo que provoca un aumento en la velocidad de la corriente y, en consecuencia una mayor capacidad de arrastre de los sólidos. Si esta capacidad es mayor que la proporción con que la corriente alimenta a la zona con material sólido, se producirá en ésta una socavación adicional a la normal de la corriente; en caso contrario se producirá un depósito.

La socavación también se presenta cuando tenemos una precipitación intensa y aumenta el caudal del río, por lo que el gasto se incrementa así como la remoción de sedimentos del fondo del río.

Se han presentado fallas en muchos puentes debido a que sus apoyos desplantados dentro del río quedan por encima del nivel de socavación normal, ya que el material removido permite que la cimentación se quede sin apoyo en el terreno y provoque que la corriente del agua lo mueva y colapse, o el peso de la pila y parte del puente ocasione la falla en la estructura, por no tener una superficie resistente para soportarla.

3.5.1 TIPOS DE SOCAVACIÓN⁶

El fenómeno de la socavación que se produce en el cauce de un río puede presentar diversas formas, de las cuales el ingeniero debe poner atención a las siguientes:

a) Socavación normal o general

Se refiere al descenso generalizado del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente, lo que se traduce en el aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente.

La erosión general puede llegar a producirse inclusive cuando el lecho del río es rocoso, siempre y cuando la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

b) Socavación en estrechamientos

Es la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta, debido a que la sección del cauce del mismo se reduce, ya sea por factores humanos o artificiales. Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son:

- Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos, esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cauce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce, hasta que este aumento en el área hidráulica asemeje otra vez la sección del cruce con cualquier otra del río y restablezca el equilibrio de la corriente.

c) Socavación en curvas

Esta erosión consiste en un mayor incremento de la profundidad del fondo en la zona cercana a la orilla exterior, como consecuencia de la corriente helicoidal que se forma en las curvas por la sobre elevación del agua producida por la fuerza centrífuga.

d) Socavación en márgenes

Es la erosión que las aguas de una corriente produce en los materiales térreos deleznales o solubles que formen sus orillas; el efecto provoca la falta de estabilidad causada por la pérdida de suelos al pie de los taludes correspondiente a los estribos del puente.

e) Socavación local en pilas

Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido (figura 3.2). Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local. Este efecto también lo sufren los estribos del puente que se encuentran cerca de la orilla.

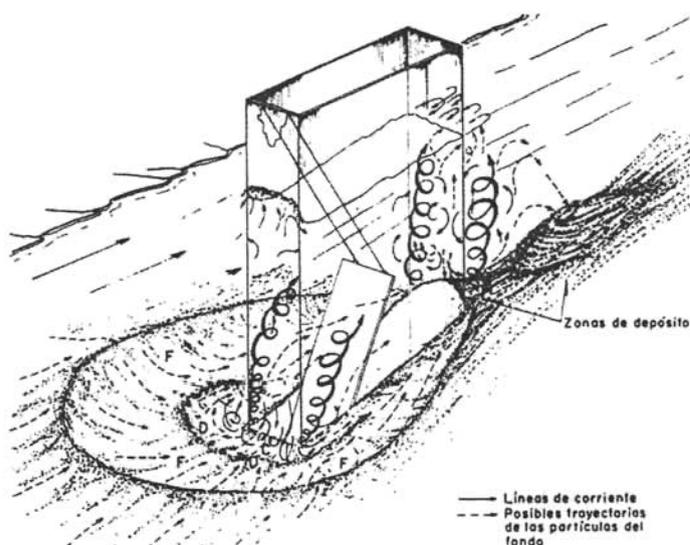


Figura 3.2 Socavación en pilas rectangulares

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas son:

- Parámetros hidráulicos.
- Parámetros del fondo.
- Parámetros geométricos de la pila.
- Parámetros de ubicación del puente.

3.5.2 MÉTODOS PARA DETERMINAR SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES⁷

Método de Laursen y Toch

Los autores distinguen dos casos generales; cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo con el mismo. Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación puede expresarse por:

$$S_0 = K_1 K_2 b$$

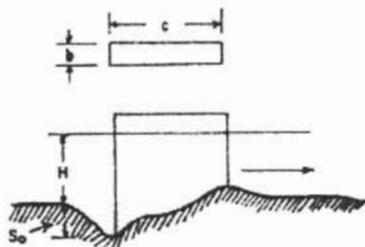
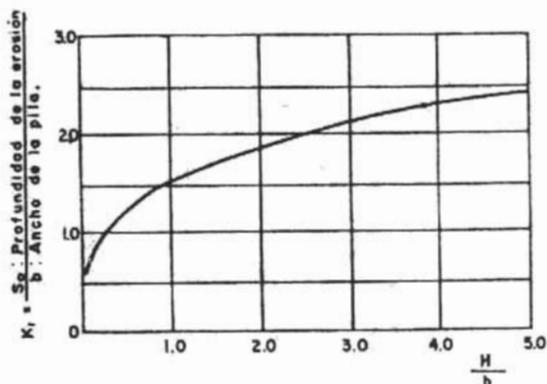
donde:

S_0 = profundidad de la socavación, a partir del fondo.

K_1 = coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y que se encuentra en la gráfica de la figura 3.3.

K_2 = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila que está en la tabla 3.1.

b = ancho de la pila.



H = Tirante de la corriente.

b = Ancho de la pila.

S_0 = Profundidad de la erosión.

Figura 3.3 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa

De acuerdo con la observación de Laursen y Toch la socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo.

Tabla 3.1 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, aplicable a pilas orientadas según la corriente.

FORMA DE LA NARIZ	COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$	1.00
SEMICIRCULAR	0.90
ELIPTICA $\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$ $\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.81
	0.75
LENTICULAR $\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$ $\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.81
	0.69

FORMA DE LA NARIZ	SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$	0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$	0.75

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo Φ con el eje de la pila, la socavación puede determinarse con la expresión:

$$S_0 = K_1 K_3 b$$

donde:

S_0 = profundidad de la socavación, a partir del fondo.

K_1 = coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y que se encuentra en la grafica de la figura 3.3.

K_3 = coeficiente que depende del ángulo Φ y de la relación a/b , el cual se determina con ayuda de la figura 3.4.

b = ancho de la pila.

En este caso la socavación no depende de la forma de la nariz de la pila. Fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Laursen y Toch observaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresaba.

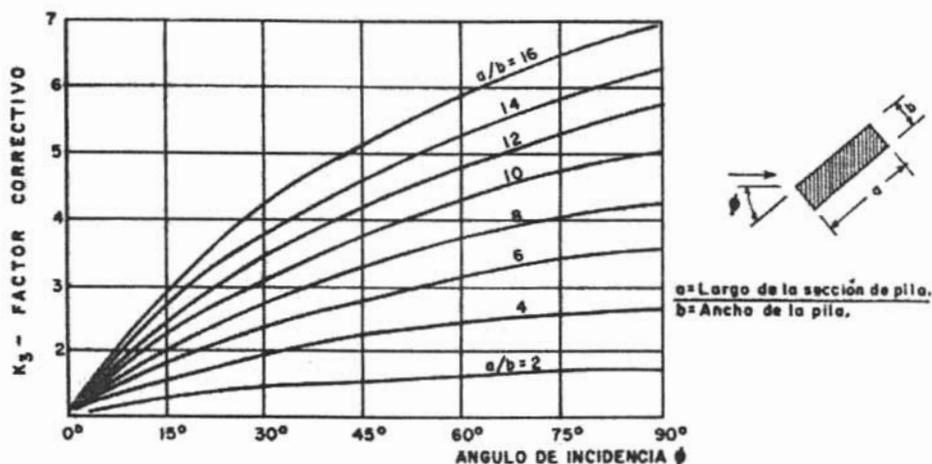


Figura 3.4 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

Método de Yaroslavtziev

Tal como en el método anterior distingue dos casos, uno cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

La siguiente expresión propuesta por Yaroslavtziev es para suelos granulares sin cohesión:

$$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d$$

donde:

S_0 = profundidad de socavación, en m.

K_f = coeficiente que depende, en general, de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma, que se encuentra en la figura 3.5.

K_v = coeficiente definido por la expresión:

$\text{Log } K_v = -0.28 (3\sqrt{v^2 / gb_1})$ el cual se encuentra en la gráfica de la fig. 3.6.

v = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s.

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

b_1 = proyección de un plano perpendicular a la corriente, de la sección de la pila. Usando el ángulo de incidencia vale 0° , b_1 es igual al ancho "b" de la pila.

e = coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; Vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

K_H = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión: $\log K_H = 0.17 - 0.35H/b_1$ y puede encontrarse con ayuda de la curva de la figura 3.7.

H = tirante de la corriente frente a la pila.

d = diámetro en m de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica.

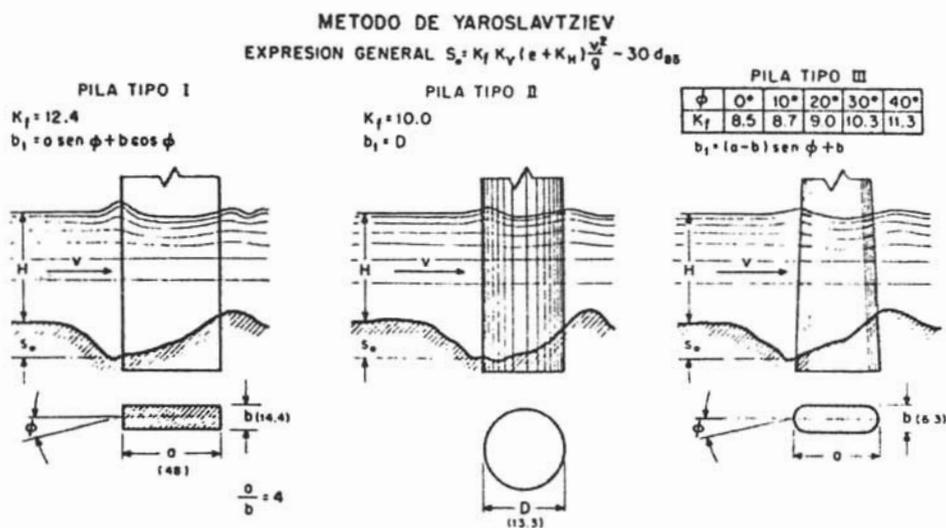
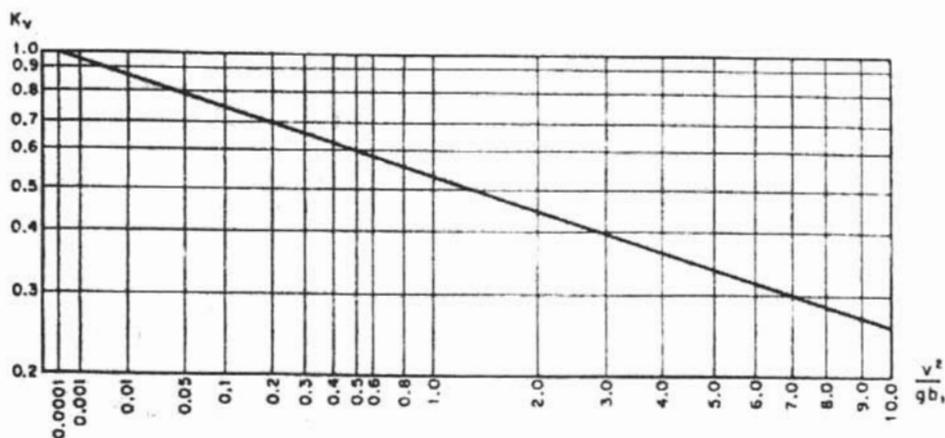
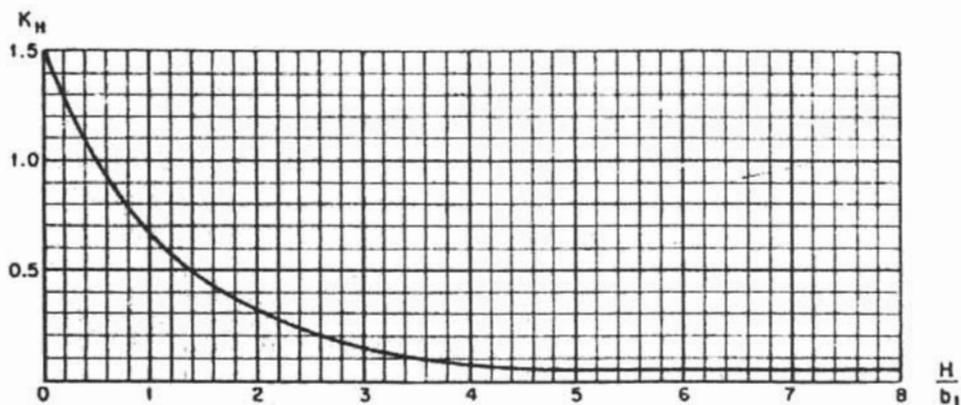


Figura 3.5 Valores de K_f y b_1 para diferentes tipos de pilas y ángulos de incidencia

Figura 3.6 Gráfica para el cálculo de K_v Figura 3.7 Gráfica para el cálculo de K_h

Para el caso de suelos cohesivos se utiliza la misma expresión que permite dar un valor aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. Esto se refleja en la ecuación anterior donde se considera un diámetro "d", equivalente para los suelos cohesivos.

3.5.3 MÉTODOS PARA REDUCIR LA SOCAVACIÓN⁸

Los puentes son las obras que están expuestas a la socavación local alrededor de los elementos que se encuentran dentro del cauce del río, por lo cual se mencionarán dos métodos para protegerlos de dicha acción:

a) Protección local de pilas y estribos con enrocamiento

Una forma consiste en impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila, con lo que se reducen o suprimen los vértices que se generan en las esquinas. La segunda consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva; sustituyendo este material del fondo por guijarros, boleos y cantos rodados como materiales, entre los más convenientes.

Para el caso de los estribos se puede utilizar un pedraplén en forma análoga a la descrita para las pilas, aunque existe una mejor solución, que consiste en construir espigones que orienten el flujo de agua, encauzándola de manera que no produzca erosión.

b) Diques de encauzamiento

Son estructuras que se construyen a partir de los estribos de un puente y se prolongan hacia aguas arriba siguiendo la forma de un cuarto de elipse. Los diques de encauzamiento deben cumplir con los siguientes propósitos:

- Obligar que la dirección del flujo en la sección del cruce sea aproximadamente constante para todos los gastos de la época de lluvias.
- Evitar la socavación local al pie del estribo.
- Proteger el terraplén de la vía terrestre, al menos en la zona cercana al puente.

Aunque la solución más eficaz para evitar el desgaste de las cimentaciones de los apoyos de los puentes, consista en construir las por debajo de las profundidades de socavación existentes.

3.6 TIPOS DE PUENTES

3.6.1 PUENTES DE ACERO⁹

Puentes de vigas roladas

Consisten en vigas roladas o vigas de patín ancho, que soportan el tráfico que se mueve sobre la cubierta de rodamiento o están totalmente integradas a ella. Las vigas roladas también sirven como piezas de puente y largueros para cubiertas de travesaños armados y puentes de armadura.

Puentes de travesaños armados

Las travesaños armados son elementos estructurales con sección transversal en forma de I (fig. 3.8), remachados o soldados a partir de placas y ángulos o de placas únicamente. Se usan como elementos primarios de soporte en muchos sistemas estructurales como: vigas simples en los estribos o, vigas continuas o articuladas para claros múltiples; travesaños rigidizantes en puentes de arco.

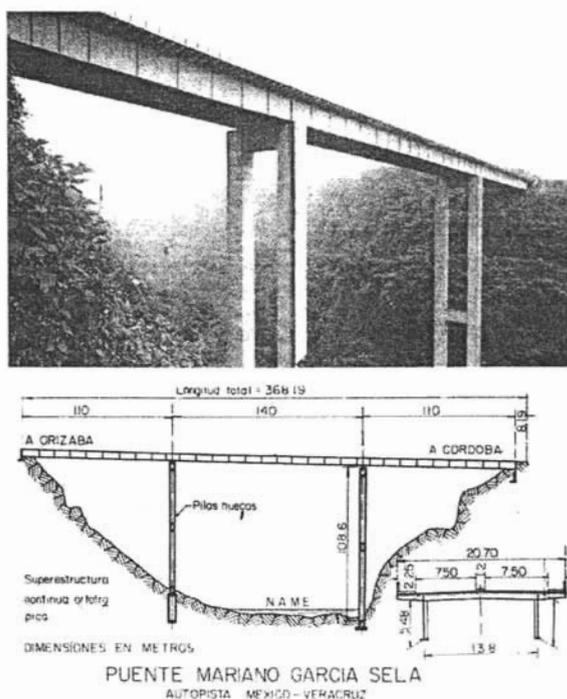


Figura 3.8 Puente de travesaños armados "Mariano García Sela"

Su aplicación más valiosa en puentes carreteros y de vías férreas es como cubiertas de traveses armados en combinación con cubiertas de concreto.

Puentes de cubierta ortotrópica

Una cubierta ortotrópica es una placa plana continua de acero, con atiesadores (nervaduras y costillas) soldados a su parte superior en disposición paralela o rectangular (fig. 3.9).

Cuando se usan en puentes de acero, las cubiertas ortotrópicas se unen por lo general en forma casi monolítica, por medio de soldadura o pernos de alta resistencia, las traveses principales y a las piezas de puente; dichas cubiertas cumplen la función de superficie para el tránsito y como patín superior estructural.

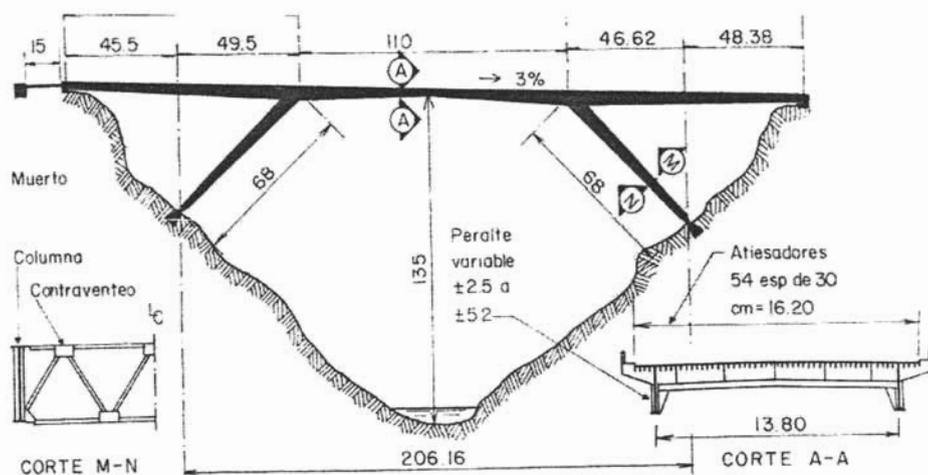


Figura 3.9 Puente de cubierta Ortotrópica

La aplicación más común de estas cubiertas es sobre traveses continuas para dos y hasta cinco claros sobre cruces de ríos a bajo nivel, en áreas metropolitanas donde los niveles deben reducirse y los accesos ser cortos.

Puentes de armadura

Consiste en celosías formadas por elementos rectos en arreglos triangulares. La superestructura típica de este puente se compone de dos armaduras principales, el sistema de

piso, un sistema lateral superior, un sistema lateral inferior, armaduras transversales y los ensambles de apoyo.

Las cubiertas de los puentes carreteros de armadura (fig. 3.10), en general, son losas de concreto sobre estructura de acero; en los puentes ferroviarios de claro largo, las vías se montan algunas veces de manera directa sobre largueros de acero, aunque se prefiera la continuidad del balasto de la vía a través de la cubierta.

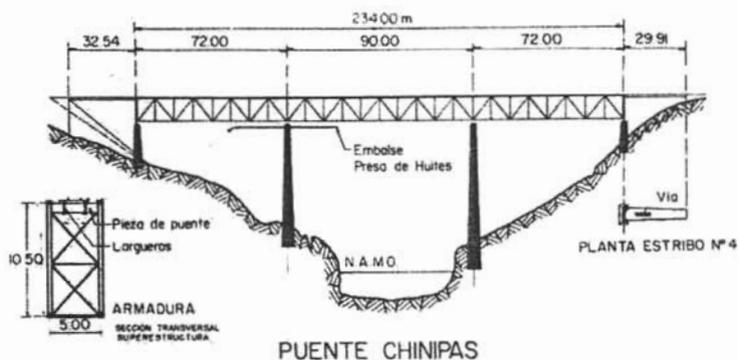
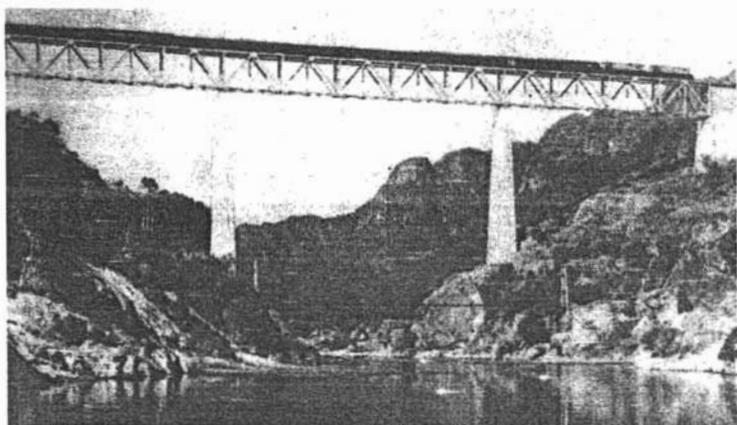


Figura 3.10 Puente de armadura "Chinipas"

Las secciones de los elementos de la armadura se seleccionan para asegurar el uso efectivo del material, los detalles simples para las conexiones y la facilidad en la fabricación, montaje y mantenimiento, que de preferencia sean simétricos. En la mayoría de las armaduras, los miembros se unen con pernos o soldadura con placas de junta.

Puentes colgantes

El sistema estructural básico consiste de cables principales flexibles y, suspendidos de ellos, traveses o armaduras rigidizantes que soportan la estructura de la cubierta (fig. 3.11). Los carriles de tránsito vehicular se acomodan, por regla general, entre los sistemas principales de soporte.



Figura 3.11 Puente Colgante de Clifton (Sarah Ellis/Hutchinson Library)

Puentes de arco de acero

Un puente de arco típico consiste de dos o, en forma excepcional, de más arcos paralelos o series de arcos, así como los contraenteos laterales necesarios y apoyos en los extremos y columnas, o suspensores para soportar la estructura de la cubierta (fig. 3.12). Los tipos de arco corresponden, en forma aproximada, a las posiciones de la cubierta en relación con las costillas del arco.

Los puentes con cubiertas por arriba de los arcos y espacio libre por abajo se diseñan como arcos de tímpano abierto sobre estribos que resisten el empuje, con suficiente espacio libre abajo y cimientos adecuados, este tipo es usualmente el más económico.

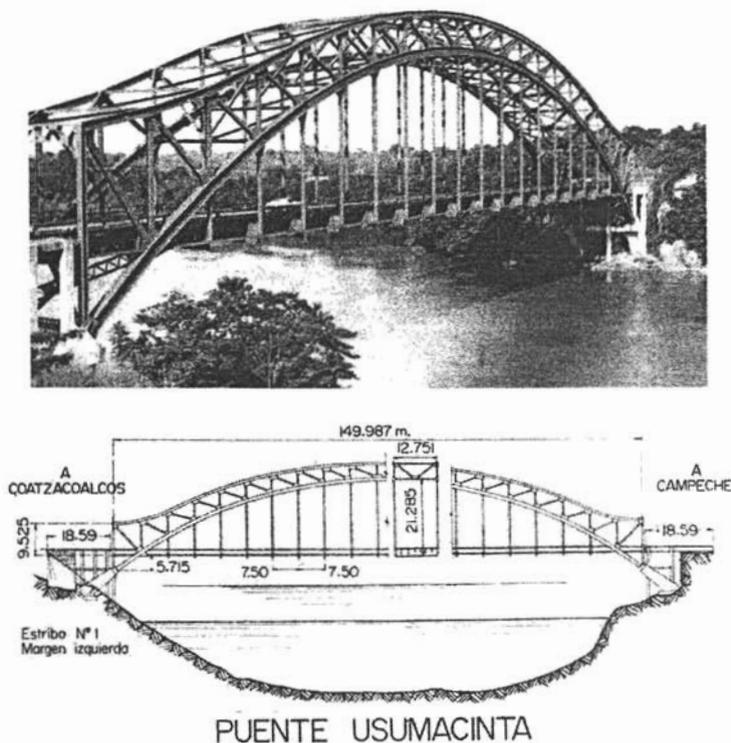


Figura 3.12 Puente de arco de Acero "Usumacinta"

Puentes Atirantados

El puente atirantado se usa cada vez más en puentes de claros medios y largos, debido a su economía, rigidez, cualidades estéticas y facilidad de montaje sin obra falsa. El diseño de tales puentes utiliza cables tirantes, los cuales conectan los pilones al claro con objeto de proporcionar apoyo intermedio. Un puente atirantado tiene la ventaja de mayor rigidez sobre un puente colgante.

En contraste con los cables relativamente flexibles de los puentes colgantes, los tirantes rígidos inclinados de la estructura atirantada ofrecen puntos de apoyo relativamente estables en el claro principal; de esta manera se reducen las deflexiones. Como ejemplo esta el puente de la figura 3.13.



Figura 3.13 Puente Atirantado “Antonio Dovalí”

3.6.2 PUENTES DE CONCRETO¹⁰

Puentes de vigas T

Se emplea mucho en la construcción de carreteras, consiste de una losa de concreto soportada sobre traveses e integrada a ellas. Puesto que las traveses son paralelas al tránsito, el refuerzo principal en la losa es perpendicular a éste.

Puentes de traveses de caja

Las traveses de caja o ahuecadas que se hacen de concreto son las favoritas de muchos diseñadores debido al plano suave de la superficie del fondo, no obstruida por las líneas de traveses individuales. La provisión de espacio en las celdas abiertas para las instalaciones, es una ventaja estructural y también estética. Las instalaciones se apoyan sobre la losa del fondo y puede disponerse de accesos para la inspección y reparación de dichas instalaciones. Para claros más cortos, las vigas T son más baratas, lo mismo que para claros más largos las traveses de caja.

Puentes de losa

Los puentes de losa de concreto, reforzada longitudinalmente, pueden estar apoyados sobre pilares o estribos, monolíticos con soportes de pared o muro, o por soportes continuos. (fig. 3.14). También deben reforzarse transversalmente para distribuir las cargas vivas en forma lateral.

En los extremos del puente y en los puntos intermedios donde se interrumpe la continuidad de la losa, los bordes deben soportarse por diafragmas u otros medios apropiados. Los diafragmas se diseñan para resistir momentos cortantes totales producidos por las cargas de ruedas que pasan sobre ellos.

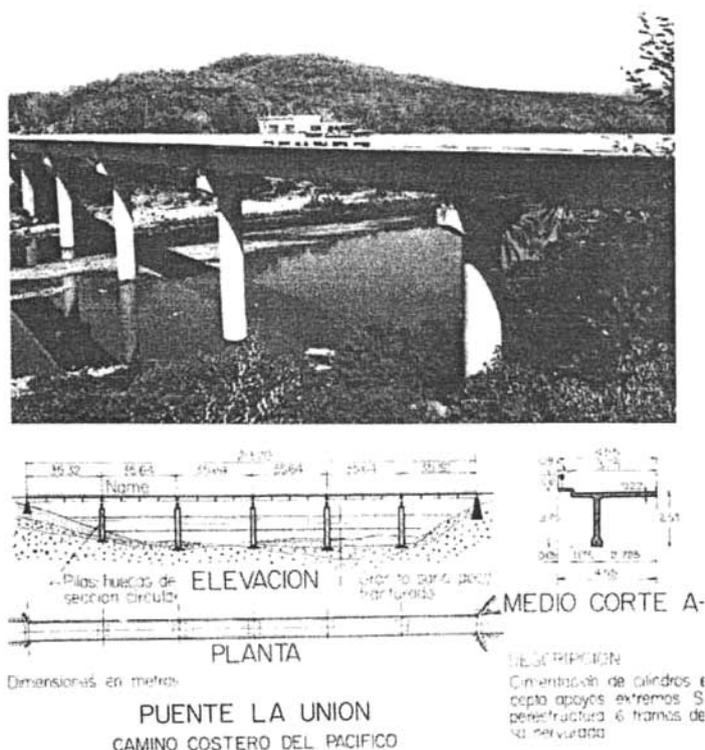


Figura 3.14 Puente de losa "La Union"

Puentes de concreto preesforzado

El sistema de preesforzado permite reducir la carga muerta, en general, lo cual hace posible utilizar claros más largos con concreto, que a veces resultan competitivos en costo con el acero (fig. 3.15). El concreto preesforzado, sin embargo, requiere mayor complejidad de

diseño, una calidad más elevada de los materiales, refinamiento y controles en la fabricación que el concreto reforzado.

Según sean los métodos y la secuencia de fabricación, el concreto preesforzado puede ser precolado, pretensado; precolado y postensado; colado en sitio y postensado; compuesto, o en forma parcialmente preesforzado.



Figura 3.15 Puente de concreto Preesforzado

LISTA DE FIGURAS

FIGURAS	REFERENCIA
Figura 3.1 Partes principales que conforman un puente.	Pontón, J. M.; Dovali, A. (Sin fecha). " Proyecto y Diseño de Puentes ". Facultad de Ingeniería.
Figura 3.2 Socavación en pilas rectangulares	Juárez, E.; Rico, A. (1996). " Mecánica de Suelos Tomo II y III ". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
Figura 3.3 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa	Juárez, E.; Rico, A. (1996). " Mecánica de Suelos Tomo II y III ". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
Figura 3.4 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.	Juárez, E.; Rico, A. (1996). " Mecánica de Suelos Tomo II y III ". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
Figura 3.5 Valores de K_f y b_1 para diferentes tipos de pilas y ángulos de incidencia.	Asociación mexicana de Hidráulica. (1987). " Memoria: Socavación en puentes y obras menores ". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.
Figura 3.6 Gráfica para el cálculo de K_v	Asociación mexicana de Hidráulica. (1987). " Memoria: Socavación en puentes y obras menores ". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.
Figura 3.7 Gráfica para el cálculo de K_h	Asociación mexicana de Hidráulica. (1987). " Memoria: Socavación en puentes y obras menores ". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.
Figura 3.8 Puente de traves armadas "Mariano García Sela".	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " La Construcción de Puentes en México ". SCT, México D.F.
Figura 3.9 Puente de cubierta Ortorrópica	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " La Construcción de Puentes en México ". SCT, México D.F.
Figura 3.10 Puente de armadura "Chinipas"	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " La Construcción de Puentes en México ". SCT, México D.F.
Figura 3.11 Puente Colgante de Clifton (Sarah Ellis/Hutchinson Library)	Microsoft Corporation. (2000). " Enciclopedia Microsoft Encarta 2001 ". Microsoft Corporation.
Figura 3.12 Puente de arco de Acero "Usamacinta"	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " La Construcción de Puentes en México ". SCT, México D.F.
Figura. 3.13 Puente Atrantado "Antonio Dovali"	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " La Construcción de Puentes en México ". SCT, México D.F.
Figura. 3.14 Puente de losa "La Union"	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " La Construcción de Puentes en México ". SCT, México D.F.
Figura 3.15 Puente de concreto Preesforzado	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " La Construcción de Puentes en México ". SCT, México D.F.

LISTADO DE TABLAS

TABLA	REFERENCIA
Tabla 3.1 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, aplicable a pilas orientadas según la corriente.	Juárez, E.; Rico, A. (1996). " Mecánica de Suelos Tomo II y III ". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.

LISTADO DE REFERENCIAS

SUBINDICES	REFERENCIA
5, 6, 7, 8	Asociación mexicana de Hidráulica. (1987). " Memoria: Socavación en puentes y obras menores ". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.
1, 2, 3, 4.	Chavelas, L. (sin fecha). " Apuntes de Puentes del curso impartido por el Ing. José Mariano Pontón ". Editor Roberto Avelar. Facultad de Ingeniería.
1, 2, 3, 4, 9, 10.	Crespo, C. (2002). " Vías de comunicación ". Tercera Edición. Editorial Limusa. México.
1, 2, 4.	Flores, J. (2000). " Tesis: Conservación de Puentes Urbanos ". ENEP ACATLAN UNAM. México.
1, 2.	Fundacion ICA. (2001). " Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México ". México D.F.
1, 2, 4.	Grattasat, G. (1981). " Concepción de Puentes ". Editores técnicos asociados. Barcelona.
5, 6, 7, 8.	Juárez, E.; Rico, A. (1996). " Mecánica de Suelos Tomo II y III ". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
1, 2, 3, 4, 9, 10.	Merritt, F. (1992). " Manual del ingeniero civil tomo III, Ingeniería de puentes ". Editorial McGraw-Hill. México.
9, 10.	Microsoft Corporation. (2000). " Enciclopedia Microsoft Encarta 2001 ". Microsoft Corporation.
1, 2, 3, 4.	Pontón, J. M.; Dovali, A. (Sin fecha). " Proyecto y Diseño de Puentes ". Facultad de Ingeniería.

3, 4.	Secretaría de Comunicaciones de Transporte. (1984). " <u>Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros Tomo I</u> ". México D.F.
9, 10.	Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). " <u>La Construcción de Puentes en México</u> ". SCT, México D.F.
1	Tonias, D. E. (1995). " <u>Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges</u> ". Editorial McGraw-Hill.

BIBLIOGRAFÍA

- Asociación mexicana de Hidráulica. (1987). "Memoria: Socavación en puentes y obras menores". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.
- Chavelas, L. (sin fecha). "Apuntes de Puentes del curso impartido por el Ing. José Mariano Pontón". Editor Roberto Avelar. Facultad de Ingeniería.
- Crespo, C. (2002). "Vías de comunicación". Tercera Edición. Editorial Limusa. México.
- Flores, J. (2000). "Tesis: Conservación de Puentes Urbanos". ENEP ACATLAN UNAM. México.
- Fundación ICA. (2001). "Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México". México D.F.
- Grattasat, G. (1981). "Concepción de Puentes". Editores técnicos asociados. Barcelona.
- Juárez, E.; Rico, A. (1996). "Mecánica de Suelos Tomo II y III". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
- Merritt, F. (1992). "Manual del ingeniero civil tomo III, Ingeniería de puentes". Editorial McGraw-Hill. México.
- Microsoft Corporation. (2000). "Enciclopedia Microsoft Encarta 2001". Microsoft Corporation.
- Pontón, J. M.; Dovalí, A. (Sin fecha). "Proyecto y Diseño de Puentes". Facultad de Ingeniería.
- Secretaría de Comunicaciones de Transporte. (1984). "Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros Tomo I". México D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). "La Construcción de Puentes en México". SCT, México D.F.
- Tonias, D. E. (1995). "Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges". Editorial McGraw-Hill.

CAPÍTULO IV

CIMENTACIONES EN ROCA

En el presente capítulo se describen los elementos que se deben tomar en cuenta en la cimentación de una estructura apoyada sobre un macizo rocoso. Se incluyen los métodos para la obtención de la capacidad de carga así como, el procedimiento para estimar los asentamientos de la cimentación de una estructura desplantada sobre estos materiales. Además se mencionan algunas soluciones empleadas en cimentaciones apoyadas sobre roca cuando se tienen condiciones especiales en el sitio de la obra.

4.1 GENERALIDADES

La cimentación es el elemento que soporta a una estructura y se encuentra en contacto directo con el terreno, la cual se encarga de transmitir la carga de la estructura al suelo.

Una cimentación debe de cumplir con los siguientes requisitos básicos:

- a) *Seguridad*
- b) *Funcionalidad*
- c) *Economía*

De acuerdo con la forma en que transmiten la carga, las cimentaciones se clasifican en "superficiales" y "profundas".

4.1.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES¹

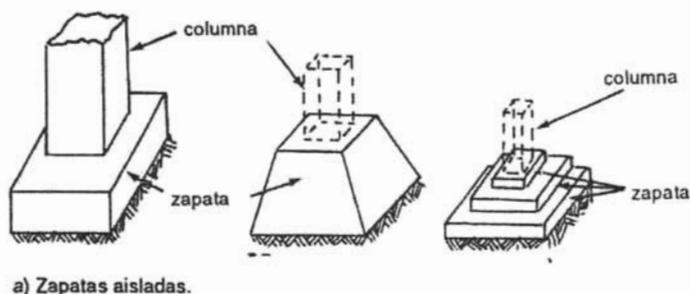
Son las cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimientto, con frecuencia se puede alcanzar dicha profundidad por medio de una excavación a cielo abierto. Uno de los materiales más empleados para su construcción es la piedra, que debe ser resistente, maciza y sin poros; aunque es más recomendable el concreto armado. Se tienen los siguientes tipos de cimentaciones superficiales:

Zapatas aisladas o individuales

Se utilizan para dar soporte a columnas estructurales, consisten en el agrandamiento de la base de la columna para reducir las presiones que se ejercen sobre el terreno, aumentando el área en la que se distribuyen. El cimientto puede tener cualquier forma, pero la cuadrada es la más económica desde el punto de vista de la construcción. Generalmente son de concreto reforzado.

Zapatas Corridas

Se utilizan normalmente para muros de carga, consiste en un cimiento continuo que soporta un muro o tres o más columnas en línea recta. Se emplea para dar continuidad estructural, sobre todo en suelos de resistencia baja o cuando se transmitirán grandes cargas al suelo. En la figura 4.1 se ilustran algunos ejemplos de cimentación con zapatas.



b) Zapatas corridas.

Figura 4.1 Ejemplos de cimentación de zapatas

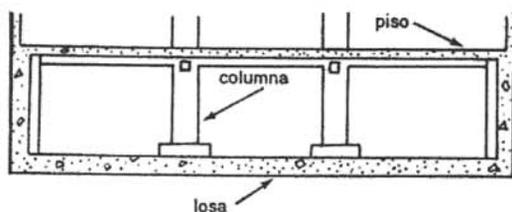
Losas de Cimentación

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas, cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible del terreno es muy pequeña, la losa corrida resulta ser la opción más económica que varias zapatas.

Cajones de Cimentación o Cimentaciones Compensadas

Se emplean para repartir las cargas sobre una mayor área para reducir las presiones cimiento-suelo y reducir la carga aplicada mediante compensación. Hay tres tipos de cajones:

- **Cimentaciones parcialmente compensadas:** el peso de la estructura es mayor que el volumen de suelo excavado.
- **Cimentaciones compensadas:** el peso de la estructura y el del volumen del suelo excavado son iguales y por ello no se alteran los esfuerzos.
- **Cimentaciones sobrecompensadas:** el peso del terreno excavado es mayor que el de la estructura y ésta tiende a emerger.



c) Losas de cimentación.

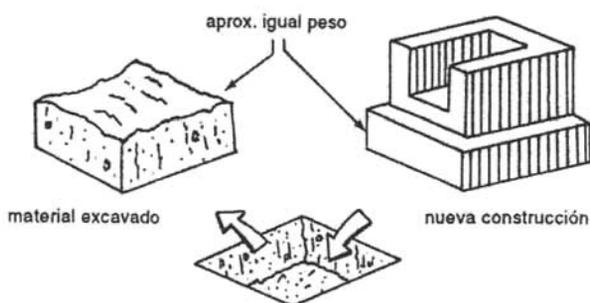


Figura 4.2 Ejemplos de losa de cimentación

4.1.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS²

En ocasiones las condiciones del terreno superficial no son adecuadas para permitir el desplante de una cimentación poco profunda. En esos casos será necesario apoyar o transmitir las cargas de las estructuras a estratos profundos resistentes a través de secuencias estratigráficas débiles y compresibles, que no son aptas para soportar directamente elementos de cimentación. Por lo que en estos casos se recurre a las cimentaciones profundas.

Los elementos que las constituyen se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o su lado, según sean de sección recta, circular o rectangular, que son las más comunes y se dividen en:

Pilotes

En su forma más simple es un pilar que se construye por perforación o excavación de una cavidad cilíndrica y su diámetro varía entre 30 centímetros y un metro. Estos pilotes pueden ser de madera, de concreto y de acero. De acuerdo con Juárez Badillo (Mecánica de suelos tomo II, México, 1996) se utilizan cuando se necesita:

- Transmitir las cargas de una estructura a través del suelo blando o a través del agua, hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado.
- Distribuir la carga dentro de un suelo de gran espesor, por medio de la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.
- Proporcionar el debido anclaje a ciertas estructuras (como tablaestacas) o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como en el caso de un puente). En estas condiciones se suele recurrir a pilotes inclinados.
- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, resistir el volteo de muros y presas de concreto o cualquier efecto que trate de levantar la estructura (pilotes de fricción).
- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavación y otros efectos nocivos.

Los pilotes por su forma de trabajo se dividen en: de punta, de fricción y mixtos (figura 4.3). Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente. En cambio los que trabajan por fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea. Y los mixtos emplean al mismo tiempo ambos métodos. Según el procedimiento de construcción y de colocación, los pilotes de concreto pueden ser prefabricados e hincados a golpes o colados en el lugar después de una excavación previa.

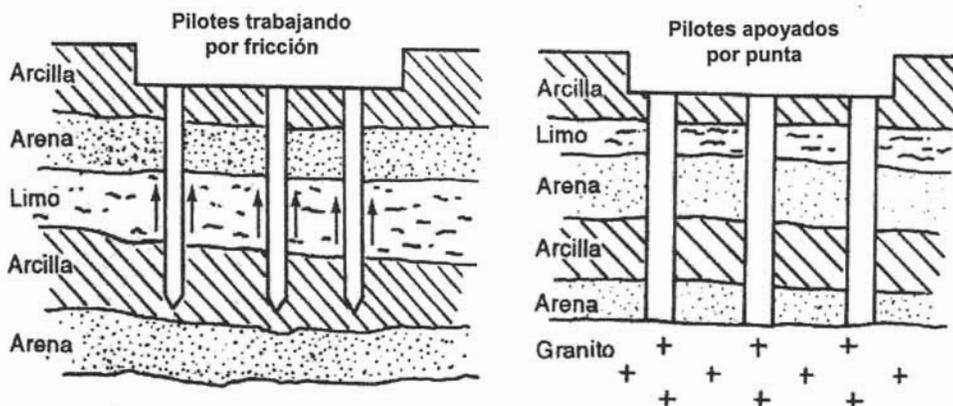
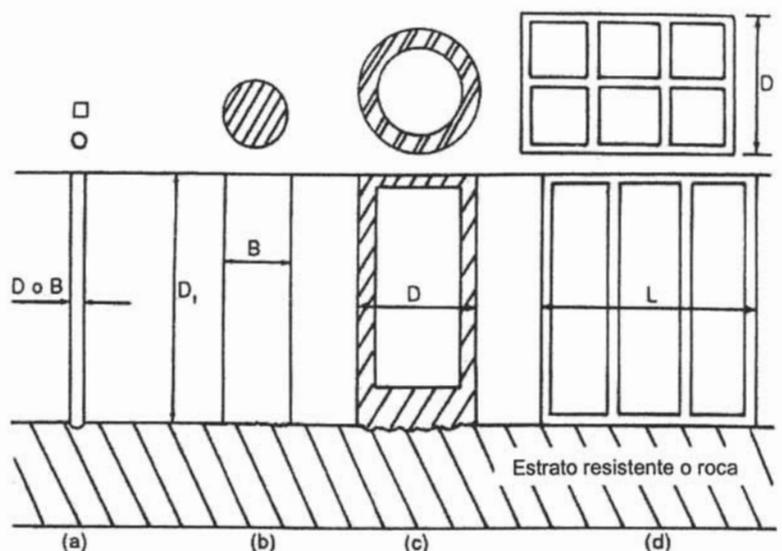


Figura 4.3 Pilotes por su forma de empleo

Pilas, cilindros y cajones

Estos elementos se distinguen de los pilotes solamente por su mayor diámetro, el criterio para el cálculo de capacidad de carga y asentamientos es el mismo que para los pilotes. En la figura 4.4 se muestran estos tipos de cimentación.

- **Pilas:** las pilas pueden ser preexcavadas a mano o con maquinaria especial, puesto que sus dimensiones no permiten su hincada golpes. Este procedimiento es denominado como pozo seco que consiste en fabricar un pozo hasta el estrato resistente.
- **Cilindros:** de tres a seis metros de diámetro. Son secciones circulares de concreto reforzado y están huecos en el centro. El procedimiento consiste en colocar sobre el terreno el elemento, excavando en su interior con una cuchara de almeja para retirar el material; el cilindro va descendiendo a medida que se retira el material bajo el, hasta llegar al estrato resistente.
- **Cajones Profundos:** se distinguen de los cilindros por su forma de paralelepípedo, también son de concreto y huecos.



a) Pilote
b) Pila

c) Cilindro (corte)
d) Cajón de seis celdas (corte)

Figura 4.4 Tipos de cimentaciones profundas.

4.2 CIMENTACIONES APOYADAS EN ROCA³

Las cimentaciones apoyadas en roca utilizan los siguientes requisitos para desplantar una estructura, los cuales señalan que no se deben desplantar sobre tierra vegetal, materiales sueltos o roca superficial muy alterada y que su profundidad mínima será de 0.50 m bajo la superficie del terreno.

La memoria de diseño de una cimentación en roca debe acompañarse de los siguientes datos:

- Análisis de capacidad de carga y estimación de asentamientos.
- Justificación de la selección del tipo de cimentación.
- Método constructivo propuesto para la estructura.
- Memoria de exploración, con sus perfiles estratigráficos.
- Pruebas de campo y de laboratorio que determinan sus propiedades índice y mecánicas.
- Descripción de acciones que se tomaron en cuenta en el diseño.
- Planos del diseño de la cimentación.
- Tipos de tratamiento que se deban realizar a la roca.

Los tipos más usuales de cimentación son las zapatas aisladas y corridas, las losas y los pilotes o pilas. En roca, el uso de la losa de cimentación es excepcional, salvo en estructuras especiales con requisitos de deformación estrictos.

Si comparamos las rocas con los depósitos de suelos se observará que la mayoría de ellas reúne mejores propiedades de resistencia y deformabilidad, se debe tomar en cuenta que en los macizos rocosos sus propiedades pueden variar mucho debido a sus condiciones estructurales, de composición y de alteración local, que pueden poner en peligro la integridad de la estructura.

La capacidad de carga y asentamientos de cimentaciones apoyadas en roca están directamente ligados a las propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad de las masas rocosas, las cuales a su vez dependen del número y naturaleza de las discontinuidades existentes y de la litología, en la zona de influencia de los esfuerzos transmitidos por la cimentación a la masa rocosa.

Los parámetros que tienen mayor influencia en el diseño de una cimentación en roca para evaluación de capacidad de carga son la resistencia al corte y la resistencia a la compresión simple y para la evaluación de asentamientos el módulo de deformabilidad y la relación de Poisson.

4.3 CAPACIDAD DE CARGA⁴

Las cimentaciones desplantadas en roca deben tomar en cuenta tanto la capacidad de carga del terreno como el asentamiento, así como aplicar las dos reglas básicas para el diseño de cimentaciones:

- I. El esfuerzo transmitido por una estructura debe ser menor que la capacidad de carga del terreno.
- II. El asentamiento de la estructura causado por la deformación del terreno debe ser menor que el asentamiento permisible para la estructura.

El asentamiento permisible depende de las características de la estructura, algunos autores indican asentamientos diferenciales límites basados en la distorsión de la estructura: 1% para edificaciones pequeñas y construidas de ladrillo y 0.001% para estructuras con equipos sumamente delicados como es el caso de los radiotelescopios.

En macizos rocosos homogéneos, sanos y masivos la capacidad de carga permisible puede considerarse para fines prácticos igual a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta; sin embargo, debido a que en los macizos rocosos estas condiciones son escasas y muestran algunos cambios locales en fracturamiento y alteración.

Cuando el macizo rocoso es homogéneo y fisurado con fracturas cerradas y orientadas favorablemente para la estabilidad y la única información disponible es el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y el espaciamiento de las fracturas, la capacidad de carga puede evaluarse con la siguiente expresión:

$$q = K R_c$$

donde:

q = presión de contacto admisible, en kg/cm^2

R_c = resistencia a la compresión simple, en kg/cm^2

K = coeficiente adimensional, que se obtiene con la figura 4.5 o en la tabla 4.1.

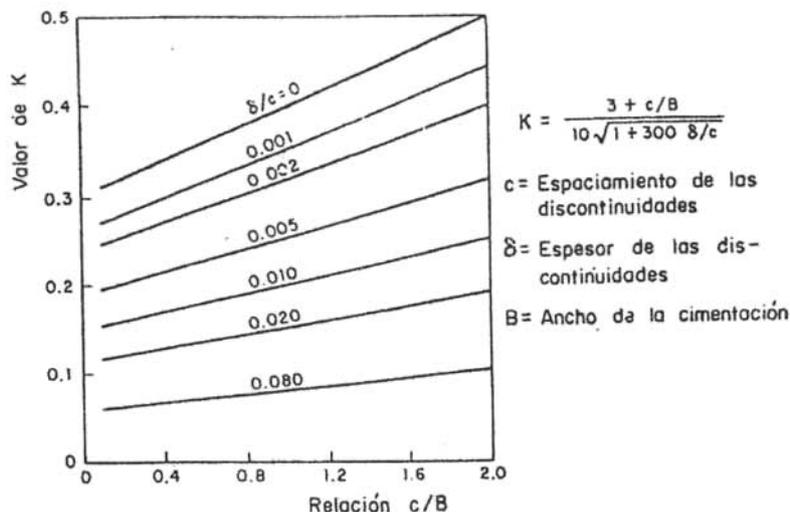


Figura 4.5 Valores del coeficiente de K

Tabla 4.1 Valores de K en función del espaciamiento de discontinuidades.

ESPACIAMIENTO	K
Mayor de 3 m	0.40
1-3 m	0.25
0.3-1 m	0.10

Otra forma de tomar en cuenta la influencia del fracturamiento para evaluación de la presión de contacto admisible, es mediante la siguiente correlación con el Índice de Calidad de la roca (RQD) de la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Presiones admisibles para diferentes valores de RQD.

RQD (%)	Presión Admisible Kg/cm ²
100	300
90	200
75	120
50	65
25	30
0	10

En ningún caso la presión de contacto máxima admisible debe exceder el esfuerzo de carga permisible en el concreto del cimiento. Debe considerarse el valor promedio del RQD dentro de una profundidad igual al ancho de la zapata cuando el RQD es relativamente uniforme dentro de este intervalo, o bien, si en la profundidad ubicada entre el desplante y la mitad del ancho de la zapata el RQD es más bajo, entonces debe tomarse este valor para determinar la presión admisible.

Para una estimación preliminar de la capacidad de carga y cuando no se justifica una exploración muy elaborada, pueden emplearse los valores de presiones admisibles de la tabla 4.3. Estos valores proporcionan un grado de seguridad razonable contra la falla de corte y contra los asentamientos de zapatas aisladas. Sin embargo, solamente deben usarse en anteproyectos o en construcciones de poca importancia o provisionales apoyadas en rocas con características sensiblemente homogéneas.

Para condiciones especiales los valores de las presiones admisibles nominales de la tabla 4.3 deberán modificarse de acuerdo con las siguientes especificaciones:

- La máxima presión transmitida debida a cargas excéntricas que incluyen cargas vivas y de peso propio más cargas laterales permanentes, no deberá rebasar los valores de las presiones admisibles de la tabla 4.3.
- Puede permitirse un exceso de un tercio sobre las presiones admisibles de la tabla 4.3 para cargas vivas transitorias de viento o sismo.

- Las zapatas en roca blanda o suelo deben desplantarse a una profundidad mínima de 50 cm bajo la superficie del terreno o bajo la superficie del piso cercano, cualquiera que sea la de menor elevación de las dos.
- Incrementar las presiones nominales de la tabla 4.3 en un 5%, por cada metro de profundidad bajo la elevación de la especificación anterior, en pilas desplantadas en roca blanda.
- Emplear los valores de presiones de la tabla 4.3 correspondientes a las rocas sanas compactas y medianamente compactas. Cuando se desplanta en la superficie del terreno se deberá agregar a los valores nominales un 30% por cada metro de profundidad adicional.
- En zapatas que tengan cuando menos una dimensión lateral menor de 1 m, los valores de la tabla 4.3 se aplicarán reducidos por un factor igual al ancho menor de la zapata en metros.

Tabla 4.3 Valores nominales de presiones admisibles para zapatas.

TIPO DE ROCA	CONSISTENCIA EN EL SITIO	PRESIONES ADMISIBLES kg/cm ²	
		Intervalo Normal	Valor promedio recomendado
Rocas ígneas y metamórficas cristalinas: granito, diorita, basalto, gneiss (son admisibles grietas pequeñas).	Roca sana y compacta.	60 a 100	80
Rocas metamórficas foliadas como pizarras y esquistos (son admisibles grietas pequeñas).	Roca sana, medianamente compacta.	30 a 40	35
Rocas sedimentarias: lutitas, limolitas, areniscas y calizas sin cavidades con alto grado de cementación.	Roca sana, medianamente compacta.	15 a 25	20
Rocas blandas o intemperizadas de cualquier tipo y lutitas compactas y sanas.	Roca blanda.	8 a 12	10
Lutita blanda	Roca blanda.	2 a 6	4

Sowers describe varias posibilidades de superficies de falla de cimentaciones apoyadas en roca debido a la capacidad de carga. La falla esta en función del área cargada, del espaciamiento entre las juntas y de la apertura de las mismas.

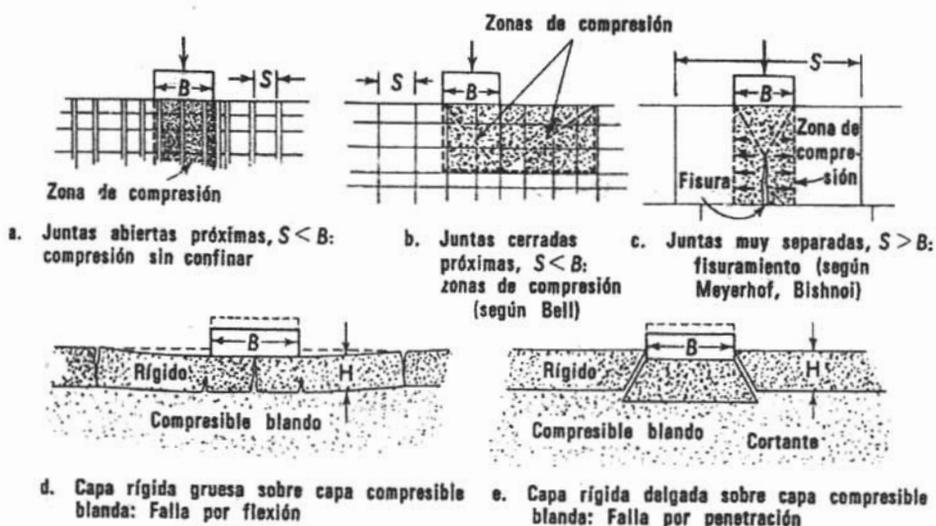


Figura 4.6 Diversas maneras de fallar la roca por capacidad de carga.

Caso a

El espaciamiento de las juntas, S , es menor que el ancho de la cimentación, B , y las juntas están abiertas. La cimentación es soportada por una serie de columnas verticales no confinadas lateralmente, por lo que la capacidad de carga puede estimarse a partir de la resistencia a la compresión de esas columnas. La capacidad de carga será siempre menor que la suma de las resistencias de todas las columnas localizadas bajo la cimentación, debido a que las columnas poseen distinta rigidez y algunas fallarán antes que otras.

Caso b

Las juntas están cerradas y la presión se transmite a través de ellas sin movimiento, por lo que el proceso de esfuerzo cortante es esencialmente el descrito por Bell-Terzaghi, en la fig. 4.7.

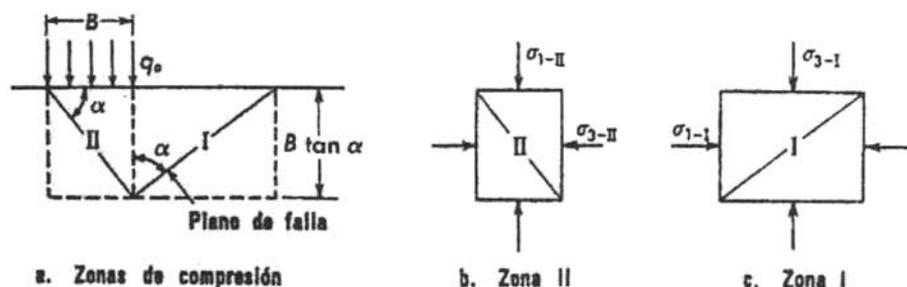


Figura 4.7 Planos de falla rectos y zonas prismáticas de compresión triaxial o cortante bajo una carga uniforme.

La capacidad de carga se puede determinar empleando los resultados obtenidos de la gráfica de la figura 4.8.

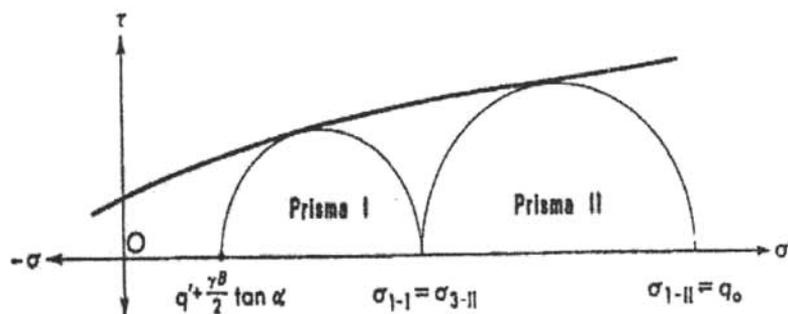


Figura 4.8 Circulo de Mohr para el análisis de capacidad de carga basado en planos de falla rectos y zonas prismáticas.

Caso c

El espaciamiento es mucho mayor que el ancho de la cimentación; Meyerhof y Bishnoi describen el caso, la capacidad de carga puede expresarse por la ecuación:

$$q_c = J c N_{cr}$$

donde:

q_c = capacidad de carga

J = factor de corrección

c = cohesión

N_{cr} = factor de capacidad de carga para cimentación circular en roca con juntas.

La figura 4.9 proporciona los valores del factor N_{cr} , obtenidos de modelos; se muestran los valores correspondientes a cimientos circulares, siendo los de tipo cuadrado un 85% de los mostrados. La gráfica adjunta proporciona los valores de J en función de H/B .

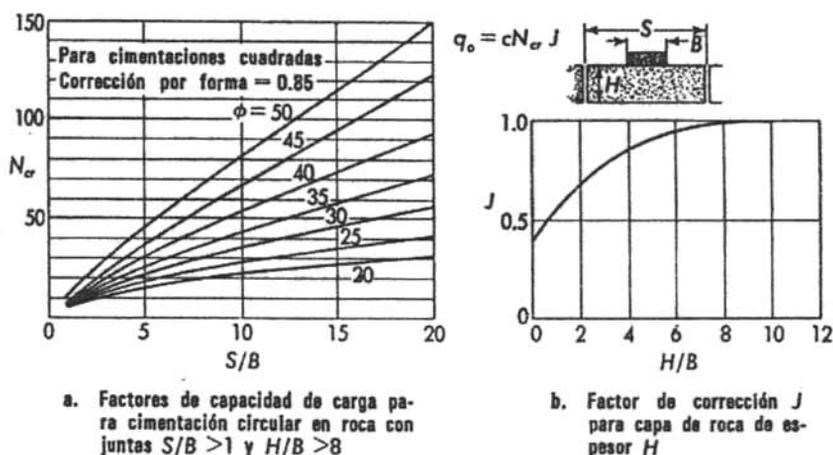


Figura 4.9 Factores de capacidad de carga para roca fracturada. (Según Bishnoi)

Caso d y e

Estos casos se refieren a formaciones de roca estratificada sobreyaciendo a rocas blandas o suelo compresible. Pueden ocurrir dos formas de falla, según sean las relaciones H/S y S/B y la resistencia a la flexión de la roca. En donde H es el espesor de la roca intacta, B el ancho del cimiento y S el espaciamiento de las juntas.

En el caso d, la resistencia a la flexión de la roca es pequeña y la relación H/B es grande, mientras que en el caso e, la falla es por penetración porque la relación H/B es pequeña.

Una cimentación sobre una cavidad en la roca puede fallar también por flexión o por penetración y puede ser analizada aproximadamente por estos procedimientos. Sin embargo, uno de los factores desconocidos más importantes en estos análisis, es la ubicación de las fracturas o juntas verticales y sus efectos en el proceso de falla.

El grado de alteración de las rocas y la frecuencia de las discontinuidades tienen un efecto importante sobre la capacidad de carga del terreno, conforme la roca está más alterada se deben emplear las teorías para determinar la capacidad de carga aplicadas para suelos, por otra parte en rocas muy resistentes pero fracturadas, la capacidad de carga está fuertemente influenciada por las características de resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades. Los rellenos de arcilla que están presentes en los planos de falla o fractura en rocas como granitos y basaltos reducen la resistencia al corte del macizo rocoso en general.

4.4 ASENTAMIENTOS DE CIMENTACIONES APOYADAS EN ROCA⁵

El asentamiento no suele ser una limitación para el diseño, pues dada la rigidez del material, suele ser completamente despreciable.

El asentamiento de las cimentaciones sobre formaciones de roca está regido por las juntas. En la roca dura con juntas cerradas es insignificante. Si las juntas son abiertas o irregulares, el asentamiento que se observa es comparable con la medida de la separación de las juntas debajo del área cargada. El asentamiento potencial se puede evaluar por ensayos de consolidación en muestras no alteradas.

4.4.1 ESTIMACIÓN DE LOS ASENTAMIENTOS⁶

Una forma muy sencilla de realizar los cálculos de asentamientos, es empleando la ecuación clásica para asentamientos diferenciales superficiales producidos por una carga uniformemente distribuida, circular de radio r , en un semi-espacio elástico, que es la siguiente:

$$\delta = P (1 - \mu^2) / 2Ea$$

donde:

- δ = es el desplazamiento producido.
- P = presión aplicada por la estructura.
- E = módulo de deformabilidad del terreno.
- a = es el radio del cimient.
- μ = relación de Poisson

La medición e interpretación de las propiedades de la roca son básicas para la estimación de los asentamientos probables de la cimentación. La deformabilidad de macizos rocosos figurados se puede determinar a partir de pruebas de placa, de preferencia del tipo placa flexible, con medición de deformación al centro.

Debido al costo y tiempo para realizar estos ensayos, con mucha frecuencia es necesario recurrir a gráficas que correlacionan la información de resultados de pruebas de placa y las características del terreno como son:

- RQD
- Frecuencia de fracturamiento
- La relación entre velocidades de onda sísmica V_p de campo y velocidades sísmicas V_l obtenidas de núcleos de roca en laboratorio (V_p^2 / V_l^2)
- Valor del módulo de deformabilidad obtenido en pruebas de roca intacta

Tabla 4.4 Valores del factor de masa.

RQD (%)	Descripción de la roca	Frecuencia de fractura por metro	Índice de velocidad V_f^2/V_L^2	Factor de masa (j)
0-25	Muy pobre	> 15	0.0 - 0.2	> 0.2
25-50	Pobre	8 - 15	0.2 - 0.4	> 0.2
50-75	Regular	5 - 8	0.4 - 0.6	0.2 - 0.5
75-90	Buena	1 - 5	0.6 - 0.8	0.5 - 0.8
90-100	Excelente	> 1	0.8 - 1.0	0.8 - 1.0

Cuando se han realizado pruebas de placa in-situ, el método más simple para estimar los asentamientos de una estructura es mediante la extrapolación de los valores de asentamiento obtenidos en la prueba.

Si la placa y la cimentación están sometidas a la misma presión, los asentamientos se pueden calcular con la ecuación:

$$\delta_f / \delta_p = (R_f / R_p)^a$$

donde:

δ = asentamiento.

R = es el radio.

f y p = se refieren a la cimentación y placa respectivamente.

a = depende de las dimensiones de la placa, pero aproximadamente igual a la unidad.

Los asentamientos en el macizo rocoso son debidos fundamentalmente al cierre de las discontinuidades existentes más que a la deformabilidad de la matriz de roca intacta. La deformación en el macizo rocoso bajo la influencia de la carga transmitida por la cimentación puede estimarse empleando la solución elástica con las siguientes expresiones:

$$\rho = q_0 (1-\nu^2) r I_p / E_m \text{ siendo } I_p = (\pi)^{1/2} / \beta_z \text{ ---- para zapatas de sección circular}$$

$$\rho = q_0 (1-\nu^2) B I_p / E_m \text{ siendo } I_p = (L/B)^{1/2} / \beta_z \text{ ---- para zapatas de sección rectangular}$$

donde:

ρ = asentamiento elástico

q_0 = esfuerzo vertical aplicado

ν = relación de Poisson

I_p = coeficiente de influencia

E_m = módulo elástico de la masa rocosa

L = longitud de zapata

B = ancho de la zapata

β_z = factor adimensional

r = radio de la zapata

L/B	β_z^*
Circular	1.13
1	1.08
2	1.10
3	1.15
5	1.24
10	1.41

*zapatas rígidas

Los valores de la relación de Poisson para diferentes tipos de rocas se indican en la tabla siguiente y los valores del módulo elástico del macizo rocoso deberán determinarse mediante pruebas de campo.

Tabla 4.5 Valores de la relación de Poisson para diferentes tipos de roca.

Tipo de roca	Valor	Número de muestras de roca	Valor de Poisson			Desviación estándar
			Máximo	Mínimo	Intermedio	
Granito	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
Gabro	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
Diabasa	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
Basalto	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
Cuarcita	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
Mármol	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
Gneiss	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
Esquistos	12	12	0.31	0.02	0.12	0.08
Arenisca	12	12	0.46	0.08	0.20	0.11
Limolita	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
Lutita	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
Caliza	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
Dolomita	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

4.5 MÉTODO A.A.S.H.T.O.⁷

Las normas de la American Association of State Highways and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.) nos indican en su sección 4.4.8 la forma de obtener la capacidad de carga y el asentamiento de una cimentación superficial a base de zapatas desplantadas sobre roca.

4.5.1 DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES EN ROCA

Las cimentaciones superficiales apoyadas sobre roca se diseñan para soportar la capacidad de carga y estructural adecuada, así como los asentamientos tolerables además, la respuesta de los cimientos sometida a la carga sísmica y dinámica se evalúan conforme con el

Artículo 4.4.10. Para los cimientos apoyados en la roca, la ubicación de la presión resultante (R) de las cargas, en la base de la zapata se mantendrá dentro de B/4 del centro del cimiento.

La capacidad de carga y el asentamiento de los cimientos apoyados en la roca son influenciados por la presencia, orientación y condición de las discontinuidades, perfiles de intemperización, entre otros factores. Los métodos usados para el cálculo de la capacidad de carga de la cimentación desplantada en roca deben considerar estos factores cuando se aplican a un sitio en particular, por lo que deberán incorporarse al cálculo.

Para las cimentaciones desplantadas en roca sana, la seguridad en los análisis simples y directos basados en el esfuerzo de compresión uniaxial de la roca y el RQD pueden ser aplicables. La roca sana se define como una masa rocosa con discontinuidades que no tienen aberturas más grandes del ancho de 1/8 pulgada. Para los cimientos desplantados en roca de menor resistencia, se deberán de realizar investigaciones más detalladas y en los análisis se deben conocer los efectos del intemperismo, la presencia y condición de las discontinuidades y otros factores geológicos.

4.5.1.1 CAPACIDAD DE CARGA

Cimentaciones sobre roca sana

La capacidad de carga admisible para cimientos superficiales apoyados a nivel de desplante de roca sana se puede determinar empleando la figura 4.10 (Peck, et al. 1974). En ningún caso el esfuerzo máximo debe exceder el esfuerzo de compresión del concreto. Si la roca dentro de una profundidad de 0.5B debajo de la base del cimiento es de pobre calidad, se usará el RQD de la roca más débil para determinar la capacidad de carga.

Cimentaciones sobre roca alterada o fracturada

El diseño de los cimientos sobre roca alterada o fracturada debe tomarse en cuenta para la condición del espaciamiento de las juntas y otras discontinuidades. Puede estimarse la capacidad de carga última de los cimientos apoyados en roca alterada o fracturada usando la siguiente ecuación:

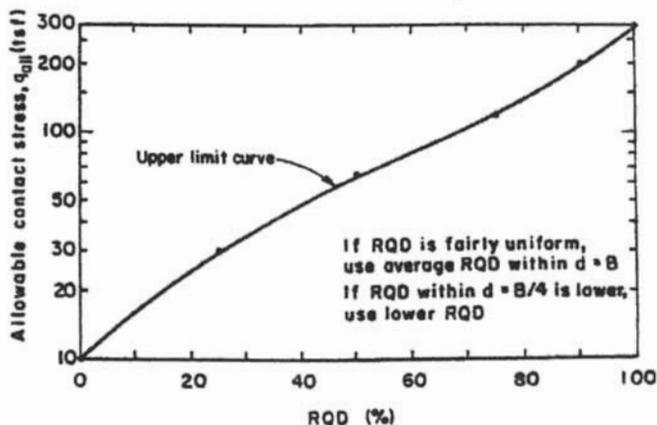
$$q_{ult} = N_{ms} C_o$$

donde:

q_{ult} = esfuerzo último del material.

N_{ms} = coeficiente para estimar el esfuerzo último.

C_o = esfuerzo uniaxial a la compresión.



Note:

q_{aj} shall not exceed the unconfined compressive strength of the rock or 0.595 f'c of the concrete.

Figura 4.10 Esfuerzo admisible de contacto aceptable para cimientos en rocas con discontinuidades compactas.

Refiriéndonos a la Tabla 4.6 para los valores de N_{ms} y de C_o debe determinarse preferentemente por los resultados del laboratorio de los núcleos obtenidos dentro de $2B$ de la base del cimiento.

Tabla 4.6 Valores del coeficiente N_{ms} para la estimación de la capacidad de carga última de cimientos en roca alterada o fracturada.

Calidad del macizo rocoso	Descripción general	RMR ⁽¹⁾	NGI ⁽²⁾	RQD ⁽³⁾	N_{ms} ⁽⁴⁾				
					A	B	C	D	E
Excelente	Roca intacta con juntas espaciadas >10 pies	100	500	95-100	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
Muy buena	Roca entrelazada herméticamente con juntas ásperas no intemperizadas espaciadas de 3 a 10 pies.	85	100	90-95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
Buena	Roca levemente intemperizada, con juntas separadas de 3 a 10 pies.	65	10	75-90	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
Regular	Rocas expuestas moderadamente a la intemperie con juntas separadas de 1 a 3 pies.	44	1	50-75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
Pobre	Rocas con numerosas juntas expuestas a la intemperie espaciadas de 1 a 20 pulgadas.	23	0.1	25-50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
Muy Pobre	Rocas con juntas sumamente intemperizadas con separación de < 2 pulgadas.	3	0.01	<25	Usar $q_{u,s}$ para una masa de suelo equivalente				

(1) Clasificación geomecánica de la masa rocosa - Bieniawski, 1988.

(2) Instituto Geotécnico de Noruega, clasificación del macizo rocoso, Barton, et al, 1974.

(3) Valores proporcionados de la clasificación de la calidad de la roca del RQD.

(4) Coeficiente para estimar el esfuerzo último.

Donde los estratos dentro de este intervalo el esfuerzo no es constante, la roca con la capacidad más baja debe determinar el q_{ult} . Alternativamente, la Tabla 4.7 puede usarse como una guía para estimar el C_o . Para las rocas con calidad muy pobre el valor de q_{ult} deberá determinarse como el valor de una masa de suelo equivalente.

Tabla 4.7 Rango del esfuerzo de compresión uniaxial (C_o) como una función de categoría y tipo de la roca.

Categoría de la roca	Descripción general	Tipo de roca	C_o ⁽¹⁾	
			(ksf)	(psi)
A	Rocas carbonatadas con cristales bien desarrollados.	Dolomia	700-6500	4800-45000
		Caliza	500-6000	3500-42000
		Carbonatita	800-1500	5500-10000
		Mármol	800-5000	5500-35000
		Tactita	2700-7000	19000-49000
B	Roca arcillosa litificada.	Argilita	600-3000	4200-21000
		Marga arcillosa	1000-4000	7600-28000
		Fililita	500-5000	3500-35000
		Limolita	200-2500	1400-17000
		Lutita ⁽²⁾	150-740	1000-5100
		Pizarra	3000-4400	21000-30000
C	Rocas arenosas con cristales fuertes y clivaje débil.	Conglomerado	700-4600	4800-32000
		Arenisca	1400-3600	9700-25000
		Cuarcita	1300-8000	9000-55000
D	Roca ígnea cristalina de grano fino.	Andesita	2100-3800	14000-26000
		Diabasa	450-12000	3100-83000
E	Roca cristalina ígnea y metamórfica de grano grueso.	Anfibolita	2500-5800	17000-40000
		Gabro	2600-6500	18000-45000
		Gneiss	500-6500	3500-45000
		Granito	300-7000	2100-49000
		Cuarzo-diorita	200-2100	1400-14000
		Cuarzo-monzonita	2700-3300	19000-23000
		Esquisto	200-3000	1400-21000
		Sienita	3800-9000	26000-62000

⁽¹⁾Valores de esfuerzo de compresión uniaxial reportado por varios investigadores.

⁽²⁾No incluye lutita petrolífera.

Factores de Seguridad

Las cimentaciones superficiales en roca se diseñan para las cargas del Grupo 1, empleando un factor mínimo de seguridad (FS) de 3.0 contra una falla de capacidad de carga.

4.5.1.2 ASENTAMIENTO

Cimentaciones sobre roca sana

Para las cimentaciones desplantadas en roca sana, los asentamientos elásticos generalmente serán de menos de ½ pulgada, cuando los cimientos se diseñan conforme al Artículo 4.5.1.1 de las normas AASHTO. Cuando los asentamientos elásticos de esta magnitud

son inaceptables o cuando la roca no es competente, debe realizarse un análisis de asentamiento basado en las características del macizo rocoso.

Cimientos sobre roca alterada o fracturada

Donde el criterio para la roca competente no se reúne, la influencia del tipo de roca, la condición de discontinuidades y grado de intemperismo debe considerarse en el análisis del asentamiento. Para determinar el asentamiento elástico de cimientos en roca alterada o fracturada se usan las siguientes expresiones:

- Para cimientos circulares;

$$\rho = q_0(1 - \nu^2) r l_p / E_m, \quad \text{con } l_p = (\sqrt{\pi}) / \beta_z$$

- Para cimientos rectangulares;

$$\rho = q_0(1 - \nu^2) B l_p / E_m, \quad \text{con } l_p = (L/B)^{1/2} / \beta_z$$

donde:

- ρ = asentamiento elástico
- q_0 = esfuerzo vertical aplicado
- ν = relación de Poisson
- l_p = coeficiente de influencia
- E_m = módulo elástico de la masa rocosa
- L = longitud de zapata
- B = ancho de la zapata
- β_z = factor adimensional
- r = radio de la zapata

Pueden estimarse los valores de l_p usando los datos de β_z , que se encuentran en la Tabla 4.4.7.2.2B del Artículo 4.4.7.2.2 para cimientos rígidos de las normas AASHTO. Los valores del coeficiente de Poisson (ν) para los característicos tipos de roca se presentan en la Tabla 4.8. La determinación del módulo de la masa rocosa (E_m) debe basarse en los resultados de las pruebas in-situ y del laboratorio. Alternativamente, los valores de E_m pueden estimarse multiplicando el módulo de la roca intacta (E_o) obtenido de la prueba de compresión uniaxial o simple, por un factor de reducción (α_E) que se obtiene de la frecuencia de discontinuidades de la calidad de la roca (RQD), usando las relaciones siguientes:

$$E_m = \alpha_E E_o$$

$$\alpha_E = 0.023 \text{ 1 (RQD) - 1.32} \geq 0.15$$

Para el diseño preliminar o cuando los datos de la prueba del sitio específico no pueden ser obtenidos, pueden usarse las pautas para estimar los valores de E_o (como se presenta en la Tabla 4.9 o en la Figura 4.11). Para los análisis preliminares o para el diseño final cuando los

resultados de prueba de in-situ no están disponibles, un valor de $\alpha_E = 0.15$ debe usarse para estimar E_m .

Tabla 4.8 Valores de la relación de Poisson para roca intacta modificado de Kulhawy (1978).

Tipo de roca	Número de Valores	Número de muestras de roca	Valor de Poisson			Desviación estándar
			Máximo	Mínimo	Intermedio	
Granito	22	22	0.39	0.09	0.20	0.08
Gabro	3	3	0.20	0.16	0.18	0.02
Diabasa	6	6	0.38	0.20	0.29	0.06
Basalto	11	11	0.32	0.16	0.23	0.05
Cuarcita	6	6	0.22	0.08	0.14	0.05
Mármol	5	5	0.40	0.17	0.28	0.08
Gneiss	11	11	0.40	0.09	0.22	0.09
Esquisto	12	11	0.31	0.02	0.12	0.08
Arenisca	12	9	0.46	0.08	0.20	0.11
Limolita	3	3	0.23	0.09	0.18	0.06
Lutita	3	3	0.18	0.03	0.09	0.06
Caliza	19	19	0.33	0.12	0.23	0.06
Dolomia	5	5	0.35	0.14	0.29	0.08

Tabla 4.9 Valores del módulo elástico para diferentes tipos de roca intacta modificada de Kulhawy (1978).

Tipo de roca	Número de Valores	Número de muestras de roca	Módulo elástico, E_r (psi x 10 ⁶) ⁽¹⁾			Desviación estándar
			Máximo	Mínimo	Intermedio	
Granito	26	26	14.5	0.93	7.64	3.55
Diorita	3	3	16.2	2.48	7.45	6.19
Gabro	3	3	12.2	9.80	11.0	0.97
Diabasa	7	7	15.1	10.0	12.8	1.78
Basalto	12	12	12.2	4.20	8.14	2.60
Cuarcita	7	7	12.8	5.29	9.59	2.32
Mármol	14	13	10.7	0.58	6.18	2.49
Gneiss	13	13	11.9	4.13	8.86	2.31
Pizarra	11	2	3.79	0.35	1.39	0.96
Esquisto	13	12	10.0	0.86	4.97	3.18
Filita	3	3	2.51	1.25	1.71	0.57
Arenisca	27	19	5.68	0.09	2.13	1.19
Limolita	5	5	4.76	0.38	2.39	1.65
Lutita	30	14	5.60	0.001	1.42	1.45
Caliza	30	30	13.0	0.65	5.70	3.73
Dolomia	17	16	11.4	0.83	4.22	3.44

⁽¹⁾ 1.0 x 10⁶ psi = 1.44 x 10⁵ ksf

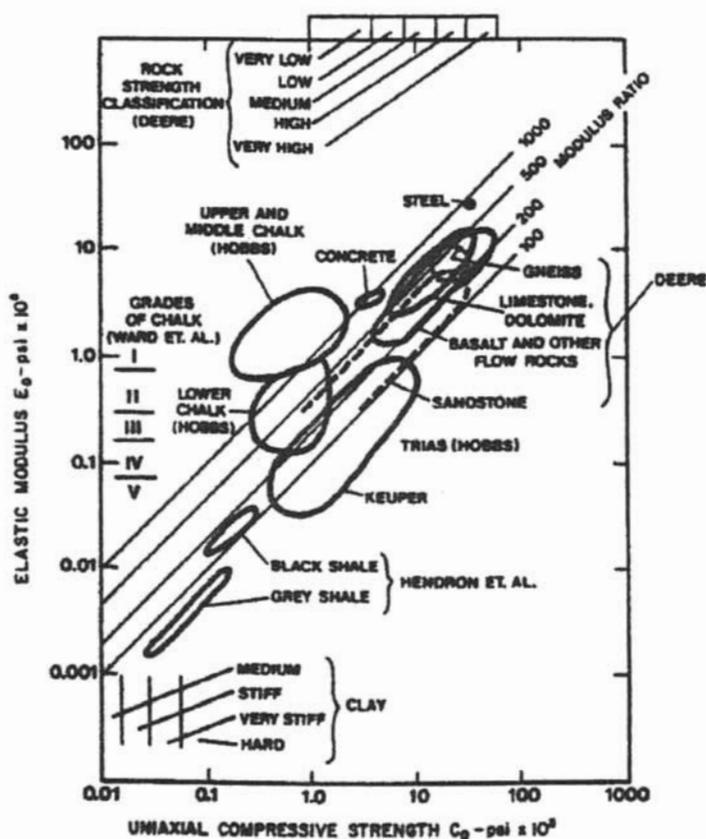


Figura 4.11 Relación entre el módulo elástico y el esfuerzo de compresión uniaxial para la roca intacta modificado de Deere (1968).

4.5.2 ESTABILIDAD

La estabilidad de los cimientos, taludes y suelo de cimentación o roca deben evaluarse para cimientos localizados delante o cerca de un talud, limitándose a métodos de equilibrio de análisis que emplearon Bishop, Janbu, Spencer u otros que son generalmente aceptados en el análisis de estabilidad de taludes. Donde los parámetros del suelo y la roca, y el nivel de agua freática están basados en las pruebas in-situ y/o de laboratorio, el factor mínimo de seguridad será de 1.3 (o 1.5 donde se apoyan los estribos sobre un talud). Por otra parte, el factor mínimo de seguridad debe ser de 1.5 (o 1.8 donde se apoyan los estribos sobre un muro de retención).

4.6 TRATAMIENTOS DE LA MASA ROCOSA⁸

La cimentación de una obra debe cumplir con las siguientes características: estabilidad, impermeabilidad y que sea poco deformable.

En el caso de la cimentación de puentes y edificaciones que se localiza cerca de pendientes topográficas como cantiles o en laderas naturales con fuerte pendiente, la seguridad de la cimentación depende esencialmente de la estabilidad del talud sobre la que se encuentra. En las presas los problemas de flujo de agua en la cimentación pueden asociarse a la estabilidad de las laderas y del fondo del cauce. En ambos casos la orientación de las discontinuidades, así como el grado de alteración de las rocas, son factores que rigen la estabilidad del terreno de la cimentación de la obra.

La impermeabilidad en el caso de las presas, procura que las pérdidas de agua por filtración sean mínimas a través del material rocoso de la cimentación.

En cuanto a la deformabilidad en estructuras de tipo rígido, tales como pilas y estribos de puentes, el terreno de cimentación debe ser compatible con el de la propia estructura.

En las cimentaciones apoyadas sobre roca las formas de tratamiento más utilizadas, para mejorar las propiedades mecánicas e hidráulicas son: las inyecciones de consolidación e impermeabilización bajo el nivel de desplante y el anclaje y drenaje de taludes naturales afectados por la cimentación o de paredes de excavaciones necesarias para alcanzar el nivel de desplante.

Antes de empezar a desplantar una cimentación en roca, primero se debe realizar la remoción de la vegetación, raíces, troncos y de la capa de tierra vegetal. Después se excavan las zonas de roca de mala calidad (muy deformable o de baja resistencia) y las oquedades existentes se rellenan con mortero o concreto. Cuando los bloques están sueltos o potencialmente inestables no pueden removerse, se deben asegurar por medio de anclas.

Si la superficie presenta salientes y partes profundas inconvenientes para el desplante de la cimentación, se regulariza por medio de precortes, voladuras controladas y relleno de concreto, hasta dejar una superficie uniforme.

Existen diferentes tipos de tratamiento del terreno de cimentación en donde se presenta la roca, con la ayuda del estudio previo del lugar se determina que método es más adecuado en el caso de que sea factible y no muy costoso. A continuación se mencionarán algunos tipos de tratamiento para cimentar sobre rocas:

- ❖ Una zona blanda estrecha debajo del cimientto, no reducirá gravemente el apoyo de la roca contigua si los bordes de la roca sana no se desmoronan. Se deben limpiar las fisuras hasta una profundidad igual a dos veces el ancho de las mismas y rellenarlas con concreto, para sostener las aristas de la roca. Como se observa en la siguiente figura.

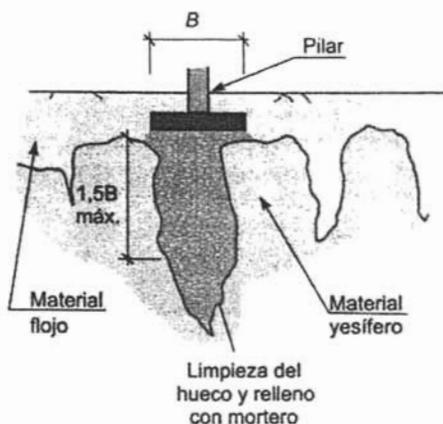


Figura 4.12 Método empleado para cimentar en zonas con grietas.

- ❖ Una roca cuya superficie sea irregular o esté en pendiente, no ofrece dificultad para cimentar si se puede limpiar suficientemente para obtener una buena adherencia con el hormigón y si la pendiente es menor que el ángulo de fricción interna de la roca o del concreto. La excavación o la voladura para nivelar la roca pueden debilitarla y hacer más daño que bien. Se puede aumentar la resistencia al deslizamiento, a bajo costo, haciendo perforaciones en las rocas e insertando trozos de barras de refuerzo (figura 4.11).

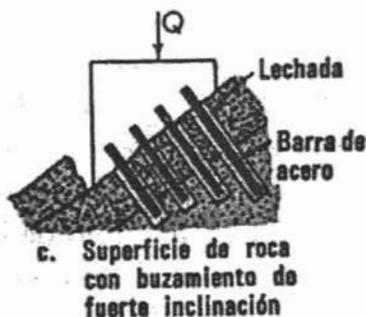


Figura 4.13 Empleo de barras de acero para cimentar en pendiente.

- ❖ Los defectos en las vetas en pendientes que debilitan la roca, y que delimitan bloques que pueden resbalar fácilmente, se pueden subsanar de dos maneras: removiendo la masa inestable o fijándola por medio de pernos para roca, como se ve en la figura 4.12.

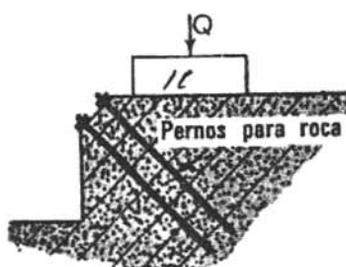


Figura 4.14 Utilización de pernos de acero para cimentación.

- ❖ Las cavidades y zonas de alta porosidad que pueden producir consolidación o falla de capacidad de carga, se deberán explorar en la zona de cimentación convenientemente para excluir esta posibilidad. Pero en el caso de que existan estas cavernas y su techo ofrezca peligro de no sustentar la cimentación, se requerirá el empleo de inyecciones de cemento (figura 4.13), para fortalecer la masa o sostener la capa de roca sobre la cual se asienta la cimentación.

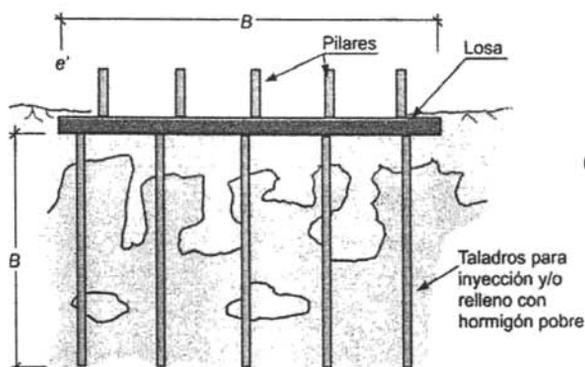


Figura 4.15 Empleo de losa y taladros con inyecciones en zonas con cavidades.

- ❖ En roca agrietada, fisurada o junteada, han de ser las zonas más débiles las que limiten las cargas de diseño a emplear en un caso dado y, en estos casos, conviene elevar el factor de seguridad.

LISTA DE FIGURAS

FIGURAS	REFERENCIA
Figura 4.1 Ejemplos de cimentación de zapatas.	Ruiz V., M.; González H., S. (1999). "Geología Aplicada a la Ingeniería Civil". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 4.2 Ejemplos de losa de cimentación.	Ruiz V., M.; González H., S. (1999). "Geología Aplicada a la Ingeniería Civil". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 4.3 Pilotes por su forma de empleo.	Ruiz V., M.; González H., S. (1999). "Geología Aplicada a la Ingeniería Civil". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
Figura 4.4 Tipos de cimentaciones profundas.	Juárez, E.; Rico, A. (1996). "Mecánica de Suelos Tomo II y III". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
Figura 4.5 Valores del coeficiente de K.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Figura 4.6 Diversas maneras de fallar la roca por capacidad de carga.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Figura 4.7 Planos de falla rectos y zonas prismáticas de compresión triaxial o cortante bajo una carga uniforme.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Figura 4.8 Círculo de Mohr para el análisis de capacidad de carga basado en planos de falla rectos y zonas prismáticas.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Figura 4.9 Factores de capacidad de carga para roca fracturada. (Según Bishnoi)	Sowers, G. B. (1993). "Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones". Editorial Limusa. México.
Figura 4.10 Esfuerzo admisible de contacto aceptable para cimientos en rocas con discontinuidades compactas.	American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.
Figura 4.11 Relación entre el módulo elástico y el esfuerzo de compresión uniaxial para la roca intacta modificado de Deere (1968).	American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.
Figura 4.12 Método empleado para cimentar en zonas con grietas.	González V., L. (2002). "Ingeniería Geológica". Editorial Prentice Hall. Madrid.
Figura 4.13 Empleo de barras de acero para cimentar en pendiente.	Sowers, G. B. (1993). "Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones". Editorial Limusa. México.
Figura 4.14 Utilización de pernos de acero para cimentación.	Sowers, G. B. (1993). "Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones". Editorial Limusa. México.
Figura 4.15 Empleo de losa y taladros con inyecciones en zonas con cavidades.	González V., L. (2002). "Ingeniería Geológica". Editorial Prentice Hall. Madrid.

LISTADO DE TABLAS

TABLAS	REFERENCIA
Tabla 4.1 Valores de K en función del espaciamiento de discontinuidades.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Tabla 4.2 Presiones admisibles para diferentes valores de RQD.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Tabla 4.3 Valores nominales de presiones admisibles para zapatas.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). "Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas". C.F.E. México.
Tabla 4.4 Valores del factor de masa.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Tabla 4.5 Valores de la relación de Poisson para diferentes tipos de roca.	Ruiz V., M. (1999). "Notas del curso: Cimentaciones en Roca". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
Tabla 4.6 Valores del coeficiente N_{ms} para la estimación de la capacidad de carga última de cimientos en roca alterada o fracturada.	American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.
Tabla 4.7 Rango del esfuerzo de compresión uniaxial (C_u) como una función de categoría y tipo de la roca.	American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.
Tabla 4.8 Valores de la relación de Poisson para roca intacta modificado de Kulhawy (1978).	American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.
Tabla 4.9 Valores del módulo elástico para diferentes tipos de roca intacta modificada de Kulhawy (1978).	American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). "Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.

LISTADO DE REFERENCIAS

SUBINDICES	REFERENCIA
7	American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). " Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones ". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.
4, 5, 6, 8.	Comisión Federal de Electricidad. (1979). " Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas ". C.F.E. México.
8	González V., L. (2002). " Ingeniería Geológica ". Editorial Prentice Hall. Madrid.
1, 2, 3.	Hoek, E. (1986). " Excavaciones: subterráneas en Roca ". Editorial McGraw-Hill. México.
1, 2.	Juárez, E.; Rico, A. (1996). " Mecánica de Suelos Tomo II y III ". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
1, 2, 3.	Peck, R. B. (1990). " Ingeniería de Cimentaciones ". Tercera reimpresión de la Primera Edición. Editorial Limusa. México.
1, 2.	Ruiz V., M.; González H., S. (1999). " Geología Aplicada a la Ingeniería Civil ". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
4, 5, 6.	Ruiz V., M. (1999). " Notas del curso: Cimentaciones en Roca ". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
4, 5, 6.	Sowers, G. B. (1993). " Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones ". Editorial Limusa. México.
1,2, 8.	Tomlinson, M. J. (1996). " Cimentaciones: Diseño y Construcción ". Primera Edición. Editorial Trillas. México.

BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). "**Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones**". AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.

Comisión Federal de Electricidad. (1979). "**Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas**". C.F.E. México.

González V., L. (2002). "**Ingeniería Geológica**". Editorial Prentice Hall. Madrid.

Hoek, E. (1986). "**Excavaciones: subterráneas en Roca**". Editorial McGraw-Hill. México.

Juárez, E.; Rico, A. (1996). "**Mecánica de Suelos Tomo II y III**". Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.

Peck, R. B. (1990). "**Ingeniería de Cimentaciones**". Tercera reimpresión de la Primera Edición. Editorial Limusa. México.

Ruiz V., M.; González H., S. (1999). "**Geología Aplicada a la Ingeniería Civil**". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.

Ruiz V., M. (1999). "**Notas del curso: Cimentaciones en Roca**". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.

Sowers, G. B. (1993). "**Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones**". Editorial Limusa. México.

Tomlinson, M. J. (1996). "**Cimentaciones: Diseño y Construcción**". Primera Edición. Editorial Trillas. México.

CAPÍTULO V

EJEMPLOS DE CIMENTACIÓN DE PUENTES EN ROCA

En este capítulo se ilustran dos ejemplos de puentes cuya cimentación se encuentra desplantada sobre roca, en dichos ejemplos se indican los aspectos mencionados en el presente trabajo. La memoria de cálculo no abarcará todo el diseño del puente, solamente en lo concerniente a la cimentación.

5.1 PUENTE MEZCALA¹

A partir del ingreso de México al TLC con América del Norte se propicio la necesidad de disponer de mayor capacidad de tránsito, confort y seguridad, entre el puerto de Acapulco y la capital del país. Esta necesidad se estudio ampliamente para elaborar el Programa Nacional de autopistas, 1989-1994; donde se incluyó la Carretera Federal Cuernavaca-Acapulco, para proyectar una autopista de altas especificaciones, de 263 km de longitud, comparada con los 312 km de la carretera libre, lográndose así reducir el tiempo teórico de recorrido a 31/2 horas, de la ciudad de México a Acapulco, con el consecuente ahorro de combustible entre otras ventajas.

En el trazo de la nueva autopista implicó cruzar al río Balsas denominado en esa zona río Mezcala.

5.1.1 LOCALIZACIÓN Y TIPO DE ESTRUCTURA DEL PUENTE

El Puente Mezcala está ubicado en el tramo Chilpancingo-Puente de Ixtla, en el Estado de Guerrero, en el kilómetro 150+519 de la autopista Cuernavaca-Acapulco (también conocida como Autopista del Sol), con origen en el Puerto de Acapulco, a una distancia aproximada de 42 km, aguas arriba del cruce actual del río con la carretera federal del mismo destino.

Esta localización resulto del análisis y la selección racional de varias alternativas de trazo de la autopista para cruzar el río Balsas; basándose principalmente en los datos, las condiciones y restricciones de diseño, los estudios previos (básicamente los de mecánica de suelos) los recursos disponibles, los requisitos generales de las obras de ingeniería, así como la experiencia desarrollada durante la evolución de la ingeniería de puentes mexicana.

El puente Mezcala es una estructura de tablero continuo, atirantado, y del tipo hiperestático, apoyado por dos estribos y cinco pilas estructurales, todas de concreto armado, de las cuales tres son principales y dos son secundarias. Las pilas principales son las que

¹ Evolución de las cimentaciones de Puentes construidos en México, Fundación ICA, 2001.

soportan los claros centrales por medio de tirantes distribuidos geométricamente en la forma de tres abanicos, mientras que las pilas secundarias funcionan únicamente como puntales convencionales.

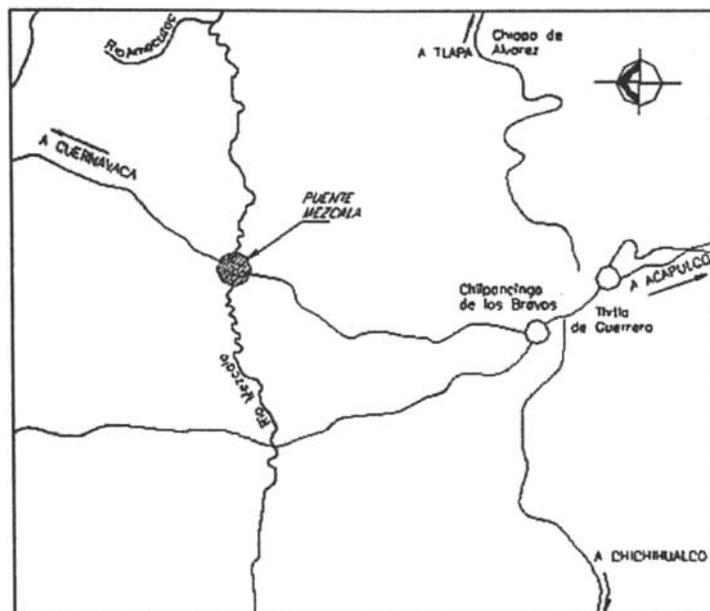


Figura 5.1 Ubicación del Puente Mezcala

5.1.2 DATOS TÉCNICOS DEL PUENTE

Para plantear la solución al trazo de la autopista se estudiaron las características topográficas y geotécnicas de ambas márgenes montañosas del río Mezcala, aunadas con las características hidráulicas, las del régimen eólico y la elevada sismicidad de la región. Esta autopista de altas especificaciones presenta como datos de diseño los siguientes:

- Cuatro carriles de circulación, velocidad nominal de recorrido de 110 km/h.
- Pendiente máxima de la rasante de 6%.
- Curvaturas horizontales pequeñas.

El puente Mezcala cubre en su totalidad una longitud nominal de 882 m mediante una superestructura de seis tramos de tablero, formado este por dos traveses longitudinales (laterales) metálicas de sección I, con puentes de acero y losa de concreto reforzado. Los cuatro primeros tramos se apoyan en las tres pilas principales que son la 2, la 3 y la 4, y tienen un atirantamiento lateral constituido de torones de acero, distribuidos geométricamente en forma de medio abanico con un pilón estructural de concreto reforzado en forma de H en el que están anclados los tirantes.

Las longitudes nominales de los tramos son de 80, 311, 300, 84, 68 y 39 m, mientras que el ancho total del tablero es de 19.6 m. Las pilas estructurales principales son huecas de sección variable, mientras que las pilas secundarias son huecas de sección constante. En cuanto a la altura del puente se refiere, la pila 3 mide 160 m desde el fondo de la barranca y su pilón mide 75 m de longitud, lo cual suma una altura total de 235 m.

Esta solución estructural diseñada para el Puente Mezcala permitió satisfacer simultáneamente las exigencias de funcionalidad, resistencia (para soportar sismos y vientos de gran intensidad y cargas vivas excepcionales hasta de 300 toneladas), facilidad de conservación (podrá cambiarse cualquier tirante con mínima perturbación del tránsito vehicular), mínimo plazo para la construcción y costo competitivo por metro cuadrado de calzada.

5.1.3 ESTUDIOS PREVIOS

Para la realización de este importante sitio se hicieron una gran cantidad de estudios, entre los que se encuentran geológicos, topográficos y geosísmicos de refracción, con la configuración "up hole" y tendidos tradicionales de diez sismógrafos, profundizándose la investigación hasta los 35 m. Este último fue realizado principalmente en los apoyos principales del puente con la finalidad de conocer las características geodinámicas de las estructuras del subsuelo, así como la detección de fracturas que pudieran causar inestabilidad al proyecto. Obteniendo los resultados que se indican en el siguiente inciso.

5.1.4 ESTRATIGRAFÍA Y LITOLOGÍA DEL SITIO

De acuerdo con el estudio geosísmico, la estratigrafía del sitio está constituida superficialmente por materiales residuales alterados, bajo los que aparecen derrames de roca andesítica altamente fracturada, fragmentada y empacada que se intercala con depósitos de talud, en la figura 5.2 se aprecia el perfil estratigráfico del puente Mezcala a lo largo de este. Bajo estos materiales, en la margen derecha se encuentra un horizonte de roca sedimentaria altamente alterada que puede corresponder a la transición con un macizo de roca lutítica; correspondiente a la formación Mezcala, en tanto que en la margen izquierda se presenta una arcilla dura con gravas bajo la cual se encuentra un conglomerado de la Formación Balsas.

Bajo estos materiales y en la parte baja de la margen izquierda, aparecen materiales lutíticos que pertenecen a la Formación Mezcala, sin embargo en la parte alta ya no se encontraron por estar más profundos.

Bajo el estribo 1 y la pila estructural 2 se encontró andesita muy fracturada, con rellenos de cuarzo, calcita y arcilla (denominada Formación Tetelcingo)

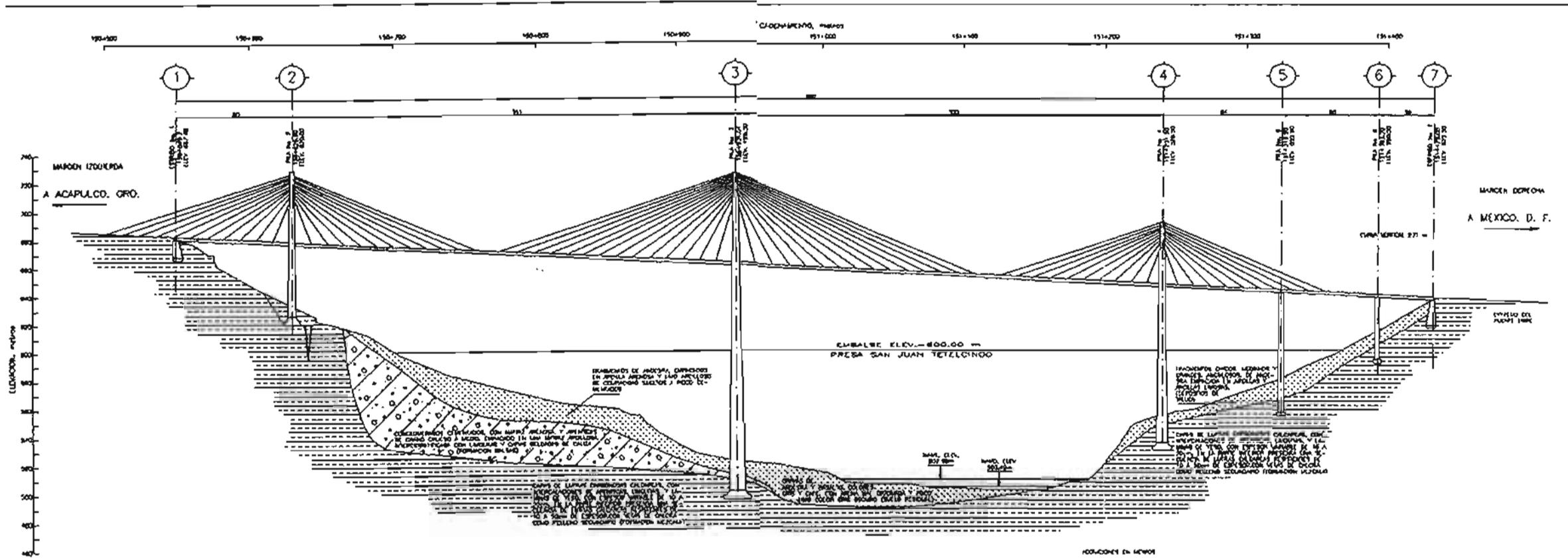


Figura 5.2 Perfil estratigráfico de la zona del Puente Mezcala

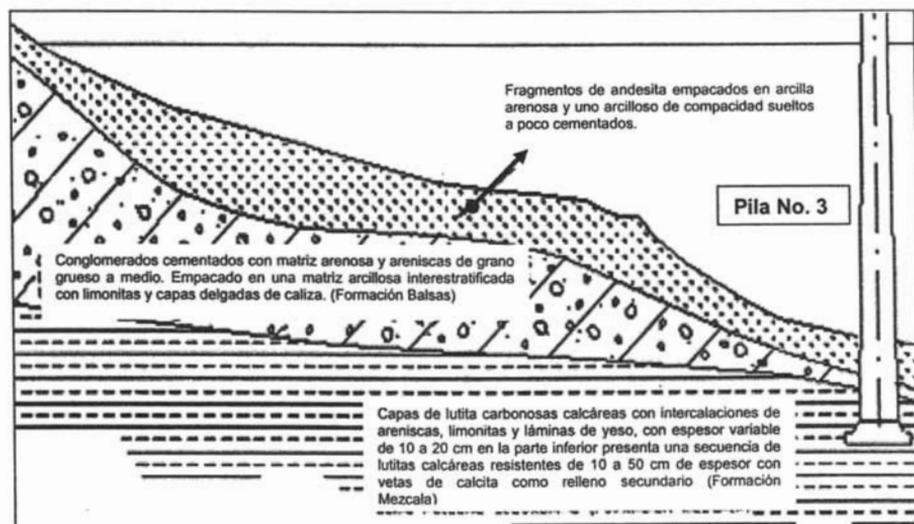


Figura 5.3 Composición del terreno entre las Pilas No. 2 y 3.

En la zona comprendida entre la pila estructural 2 y 3 (Figura 5.3), se encontraron tres estratos:

- El primero está formado por fragmentos chicos y medianos de andesita empacados en arcilla arenosa y limos arcillosos de sueltos a poco cementados y de alta permeabilidad; este estrato tiene la particularidad de que en estado seco es sumamente duro, pero al estar en contacto con el agua pierde prácticamente toda su resistencia.
- El segundo estrato está compuesto por un conglomerado de matriz arenosa y areniscas de grano grueso a medio en matriz arcillosa, interestratificadas con limonitas e intercalaciones de capas delgadas de caliza de alta porosidad (Formación Balsas).
- El tercer estrato está formado en su parte superior por capas de lutitas carbonosas y calcáreas con intercalaciones de lentes de areniscas y limonitas con laminas de yeso con espesores de 10 a 20 cm y en su parte inferior presenta una secuencia de lutitas calcáreas resistentes de 10 a 50 cm de espesor con vetas de caliza como relleno secundario de fracturas y juntas de estratificación (Formación Mezcala).

En la zona comprendida entre las pilas estructurales 3 y 4, se encontraron principalmente dos estratos:

- El primero formado por un material aluvial, compuesto por gravas de andesita y basalto colores café y gris con arena mal graduada y poco limo color gris oscuro.
- El segundo estrato corresponde al descrito anteriormente para la Formación Mezcala.

Finalmente en la zona comprendida desde la pila estructural 4 hasta el estribo 7 se encontraron también dos estratos:

- El primero formado por depósitos de talud compuestos por fragmentos chicos, medianos y grandes de andesita, empacados en arcillas y arcillas limosas.
- En el segundo corresponde a la Formación Mezcala.

5.1.5 ASPECTOS GENERALES DE LA CIMENTACIÓN

Las cimentaciones para las pilas estructurales del puente son del tipo superficial, consistentes en zapatas aisladas de concreto reforzado con resistencia a la compresión simple $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y acero estructural con $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$. Los esfuerzos normales máximos que resultaron en el extremo de las zapatas fueron del orden de 200 ton/m^2 . A continuación se hace una breve descripción de cada apoyo de la superestructura:

ESTRIBO 1

Se localiza en la margen izquierda del río en el cadenamiento 150+540.74. La superestructura está empotrada en este estribo mediante preesfuerzo compuesto por 228 torones de 15 mm de diámetro. Su cimentación está formada por una losa de 30 cm de espesor por 57 m de largo y 18.10 m de ancho. Se utilizó concreto hidráulico con un revenimiento de 8 a 10 cm y tamaño máximo del agregado de 2.5 cm.

Posterior a esto van dos traveses principales de 3.7 m de altura, 1.5 m de espesor y la misma longitud de la losa; llevan seis cables de preesfuerzo de 19 torones de 15 mm de diámetro, en sentido longitudinal. Estas traveses van ancladas al terreno, ya que en estas, están anclados los tirantes 7, 8, 9, 10 y 11 de la pila estructural 2.

PILA ESTRUCTURAL 2

Se localiza en el cadenamiento 150+620.60. La cimentación está constituida por una zapata de 6m de altura que en sus primeros 3 m tiene 27 x 11.60 m y en sus siguientes 3 m varía de 24 x 8.60 m a 21 x 5.6 m, formando así un escarpio de 3 m de altura. La cota de desplante de la zapata es 620.00 y para su construcción se necesitaron 46287 kg de acero de refuerzo y 1426 m³ de concreto.

PILA ESTRUCTURAL 3

Está ubicada en el cadenamiento 150+932.04. La cimentación es a base de una zapata con tres parrillas de acero principales en las cotas 495.30, 498.3 y 501.3. Sus dimensiones son de 29 x 19 m hasta la cota 498.30 donde la sección cambia de 25 x 15 m y en los siguientes 3 m varía a 21 x 11 m. La cantidad utilizada de acero de refuerzo fue de 104831 kg mientras que el volumen de concreto fue de 2160m³.



Figura 5.4 Vista general del desplante de la pila estructural No. 4.

PILA ESTRUCTURAL 4

Se localiza en el cadenamiento 151+231.50, tiene una zapata de cimentación de 6.00 m de profundidad (figuras 5.4 y 5.5). Sus dimensiones en los primeros 3.00 m son de 27 x 14 m para los siguientes 3.00 m comienza con 24 x 11 m para terminar con 21.00 x 8.00 m. La cota de desplante de la cimentación es 528.50 y se utilizaron para su construcción 50860 kg de acero de refuerzo y 1783 m³ de concreto.

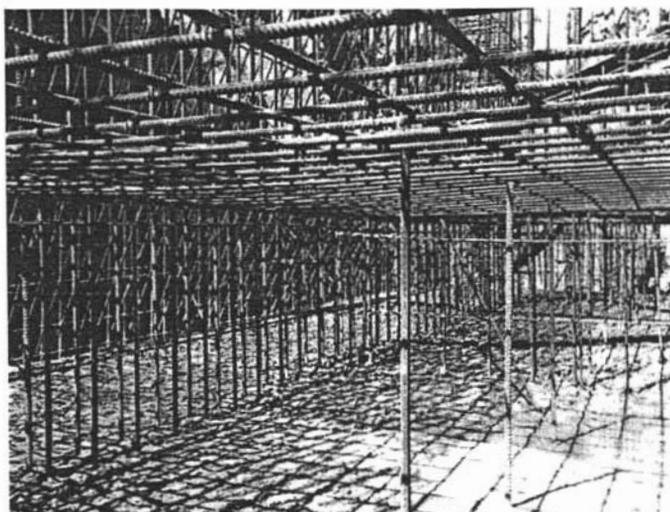


Figura 5.5 Detalle del armado de una pila principal.

PILA ESTRUCTURAL 5

Se localiza en el cadenamamiento 151+315.34 y tiene su nivel de desplante en la cota 552.90. Su cimentación es una zapata de 6.5 x 8.5 x 2.5 m. Se utilizaron para su construcción 12343 kg de acero de refuerzo y 138 m³ de concreto.

PILA ESTRUCTURAL 6

Se localiza en el cadenamamiento 151+383.21 y tiene su nivel de desplante en la cota 590.50 su cimentación se compone por medio de una zapata de 5.5 x 8.5 x 2.5m. Se utilizaron para su construcción 12535 kg de acero de refuerzo y 117 m³ de concreto.

ESTRIBO 7

El estribo de la margen derecha consiste en dos contrafuertes con cimentaciones independientes, diseñados para resistir las cargas verticales y los empujes de tierra. El contrafuerte de aguas abajo mide 4 x 9.79 x 1.50 m y su desplante está a la elevación 622.50m; el de aguas arriba mide 4 x 8.04 x 1.50 m y su desplante está a la elevación 615.79 m. Los contrafuertes están separados entre sí 18.10 m. Sobre estos contrafuertes se ubica una trabe de 1.60 x 1.00 m con pendiente de 8.01% que soportará una losa de 23.50 x 3.50 x 0.40m que servirá como apoyo a la última dovela del puente.

5.1.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN

Las excavaciones para las pilas estructurales se diseñaron considerando la profundidad de empotramiento del proyecto, así como el desempeño anticipado de los posibles taludes de los materiales a través de los cuales sería efectuada. Se utilizaron plataformas y rampas de acceso para ubicar el equipo de excavación en el frente de trabajo. El procedimiento de excavación consistió en las siguientes actividades:

- Desmante
- Despalme
- Extracción de material.
- Carga, acarreo y descarga de material
- Afriamiento de taludes
- Bombeo de achique.

El desmante y despalme consistió en la limpieza del terreno de árboles, arbustos y piedras, para continuar con el despalme hasta donde fue posible mediante la utilización de tractores.

La extracción del material se realizó con el procedimiento denominado "a cielo abierto", mediante el uso de explosivos, previa barrenación con track drill en toda la profundidad de la plataforma, con banqueos de hasta 6 m y con perforadora de piso en el cajón de desplante con longitudes de barrenación de 1.6 m. Las rocas en las que se realizaron los cortes fueron

principalmente basalto y lutitas, presentándose cortes de más de 50 m de profundidad. En total se excavaron aproximadamente 300,000 m³ de material.

La actividad de carga, acarreo y descarga de materiales se realizó mediante un cargador frontal sobre neumáticos a camiones fleteros que acarrearán el material a bancos de desperdicio.

Para la pila estructural 3, que por sus dimensiones y cercanía al río fue el sitio donde la excavación resultó crítica en la obra al quedar 9 m bajo el nivel de agua, fue necesaria la construcción de un canal de 3 m de profundidad alrededor de toda la excavación, de un carcamo de bombeo de 5 m de profundidad y 2 m de diámetro, en el cual se colocó una bomba sumergible con capacidad de 120 l/s. Así trabajando 16 horas efectivas al día, se logró una zona seca de trabajo.

Todas las zapatas fueron del tipo superficial y se desplantaron en un estrato firme con una capacidad mínima de carga de 115 kg/cm². Inicialmente se coló una plantilla de concreto con resistencia de 150 kg/cm², previa limpieza del desplante de la misma mediante un procedimiento de sopleado.

Una vez que se colocó el acero conforme al proyecto, se procedió con el cimbrado, que con el fin de evitar juntas constructivas, consistió únicamente en la colocación de dos tapones en el sentido transversal a los 27 m, dividiendo a la zapata por colar en tres cajones simétricos de 9 x 11 x 3 m; es decir, se utilizó como cimbra perimetral a la pared del mismo terreno. La secuencia para el colado de los tres cajones consistió en colar primero los dos exteriores y una vez fraguados se coló el cajón central.

La colocación del concreto en las zapatas de las cinco pilas que conforman la subestructura del puente, se realizó de manera directa mediante canalones y utilizando seis "trompas de elefante" con pendiente máxima del 33%. Para evitar así la disgregación del concreto en la zona de colocación. Para el vibrado del concreto se utilizaron vibradores de inmersión de 2" de diámetro y se vibró en capas iguales y respetando el propio ángulo de reposo del concreto.

5.1.7 INCIDENTES DE IMPORTANCIA

Al realizar la excavación para desplantar la zapata del apoyo 2, se encontró, exactamente en esa zona, una discontinuidad con un ancho de unos cuantos centímetros (Figura 5.6), rellena con suelo residual, producto de la alteración de la roca lutita carbonosa calcárea existente en el sitio. Al limpiar esta grieta se amplió su espesor notablemente, obligando a que la zapata de este apoyo fuera recorrida 11.00 m. en la dirección hacia Acapulco ampliándose el claro del puente en esta misma dimensión, quedando de 311.00 m en lugar de los 300.00 m de proyecto.



Figura 5.6 Discontinuidad existente en el sitio de construcción.

5.2 PUENTE “LA PINTA”²

5.2.1 GENERALIDADES DEL PUENTE

El puente “La Pinta” se encuentra ubicado en el kilómetro 52 + 680 en el tramo “Durango - El Salto de la carretera Durango - Mazatlán” (ver figura 5.8); tiene un tramo central de 140 metros de longitud y dos tramos laterales de 90 m de longitud cada uno, por lo que su longitud total es de 320 m.

El puente es recto en planta, por lo tanto la sección transversal es simétrica y en el techo con una pendiente de 2% del centro a las extremidades para evacuación del agua. Longitudinalmente, el puente se encuentra en una tangente, con una pendiente máxima de +5.5 %.

El puente será construido con el método de “Doble volado”, que consiste en la construcción por medio de voladizos sucesivos, colados en sitio a partir de las pilas y que se unen al centro de los claros por medio de una dovela de cierre (ver figura 5.7). En los extremos del puente los cierres se hacen con colados sobre cimbra apoyada en el terreno, el puente es de trazo parabólico en sentido longitudinal y de sección cajón de concreto preesforzado para 2 carriles de circulación al momento de ponerlo en servicio con la posibilidad de ampliar a 4 carriles con la misma sección y de colocar un deflector central, por lo que el ancho total es de 16.66 m.

El tablero en voladizo es de altura variable (de 7.80 metros al nivel de las pilas 2 y 3 hasta 3.20 metros al cierre central o al nivel de los estribos) con un espesor de losa inferior variable (de 1.0 metros al eje de las pilas 2 y 3 hasta 0.22 metros al cierre central o a los estribos). Las almas tienen un espesor de 50 centímetros a lo largo del puente, son ligeramente inclinadas para tener un ancho de la losa inferior igual a 6.00 m al eje de las pilas 2 y 3. La distancia entre los paños exteriores de las almas al nivel de la losa superior es constante e igual a 8.58 m.

El tablero tendrá diafragmas intermedios (desviadores) para permitir la desviación del preesfuerzo de continuidad (preesfuerzo externo). Algunas dovelas tendrán blisters (bloques de anclaje) en la parte inferior para colocar los anclajes de los cables de cierre. La descomposición de las dovelas fue establecida con respecto a la capacidad de los carritos, la cual es supuesta de 150 Ton.

Subestructura

Los estribos son de concreto reforzado. Las pilas son de sección rectangular hueca, de sección variable en el sentido transversal y de sección constante en el sentido longitudinal, con espesores de pared de 50 cm. La cimentación está constituida por zapatas de concreto reforzado. El puente está apoyado sobre apoyos tetraedricos deslizantes en los estribos y empotrado en las pilas intermedias.

² Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios, México, 2003.

Reglamentos y Especificaciones

Para llevar a cabo los análisis y diseños estructurales del puente, se emplearán los siguientes reglamentos de construcción para puentes:

- Especificaciones para puentes carreteros de la American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO), edición 1996.
- Guide Specifications For Design and Construction Of Segmental Concrete Bridges , edición 1999.
- Términos de referencia de la SCT para el proyecto 11496
- Reglamento para construcciones de concreto reforzado: ACI-318-95
- Manual para el diseño de estructuras de acero AISC-95
- Manual del Diseño de Obras Civiles de la CFE, edición 1996: Diseño por Viento y por Sismo.

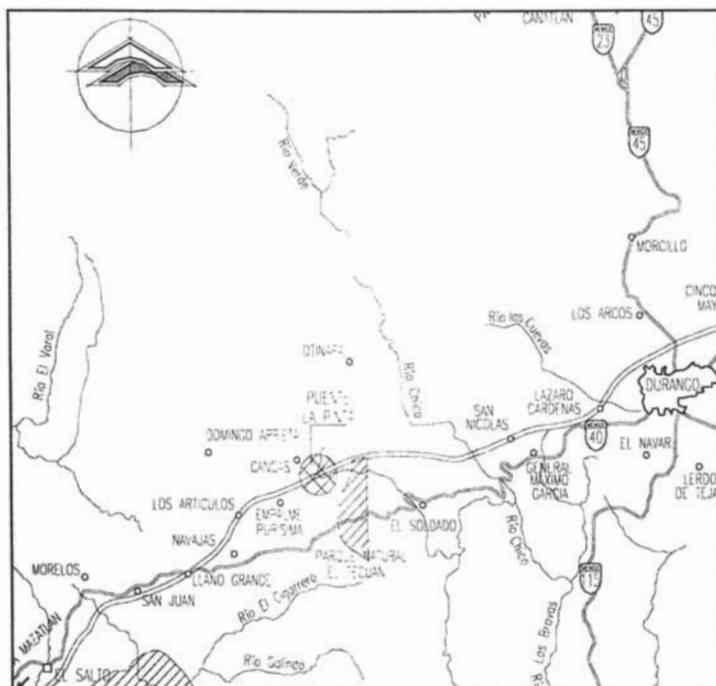


Fig. 5.8 Croquis de localización.

5.2.2 ESTUDIO GEOTÉCNICO

El informe geotécnico contiene los resultados obtenidos del estudio realizado en el sitio seleccionado para el puente "La Pinta" de la autopista Durango – Mazatlán, en el Km 52+680 del tramo Durango – El Salto, en el Estado de Durango.

El puente cruzará el arroyo "La Pinta", aproximadamente en el Km 56+280 de la autopista de referencia. La orientación del eje del puente es NE 73° SW y la elevación 2500 msnm, aproximadamente; en el sitio el cauce del arroyo se localiza en la cota 2430 msnm y fluye con dirección NW 40°

Para efectuar el estudio geotécnico, se llevó a cabo la exploración del subsuelo en el sitio, con la única variación de que, por el difícil acceso al sitio y porque la roca se labra con relativa facilidad, se utilizó un equipo de perforación rotatoria, usando barril rígido con el cual se obtuvieron muestras de roca.

5.2.2.1 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO

Se realizaron para sondeos con el objeto de identificar los diferentes estratos del subsuelo de apoyo en el sitio, así como para conocer las propiedades índice y mecánicas de los materiales que los conforman. Los resultados de los sondeos se aprecian en la Tabla 5.1 y en la figura 5.9 se muestra su localización.

Tabla 5.1. Características de la roca en los sondeos.

Sondeo	Profundidad (m)	Rec. (%)	RQD (%)	Litología
S-1	0 a 4.95	26	0	Riolita muy alterada a caolín
	4.95 a 10.45	31	18	Riolita sana color rosa
	10.45 a 15.10	23	19	Ignimbrita alterada
	15.10 a 20.40	34	28	Toba e ignimbrita alterada
	20.40 a 25.10	81	37	Toba e ignimbrita alterada
25.10 a 30.00	84	58	Toba e ignimbrita alterada	
S-2	0 a 3.05	46	0	Riolita muy alterada a caolín
	3.05 a 9.15	40	27	Riolita sana color rosa
	9.15 a 14.0	30	17	Riolita sana color gris rosado
	14.0 a 19.60	40.4	31	Toba e ignimbrita alterada
	19.60 a 24.70	58	39	Toba e ignimbrita alterada
24.70 a 30.0	73.2	52	Toba e ignimbrita alterada	
S-3	0 a 6.10	17	5	Toba e ignimbrita alterada
	6.10 a 9.15	35	0	Toba e ignimbrita alterada
	9.15 a 20.35	30	22	Toba e ignimbrita alterada
	20.35 a 23.80	46	27	Toba e ignimbrita alterada
	23.80 a 27.0	79	52	Toba e ignimbrita alterada
27.0 a 30.0	100	84	Toba e ignimbrita alterada	
S-4	0 a 5.60	45	9	Toba e ignimbrita alterada
	5.60 a 12.40	28	5	Toba e ignimbrita alterada
	12.40 a 15.0	42	0	Toba e ignimbrita alterada
	15.0 a 20.0	36	19	Toba e ignimbrita alterada
	20.0 a 23.10	43	21.3	Toba e ignimbrita alterada
	23.10 a 26.20	87.4	46.1	Toba e ignimbrita alterada
	26.20 a 27.70	100	96.7	Toba e ignimbrita alterada
27.70 a 30.0	100	70.4	Toba e ignimbrita alterada	

Sondeo	Profundidad (m)	Rec. (%)	RQD (%)	Litología
S-5	0 a 5.15	33	9	Depósito de talud y toba e ignimbrita alterada
	5.15 a 7.0	85	60	Toba e ignimbrita sana
	7.0 a 12.35	94	70	Toba e ignimbrita poco alterada
	12.35 a 17.10	87	73	Toba e ignimbrita alterada
	17.10 a 21.30	92	78	Toba e ignimbrita alterada
	21.30 a 25.70	96	94	Toba e ignimbrita alterada
	25.70 a 30.0	100	89	Toba e ignimbrita alterada
S-6	0 a 3.05	7	0	Depósito de talud
	3.05 a 9.15	17	0	Toba fracturada deleznable
	9.15 a 14.0	49	23	Toba poco fracturada poco alterada
	14.0 a 17.30	47	16	Toba e ignimbrita alterada
	17.30 a 20.40	74.8	53	Toba e ignimbrita alterada
	20.40 a 23.70	82	76	Toba e ignimbrita alterada
	23.70 a 26.90	66.8	34.2	Toba e ignimbrita alterada
26.90 a 30.0	80.5	67.3	Toba e ignimbrita alterada	
S-7	0 a 3.0	66	40	Riolita poco alterada
	3.0 a 6.20	96	87	Riolita sana
	6.20 a 8.30	95	86	Riolita sana
	8.30 a 10.20	68	59	Toba e ignimbrita poco alterada
	10.20 a 12.30	73	60	Toba e ignimbrita poco alterada
	12.30 a 14.50	66	58	Toba e ignimbrita poco alterada
	14.50 a 19.80	83	76	Toba e ignimbrita poco alterada
	19.80 a 24.80	97	88	Toba e ignimbrita poco alterada
24.80 a 30.0	100	92	Toba e ignimbrita poco alterada	
S-8	0 a 5.0	36	0	Riolita poco alterada
	5.0 a 8.0	65	25	Riolita sana
	8.0 a 10.30	64	46	Toba e ignimbrita alterada
	10.30 a 14.10	54	34	Toba e ignimbrita alterada
	14.10 a 19.60	77	53	Toba e ignimbrita alterada
	19.60 a 24.70	89	74	Toba e ignimbrita alterada
24.70 a 30.0	94	83	Toba e ignimbrita alterada	
S-9	0 a 4.0	31	0	Toba e ignimbrita alterada
	4.0 a 9.80	34	23	Toba e ignimbrita alterada
	9.80 a 14.55	27	16	Toba e ignimbrita alterada
	14.55 a 20.20	22	20	Toba e ignimbrita alterada
	20.20 a 23.50	26.4	24	Toba e ignimbrita alterada
	23.50 a 26.86	52.8	48	Toba e ignimbrita alterada
	26.86 a 30.0	97.9	89	Toba e ignimbrita alterada
S-10	0 a 4.20	8.4	7	Depósito de talud y toba e ignimbrita alterada
	4.20 a 8.45	24	20	Toba e ignimbrita sana
	8.45 a 13.60	66	55	Toba e ignimbrita poco alterada
	13.60 a 18.20	75.6	63	Toba e ignimbrita alterada
	18.20 a 21.65	86.4	72	Toba e ignimbrita alterada
	21.65 a 24.22	90	75	Toba e ignimbrita alterada
	24.22 a 30.0	92.4	77	Toba e ignimbrita alterada

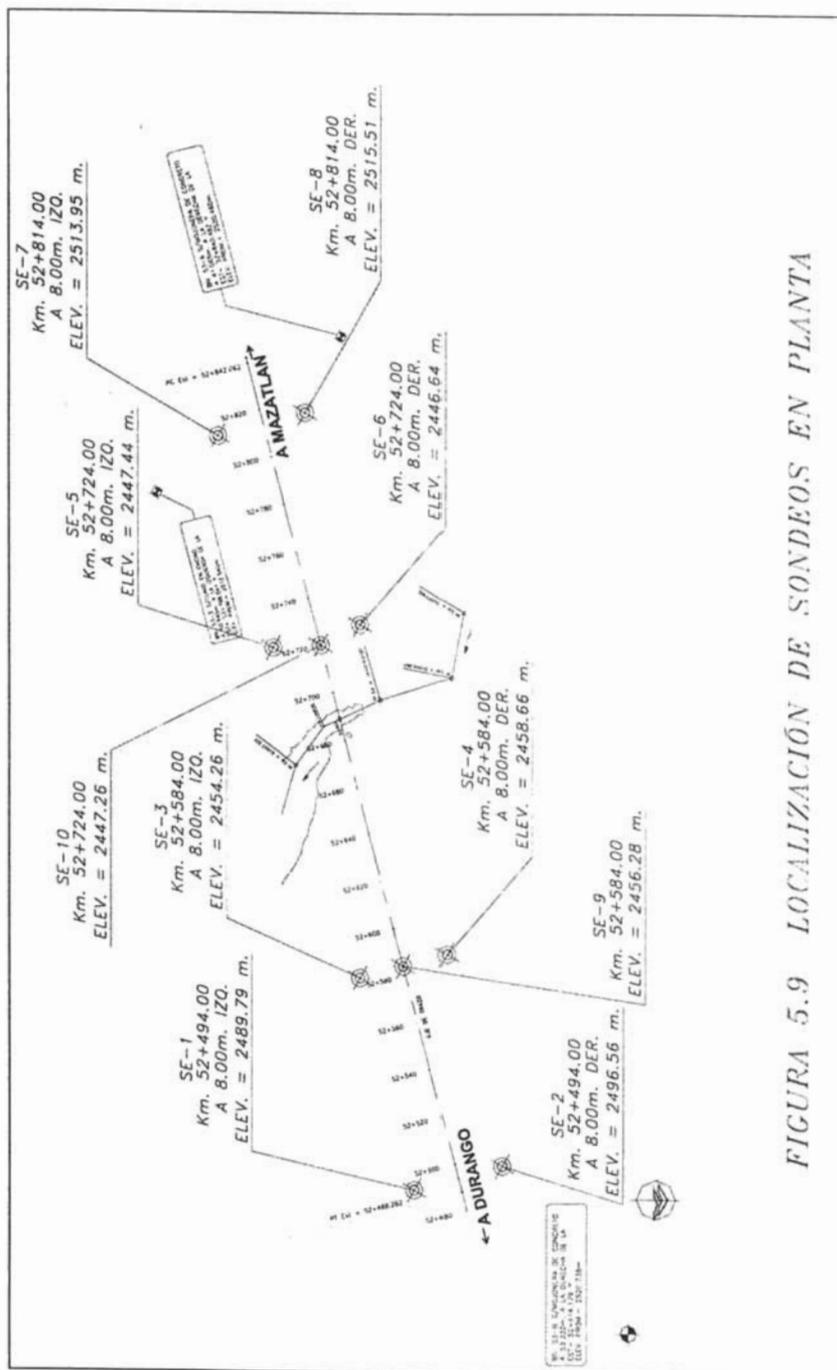


FIGURA 5.9 LOCALIZACIÓN DE SONDEOS EN PLANTA

5.2.2.2 PRUEBAS DE LABORATORIO Y ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO

Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión simple y peso volumétrico a los núcleos de roca recuperados. De acuerdo a los resultados se elaboraron columnas estratigráficas y posteriormente se elaboro un corte estratigráfico obtenido por interpolación en cada una de las líneas de exploración; una a 8 m aguas abajo con los sondeos SE-1 (figura 5.10), SE-3, SE-5 y SE-7; otra al centro de la línea con los sondeos SE-9 y SE-10 en las pilas 2 y 3, y la otra a 8 m aguas arriba con los sondeos SE-2, SE-4, SE-6 y SE-8. En base a esto, el corte estratigráfico se muestra en la figura 5.11.

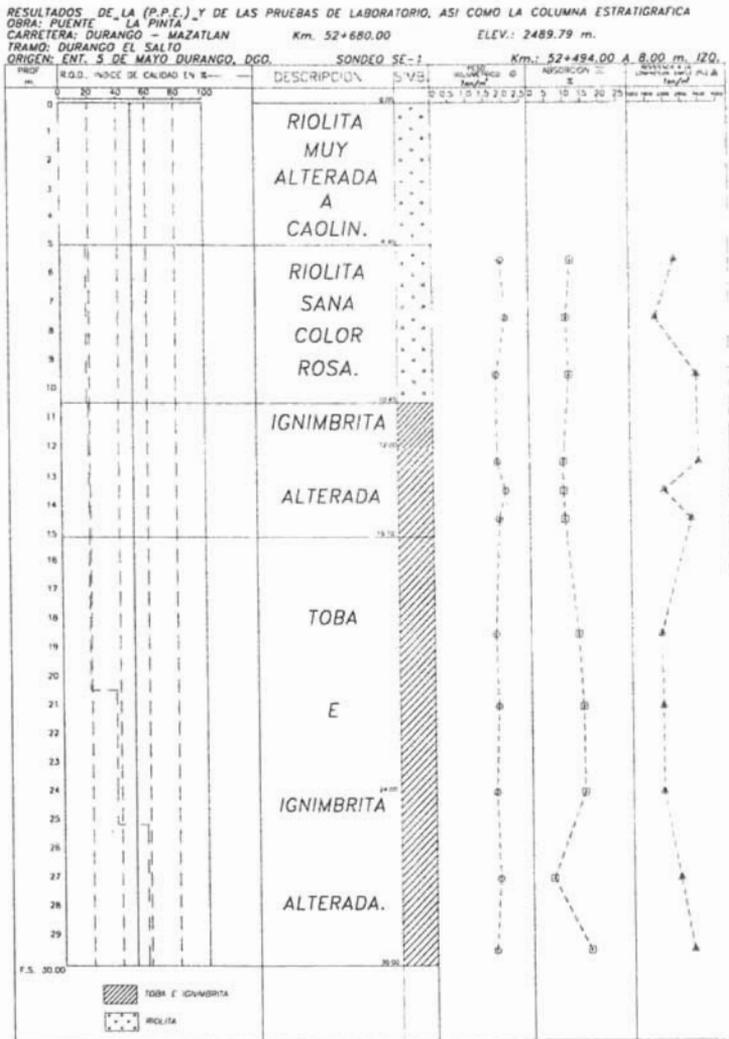


Figura 5.10 Perfil estratigráfico del Sondeo SE-1.

Profundidad de Desplante

De acuerdo a los análisis de las columnas estratigráficas y el corte se establecieron profundidades mínimas de desplante de la cimentación medidas a partir del terreno natural y sus elevaciones correspondientes se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.2 Profundidades de desplante y elevaciones.

Apoyo No.	Prof. mínima de desplante en m.	Elevación de desplante en m.
Estribo - 1	8.43	2481.36
Pila - 2	14.94	2439.32
Pila - 3	18.52	2428.92
Estribo - 4	13.95	2500.00

Las elevaciones están referidas al B.N. 53-3 s/clavo en encino a 50.545 m. a la izquierda de la estación 52+798.041 y elevación promedio = 2512.540 m.

Propiedades Mecánicas

Con el objeto de determinar las propiedades mecánicas de la roca, se realizaron pruebas de compresión axial en 102 muestras provenientes de los sondeos realizados y los resultados de algunos de los sondeos se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Resultado de pruebas de compresión axial en los diferentes sondeos.

SE - 3							
MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD		q_{ult} Kg/cm ²	γ_m ton/m ³	E Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA EN %	CONDICIÓN DE LA PRUEBA
	DE	A					
1	5.00	6.00	148.69	2.156	164829	24.20	SATURADA
2	7.00	8.00	140.68	2.136	158102	25.00	SATURADA
3	9.00	10.00	175.92	2.186	183044	22.20	SATURADA
4	11.00	12.00	175.92	2.188	183295	21.50	SATURADA
5	16.00	17.00	223.98	2.230	212807	21.90	SATURADA
6	17.00	18.00	171.11	2.178	179536	21.70	SATURADA
7	19.00	20.00	142.28	2.161	161798	20.70	SATURADA
8	22.10	23.00	162.00	2.370	198293		SECA
9	23.00	25.00	282.90	2.210	235957		SECA
10	27.00	28.00	328.00	2.231	257700		SECA
11	29.00	30.00	335.00	2.241	262188		SECA

SE - 4							
MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD		Q _{ult} Kg/cm ²	γ _m ton/m ³	E Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA EN %	CONDICIÓN DE LA PRUEBA
	DE	A					
1	6.00	7.00	186.20	2.145	183045	23.50	SATURADA
2	8.00	9.00	187.50	2.138	182785	24.30	SATURADA
3	10.00	11.00	192.50	2.154	187328	21.60	SATURADA
4	12.00	13.00	262.80	2.186	223726	23.20	SATURADA
5	16.00	17.00	232.40	2.176	208946	26.00	SATURADA
6	20.00	21.00	115.62	2.120	141726		SECA
7	22.00	23.00	255.32	2.176	219007		SECA
8	24.00	25.00	368.03	2.213	269676		SECA
9	22.00	28.00	311.85	2.198	245721		SECA

SE-5							
MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD		Q _{ult} Kg/cm ²	γ _m ton/m ³	E Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA EN %	CONDICIÓN DE LA PRUEBA
	DE	A					
1	5.00	6.00	212.78	1.967	171830	18.50	SATURADA
2	8.00	9.00	212.58	1.975	172796	18.50	SATURADA
3	7.00	8.00	212.84	1.986	174349		SECA
4	10.00	11.00	203.20	1.953	166128	17.20	SATURADA
5	11.00	12.00	129.50	1.811	118424		SECA
6	12.00	13.00	214.82	1.972	173311	15.40	SATURADA
7	15.00	16.00	341.00	2.213	259584		SECA
8	18.00	20.00	335.00	2.210	256767		SECA
9	22.00	25.00	352.00	2.216	264274		SECA
10	27.00	28.00	347.50	2.212	261868		SECA
11	28.00	30.00	348.50	2.213	262423		SECA

SE-6							
MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD		Q _{ult} Kg/cm ²	γ _m ton/m ³	E Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA EN %	CONDICIÓN DE LA PRUEBA
	DE	A					
1	7.00	8.00	142.50	1.961	139975	19.10	SATURADA
2	9.00	10.00	284.10	1.957	197038	19.30	SATURADA
3	10.00	11.00	286.30	1.964	198862	20.40	SATURADA
4	11.00	12.00	287.50	2.130	225069	23.20	SATURADA
5	13.00	14.00	288.60	2.100	220752	17.80	SATURADA
6	17.00	18.00	192.15	1.986	165660		SECA
7	21.00	22.00	225.32	2.194	208297		SECA
8	25.00	26.00	238.26	2.390	216408		SECA
9	29.00	30.00	274.42	2.209	232235.89		SECA

SE-9							
MUESTRA	PROFUNDIDAD		Q _{ult} Kg/cm ²	γ _m ton/m ³	E Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA EN %	CONDICIÓN DE LA PRUEBA
	Nº	DE					
1	5.00	6.00	151.49	1.246	73095	24.46	SATURADA
2	7.00	8.00	139.48	1.156	62678	24.78	SATURADA
3	9.00	10.00	177.12	1.259	80278	22.54	SATURADA
4	11.00	12.00	173.22	1.268	80242	21.17	SATURADA
5	16.00	17.00	226.78	1.756	149628	22.16	SATURADA
6	17.00	18.00	169.91	1.259	78628	21.48	SATURADA
7	19.00	20.00	143.48	1.213	68329	21.04	SATURADA
8	22.00	23.00	183.00	1.389	94560		SECA
9	23.00	25.00	281.70	1.965	197408		SECA
10	27.00	28.00	329.20	2.213	255053		SECA
11	29.00	30.00	332.30	2.243	261479		SECA

SE-10							
MUESTRA	PROFUNDIDAD		Q _{ult} kg/cm ²	γ _m ton/m ³	E kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA EN %	CONDICIÓN DE LA PRUEBA
	Nº	DE					
1	7.00	8.00	145.30	1.452	90056	19.36	SATURADA
2	9.00	10.00	282.90	2.105	219342	19.08	SATURADA
3	10.00	11.00	287.50	2.143	227133	20.74	SATURADA
4	11.00	12.00	284.80	2.156	228124	22.87	SATURADA
5	13.00	14.00	291.40	2.213	239963	18.06	SATURADA
6	17.00	18.00	193.35	1.348	92926	17.07	SECA
7	21.00	22.00	114.38	1.150	56318	12.84	SECA
8	25.00	26.00	125.33	1.325	72910	12.56	SECA
9	29.00	30.00	130.81	1.356	77115	7.42	SECA

5.2.3 REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo con la solución propuesta de cimentación a base de zapatas rectangulares, a la profundidad de desplante y a la estratigrafía encontrada (rocas tobáceas e ignimbritas), no es necesario realizar análisis de estabilidad de la excavación, los taludes de ésta para el desplante del apoyo pueden realizarse con una pendiente de 0.5:1.

5.2.3.1 CAPACIDAD DE CARGA EN APOYOS CENTRALES

La capacidad de carga, de acuerdo a las dimensiones de las zapatas se determinará aplicando la sección 4.4.8 de las normas A.A.S.H.T.O. edición 1996, y los métodos indicados en la referencia mencionada anteriormente. Se usará el valor más desfavorable de los obtenidos.

MÉTODO AASHTO

En base al artículo 4.4.8.1.2 la determinación de la capacidad de carga, se hace mediante.

$$q_{ult} = N_{ms} C_o \quad (\text{ver notación en Normas A.A.S.H.T.O., sección 4})$$

donde:

q_{ult} = esfuerzo último del material.

N_{ms} = coeficiente para estimar el esfuerzo último.

C_o = esfuerzo uniaxial a la compresión.

Para este caso, y de acuerdo a lo indicado en dicho Artículo, A.A.S.H.T.O.:

$$N_{ms} = 0.015 \quad (\text{caso de material menos resistente, ver tabla 4.4.8.1.2A})$$

$$C_o = 18400 \text{ psi} = 12957 \text{ Ton/m}^2 \quad (\text{caso de material menos resistente, ver tabla 4.4.8.1.2B})$$

$$q_{ult} = 0.015 \times 12957 = 195 \text{ Ton/m}^2 \quad (\text{formula 4.4.8.1.2.1})$$

MÉTODO RQD

Determinación de capacidad de carga admisible, tomando en consideración su correlación con el índice de calidad (R.Q.D) en los sondeos realizados:

Apoyo No.	Sondeos N°	Prof. mínima de desplante en m.	R.Q.D. %	Esfuerzo máximo Admisible en Ton/m ²	Elevación de desplante en m.	Capacidad de carga Admisible en Ton/m ²
Pila - 2	SE - 3	14.94	22	260	2439.32	230
	SE - 4	19.34	19	230	2439.32	
	SE - 9	16.96	20	240	2439.32	

Apoyo No.	Sondeos N°	Prof. mínima de desplante en m.	R.Q.D. %	Esfuerzo máximo Admisible en Ton/m ²	Elevación de desplante en m.	Capacidad de carga Admisible en Ton/m ²
Pila - 3	SE - 5	18.52	78	1350	2428.92	380
	SE - 6	17.72	14	200	2428.92	
	SE - 10	18.34	72	1090	2428.92	

MÉTODO DE COMPRESIÓN SIMPLE

Capacidad de carga admisible, tomando en consideración el resultado de la compresión simple.

$$q_u = \varphi_c K_{sp} d$$

donde:

q_u = presión máxima admisible.

φ_c = parámetros de resistencia al esfuerzo cortante

K_{sp} = coeficiente de forma.

d = diámetro

Para las Pilas 2 y 3: $B = 15.50$ m.

Apoyo N°	Sondeo n°	q_{prom} ton/m ²	d	K_{sp}	q_{adm} ton/m ²	Capacidad de carga Admisible en Ton/m ²
Pila - 2	SE - 3	1422.75	0.99	0.16	226.00	194.16
	SE - 4	1156.20	1.05	0.16	194.16	
	SE - 9	1434.75	1.02	0.16	233.88	
Pila - 3	SE - 5	3475.00	1.04	0.16	577.67	378.37
	SE - 6	2744.20	1.03	0.16	451.65	
	SE - 10	2281.20	1.04	0.16	378.37	

La capacidad de carga que se empleó es la obtenida por el Método de Compresión Simple de 200 t/m² para ambas pilas por ser la más desfavorable (ver inciso anterior).

5.2.3.2 DESLIZAMIENTO

Referencia A.A.S.H.T.O., sección 4.4.9

Se verifica el estado de las zapatas respecto a los criterios de falla siguientes:

- **Deslizamiento**
- **Volteo**

ESTADO LÍMITE DE DESLIZAMIENTO

Metodología

Se calcula la resultante de las fuerzas horizontales concomitantes de forma cuadrática (fuerzas actuantes): (Ver división I-A, seismic Desing, Sección 3.9 de Normas A.A.S.H.T.O.)

$$V_A = \sqrt{(V_{22})^2 + (V_{33})^2}$$

- Se calcula la resultante de las fuerzas resistentes:

$$V_R = F_{\text{normal}} \cdot \mu$$

donde:

F_{normal} = fuerzas verticales

μ = coeficiente de fricción

- Se calcula el factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{V_R}{V_A}$$

donde:

V_R = Σ fuerzas verticales

V_A = Σ fuerzas horizontales

Los resultados de este cálculo se muestran en la tabla siguiente:

Verificación de la estabilidad al deslizamiento								
Pila No. 2								
Comb		V22 ton	V33 ton	VA Ton	C. fric.	Ptotal ton	VR ton	F.S.
1	SL	1662	319	1692	0.50	15376	7688	4.5
4	ST	499	1065	1176	0.50	15564	7782	6.6

Pila No. 3								
Comb		V22 ton	V33 ton	VA Ton	C. fric.	Ptotal ton	VR ton	F.S.
1	SL	1023	236	1050	0.50	12862	6431	6.1
4	ST	307	791	848	0.50	13163	6582	7.8

Los factores de seguridad son muy superiores al mínimo especificado por A.A.S.H.T.O. (ver Art. 4.4.9)

ESTADO LÍMITE DE VOLTEO

El volteo de las zapatas se verifica por medio del Art. 4.4.8 de las Normas A.A.S.H.T.O., que indica que la excentricidad máxima permisible de la carga axial debe ser $\frac{1}{4}$ de la dimensión correspondiente de la zapata.

- **Pila No.2:** En nuestro caso y de acuerdo a los resultados de análisis estructurales previos, las excentricidades longitudinales y transversales máximas son de 4.1 m y 3.49 m, respectivamente. Estos valores se comparan con $15.5/4=3.9$ longitudinal y $18.0/4=4.5$ transversal respectivamente. La excentricidad longitudinal es ligeramente superior a la especificada, pero se considera adecuada por tratarse de una sollicitación accidental.
- **Pila No.3:** Las excentricidades longitudinales y transversales máximas son de 3.54 m y 3.80 m respectivamente. Estos valores se comparan con $15.5/4 = 3.9$ longitudinal y $18.0/4 = 4.5$ transversal respectivamente.

Ambas excentricidades son inferiores a las máximas especificadas por la Norma. Se considera que la geometría propuesta para ambas zapatas es adecuada.

5.2.4 ASENTAMIENTOS

Se aplica el análisis de acuerdo a lo establecido en las Normas A.A.S.H.T.O. sección 4.4.8.2.2

CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS ESPERADOS A CORTO Y LARGO PLAZO

Para el cálculo de asentamientos a corto plazo de zapatas rectangulares de ancho (B) y largo (L), se utilizó la siguiente expresión obtenida con base en la teoría de la elasticidad:

$$\delta_m = qB \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) I_w$$

Donde:

q = Presión máxima admisible.

B = Ancho de la zapata en m.

μ = Módulo de Poisson.

I_w = Coeficiente de forma.

E_s = Módulo de elasticidad en ton/m².

Para el cálculo de asentamientos a corto plazo de zapatas rectangulares de ancho (B) igual a 15.50 m. y largo (L) igual a 18.00 m., para los sondeos SE – 3 (Pila No. 2) y SE – 6 (Pila No. 3).

Con los valores del módulo de Poisson (μ) de 0.3 y el factor de influencia (I_w) de 0.95, para una relación largo entre ancho (L/B) se obtendrán los siguientes resultados:

Apoyo	Sondeo N°	q ton/m ²	B m	μ	$1 - \mu^2$	I _w	qB (1 - μ^2)I _w	E _s ton/m ²	δ_m m	Observación
Pila 2	SE – 3	230	15.50	0.30	0.91	0.95	3081.94	54,055.74	0.06	Aceptable
Pila 3	SE – 6	400	15.50	0.30	0.91	0.95	5359.90	69,613.69	0.08	Aceptable

Los asentamientos a largo plazo serán de un 25% de los cálculos a corto plazo.

5.2.5. EXCAVACIONES

ESTABILIDAD Y PROTECCIÓN

De acuerdo con la solución propuesta de cimentación a base de zapatas rectangulares, a la profundidad de desplante y a la estratigrafía encontrada (rocas tobáceas e ignimbritas), no es necesario realizar análisis de estabilidad de la excavación, los taludes de ésta para el desplante del apoyo pueden realizarse con una pendiente de 0.5:1. La excavación podrá realizarse con herramientas manuales o equipo mecánico; en ningún caso se deberá hacer uso de explosivos para efectuarla.

Una vez efectuadas las excavaciones para alojar las zapatas y evitar la alteración del estrato de apoyo, se colocará inmediatamente en el fondo la plantilla de concreto simple con $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, de 5.0 cm. de espesor.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la estabilidad general de la ladera no se ve afectada después de realizadas las excavaciones, por lo que solo será necesario diseñar tratamientos para la protección local de estabilidad en los cortes.

En particular para las pilas 2 y 3, las protecciones se efectuarán en toda la superficie del corte mediante concreto lanzado de 5 cm de espesor reforzado con malla electro – soldada de 10 X 10 cm y 1/8" de espesor de alambre, fijada contra la roca por medio de anclas cortas de 0.30 m de longitud. Toda superficie protegida con concreto lanzado deberá ser drenada por medio de perforaciones cortas de 0.30 m de longitud, de 1 3/4" de diámetro y en patrón de 1.5 x 1.5 m.

MATERIAL DE RELLENO Y COMPACTACIÓN

El relleno de la excavación podrá efectuarse con el mismo material excavado o con material de banco (limo-arenoso), colocándolo en capas de espesor no mayor de 0.30 m y compactándolas hasta alcanzar como mínimo el 95% de su peso volumétrico seco máximo obtenido en laboratorio con la prueba A.A.S.H.T.O. estándar.

El relleno se realizará hasta alcanzar los niveles que indique el proyecto ejecutivo, observando que al menos se restituya el perfil del terreno natural al iniciar la excavación.

5.2.6. RESUMEN

- 1) Cimentación superficial mediante zapatas rectangulares.
- 2) Las profundidades mínimas de desplante medidas a partir del terreno natural, las elevaciones de desplante y la capacidad de carga admisible para fines de diseño de zapatas se muestran en la siguiente tabla:

Apoyo No.	Prof. mínima de desplante en m.	Elevación de desplante en m.	Esfuerzo máximo Admisible en Ton/m ²
Estribo – 1	8.43	2481.36	220
Pila – 2	14.94	2439.32	200
Pila – 3	18.52	2428.92	200
Estribo – 4	13.95	2500.00	160

- 3) Una vez alcanzada la elevación de desplante, se deberá verificar que los materiales encontrados en el fondo de las excavaciones sean los previstos; en caso contrario se recomienda solicitar una visita a la obra de un ingeniero especialista, con objeto de determinar lo que procede en dicho caso.
- 4) Las excavaciones para alojar los elementos de cimentación en tobas riolíticas se recomiendan con un talud de $\frac{1}{2}:1$ y aprovechar parcialmente como "cimbra" para el colado de las zapatas, por lo que deberán efectuarse los taludes verticales, a fin de colar sobre ellas. Su profundidad dependerá del peralte de las zapatas.
- 5) Una vez efectuadas las excavaciones para alojar las zapatas y evitar la alteración del estrato de apoyo, se colocará inmediatamente en el fondo la plantilla de concreto simple con $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, de 5.0 cm. de espesor y después las excavaciones se rellenarán con el material producto de las mismas, compactado al 95% de su peso volumétrico seco máximo.
- 6) Bajo estas condiciones los asentamientos totales que se pudieran presentar en la estructura no serán mayores de 0.08 m y se presentarán en su mayor parte durante la construcción.
- 7) El empuje lateral sobre los estribos, debido al relleno formado por suelo areno - limoso ó granular limpio con un peso específico de 1.85 ton/m^3 , estará determinado de acuerdo con su movimiento relativo con respecto a estos:
 - Empuje activo ($E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$) si la estructura y el terraplén tienden a separarse, será $0.31 H^2$.
 - Empuje pasivo ($E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$) si la estructura tiene movimientos horizontales relativos hacia el relleno, será $2.78 H^2$.
 - Empuje en reposo ($E_O = \frac{1}{2} K_O \gamma H^2$) si no se esperan movimientos relativos entre estructura y el terraplén, será $0.93 H^2$.
- 8) Se recomienda desplantar la cimentación abajo del nivel de socavación, por ser la solución más económica, de lo contrario se tendría que proteger los apoyos con tablaestacados u otro tipo de estructuras.

LISTADO DE FIGURAS

FIGURAS	REFERENCIA
Figura 5.1 Ubicación del Puente Mezcala.	Fundación ICA. (2001). " <u>Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México</u> ". México D.F.
Figura 5.2 Perfil estratigráfico de la zona del puente Mezcala.	Fundación ICA. (2001). " <u>Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México</u> ". México D.F.
Figura 5.3 Composición del terreno entre las Pilas No. 2 y 3.	Fundación ICA. (2001). " <u>Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México</u> ". México D.F.
Figura 5.4 Vista general del desplante de la pila estructural No. 4.	Fundación ICA. (2001). " <u>Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México</u> ". México D.F.
Figura 5.5 Detalle del armado de una pila principal.	Fundación ICA. (2001). " <u>Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México</u> ". México D.F.
Figura 5.6 Discontinuidad existente en el sitio de construcción.	Fundación ICA. (2001). " <u>Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México</u> ". México D.F.
Fig. 5.7 Vista general del puente "La Pinta".	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.
Fig. 5.8 Croquis de localización.	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.
Figura 5.9 Localización de sondeos en planta.	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.
Figura 5.10 Perfil estratigráfico del Sondeo SE-1.	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.
Figura 5.11 Corte estratigráfico probable del puente "La Pinta".	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.

LISTADO DE TABLAS

TABLAS	REFERENCIA
Tabla 5.1. Características de la roca en los sondeos.	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.
Tabla 5.2 Profundidades de desplante y elevaciones.	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.
Tabla 5.3 Resultado de pruebas de compresión axial en los diferentes sondeos.	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.

LISTADO DE REFERENCIAS

SUBINDICES	REFERENCIA
1	Fundación ICA. (2001). " <u>Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México</u> ". México D.F.
2	EURO-Estudios. (2003). " <u>Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios</u> ". México.

BIBLIOGRAFÍA

Fundación ICA. (2001). "Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México". México D.F.

EURO-Estudios. (2003). "Proyecto realizado para la SCT por la Empresa EURO-Estudios". México.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se indicaron los elementos que forman parte importante en el proyecto del diseño de un puente desplantado sobre rocas. No solamente intervienen los asuntos relacionados con la necesidad de levantar un puente, sino que su construcción sea conforme a la elección más adecuada, atendiendo a las necesidades y condiciones existentes del terreno de obra donde se llevará a cabo la cimentación. La cimentación es la parte donde se encuentra apoyada la estructura por lo que debe estar bien diseñada para que el puente trabaje satisfactoriamente.

Para definir la alternativa de cimentación de la estructura es importante efectuar la visita al sitio, donde se recopila información del lugar y verificar la que fue proporcionada por las dependencias para checar si existen cambios o para añadir nuevos datos, como si la zona cuenta con caminos o si se debe construir algún acceso. Esto permitirá elaborar el programa de exploración correspondiente, donde se obtendrán muestras del subsuelo de cimentación que se ensayan en el laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas de la masa rocosa y elaborar un perfil estratigráfico que muestre el tipo de material que yace bajo el terreno, así como la presencia de discontinuidades o fallas geológicas. Todos estos datos recopilados se deberán de entregar a los responsables del diseño del puente para tomarlos en cuenta en el diseño de la cimentación.

En el análisis del puente, aparte de tomar en cuenta los elementos del material rocoso sobre el cual se va a desplantar también se incluyen el peso propio del puente y del tránsito vehicular, el clima de la región, los materiales que se emplearan en su construcción entre otros. Si la zona es de alta sismicidad debe diseñarse para soportar el embate de esta fuerza, así como la acción del viento y la socavación que sufren los apoyos del puente que atraviesan un río, entre otros fenómenos naturales que sean propios de cada región donde se levante la estructura.

El cálculo de la capacidad de carga y el asentamiento respectivo de la masa rocosa nos permitirán diseñar el tipo de cimentación más adecuado para el desplante del puente sobre la roca.

En los ejemplos mostrados se aprecia la importancia de hacer una buena exploración en el sitio, porque proporciona el perfil estratigráfico del subsuelo donde se va a cimentar la estructura y se obtienen las muestras pertinentes que se ensayan en el laboratorio para obtener datos del comportamiento del macizo rocoso, para llevar a cabo los cálculos respectivos y determinar los esfuerzos a los que se someterá la masa rocosa con la construcción del puente, para elegir la solución mas segura, económica y funcional.

Con el presente trabajo se cumple el objetivo planteado al principio, de no presentar un proyecto en específico sino solamente, exponer los elementos que se involucran en la cimentación de puentes desplantados sobre rocas. El trabajo no presenta todos los métodos de diseño que se emplean en el análisis de una cimentación en rocas de una estructura, sino el del método A.A.S.H.T.O., que si bien no es el único, si es uno de los empleados en el análisis, como se observa en el ejemplo del Puente La Pinta.

Aunque el titulo de la tesina crea muchas expectativas sobre su contenido, solamente se ofrece un panorama general sobre los elementos que intervienen en el análisis de una obra desplanta sobre roca.

El desarrollo de este trabajo me permitió descubrir que cimentar una edificación sobre rocas no es sinónimo de seguridad absoluta, ya que el macizo rocoso no es una estructura totalmente homogénea ya que contiene elementos denominados discontinuidades que se manifiestan como fallas, cavidades, juntas entre otros; que influyen en la resistencia del macizo rocoso y que en un momento dado dependiendo de la forma de la discontinuidad

nos impida construir en el sitio, o que provoque que la construcción colapse. No debemos olvidar también, tomar en cuenta el efecto de la socavación en las pilas y estribos de un puente que atraviesa un curso de agua, porque la erosión provocada por este fenómeno puede hacer fallar estos apoyos. En un proyecto como este interviene personal de distintas especialidades como, geólogos, topógrafos, hidráulicos, geotécnicos, estructuristas, constructores, entre otros.

Para evitar estos inconvenientes los ingenieros contamos con las herramientas necesarias para llevar a buen término nuestra edificación como son:

- Obtención de toda la información disponible de la zona donde se va a construir.
- Reconocimiento del terreno con el personal adecuado, que corrobore la información obtenida y anotar aquella que no este presente o corregirla, con la visita al sitio.
- Llevar a cabo la exploración con el suficiente número de sondeos que nos permitan elaborar un buen perfil estratigráfico del terreno de cimentación.
- Realización de pruebas con el material del subsuelo en el laboratorio y en el sitio.
- Análisis del estado físico y mecánico de la masa rocosa conforme a los resultados obtenidos en la exploración y en el laboratorio para determinar la mejor forma de desplantar la estructura, o como en este caso un puente sobre roca.

Una vez tomados en cuenta todos los aspectos anteriores se procede a la elección del tipo de puente y su cimentación correspondiente, que pueda desenvolverse satisfactoriamente en el medio que fue proyectado sin tener problemas una vez que esté en uso, ya que estas obras son importantes para la comunicación y el desarrollo de un país como el nuestro. Representan una fuente de empleos, comercio y turismo; e incrementan la capacidad de infraestructura con la que se cuenta para estas construcciones.

BIBLIOGRAFIA GENERAL

- American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (2002). **“Standard Specifications for Highway Bridges, Sección 4 Cimentaciones”**. AASHTO, Inc. Decimasexta edición, United States of America.
- Asociación mexicana de Hidráulica. (1987). **“Memoria: Socavación en puentes y obras menores”**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.
- Blyth, F.G.A.; de Freitas, M.H. (1997). **“Geología de Ingenieros”**. Tercera Reimpresión. Editorial CECSA. México.
- Chavelas, L. (Sin fecha). **“Apuntes de Puentes del curso impartido por el Ing. José Mariano Pontón”**. Editor Roberto Avelar. Facultad de Ingeniería.
- Chávez, J. M. (1998). **“Apuntes y material de apoyo de la materia Mecánica de Rocas impartida en la FES Acatlán”**. Naucalpan de Juárez, Santa Cruz Acatlán.
- Crespo, C. (2002). **“Vías de comunicación”**. Tercera Edición. Editorial Limusa. México.
- Crimmins, R.; Reuben S. (1978). **“Trabajos de Construcción en Roca”**. Editorial Limusa. México D.F.
- Coates, D. F. (1973). **“Fundamentos de Mecánica de rocas”**. Dirección de minas del Canadá. Madrid.
- Comisión Federal de Electricidad. (1979). **“Manual de diseño de obras civiles, sección B temas: Geología, Mecánica de suelos y Mecánica de rocas”**. C.F.E. México.
- Don Leet, L.; Judson, S. (1993). **“Fundamentos de Geología Física”**. Decimasegunda reimpresión de la Primera Edición. Editorial Limusa. México.
- Facultad de Ingeniería UNAM División de Educación Continua. (1994). **“VI Curso Internacional de Ingeniería Geológica Aplicada a obras superficiales y subterráneas. Modulo II: La Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción.”** Facultad de Ingeniería UNAM, División de Educación Continua en el Palacio de Minería. México, D.F.
- Flores Sánchez, J. (2000). **“Tesis: Conservación de Puentes Urbanos”**. ENEP ACATLAN UNAM. México.
- Fundación ICA. (2001). **“Evolución de las Cimentaciones de Puentes Construidos en México”**. México D.F.
- Gaziev, E. G. (1970). **“Aspectos Generales de la Mecánica de rocas”**. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México D.F.
- González Vallejo, L. (2002). **“Ingeniería Geológica”**. Editorial Prentice Hall. Madrid.
- Grattasat, G. (1981). **“Concepción de Puentes”**. Editores técnicos asociados. Barcelona.
- Hoek, E. (1986). **“Excavaciones: subterráneas en Roca”**. Editorial McGraw-Hill. México.
- Juárez E.; Rico A. (1996). **“Mecánica de Suelos Tomo II y III”**. Decimacuarta reimpresión de la Segunda Edición. Editorial Limusa. México.
- Legget, R. F. (1986). **“Geología aplicada a la Ingeniería Civil”**. Editorial McGraw-Hill. México.

- Longwell, Ch; Flint, R. (1994). "**Geología Física**". Novena Reimpresión. Editorial Limusa. México.
- López Marinas, J. M. (2000). "**Geología aplicada a la Ingeniería Civil**". Cie Inversiones Editoriales Dossat.
- Marsal, R.; Reséndiz, D. (1983). "**Presas de Tierra y Enrocamiento**". Editorial Limusa, segunda reimpresión. México, D.F.
- Merritt, F. (1992). "**Manual del ingeniero civil tomo III, Ingeniería de puentes**". Editorial McGraw-Hill. México.
- Microsoft Corporation. (2000). "**Enciclopedia Microsoft Encarta 2001**". Microsoft Corporation.
- Padilla, R. J. (1996). "**Elementos de Geología Estructural**". México D.F.
- Peck, R. B. (1990). "**Ingeniería de Cimentaciones**". Tercera reimpresión de la Primera Edición. Editorial Limusa. México.
- Pontón, J. M.; Dovali, A. (sin fecha). "**Proyecto y Diseño de Puentes**". Facultad de Ingeniería.
- Puig, J.B. (1970). "**Geología aplicada a la ingeniería civil y a la fotointerpretación**". Editorial Lito Juventud, México.
- Read, H.H.; Watson, J. (1978). "**Introducción a la Geología**". Tercera Reimpresión. Editorial Alhambra, S.A. Madrid, España.
- Rosas López, J. L. (sin fecha). "**Geología en la Mecánica de rocas: Tema 5, Descripción Ingenieril de la roca**".
- Ruiz, M.; González, S. (1999). "**Geología Aplicada a la Ingeniería Civil**". Primera Edición. Editorial Limusa, Noriega Editores. México D.F.
- Ruiz, M. (1999). "**Notas del curso: Cimentaciones en Roca**". Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, A.C. México D.F.
- Secretaría de Comunicaciones de Transporte. (1984). "**Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros Tomo I**". México D.F.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (1985). "**La Construcción de Puentes en México**". SCT, México D.F.
- Sowers, G. B. (1993). "**Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones**". Editorial Limusa. México.
- Tomlinson, M. J. (1996). "**Cimentaciones: Diseño y Construcción**". Primera Edición. Editorial Trillas. México.
- Tonias, D. E. (1995). "**Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges**". Editorial McGraw-Hill.
- Vera Ocampo, M. (1993). "**Cuadernos de Posgrado Serie b #5 Datos Geológicos requeridos en mecánica de rocas**". Editorial Acatlán. México.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Amígdalas: cavidades existentes en algunas lavas originadas por la evolución del gas. Tienen un tamaño comprendido entre 1mm y 30cm de diámetro. El término se utiliza a menudo para denominar exclusivamente cavidades rellenas posteriormente por un mineral.

Anisotrópico: material que posee anisotropía, propiedad de presentar diferentes características mecánicas, ópticas, eléctricas, etc. Según en la dirección en que sea ensayado.

Araldita: resina epoxica de alta viscosidad.

Atiezdadores: elementos de acero, rigidizadores de placas, sirven para dar mayor rigidez a las almas, pisos, zonas de apoyo, etc.

Augita: silicato mineral ferromagnesiano que forma rocas, constituido alrededor de cadenas aisladas de tetraedros de silicio-oxigeno.

Blisters: formación de burbujas en la aplicación de la pintura sobre elementos de acero, causados usualmente por la entrada de aire o solventes. Un defecto en el acero, o cerca de la superficie, resultado de la expansión de gases en una zona cercana a la superficie.

Conglomerado: roca sedimentaria detrítica formada de fragmentos más o menos redondeados de tamaño tal que un porcentaje apreciable del volumen de la roca consiste de partículas del tamaño de granulo o más grande.

Epidota: silicato de hierro, calcio y aluminio característico del metamorfismo de bajo grado, que se presenta asociado con clorita y albita de la facies de esquistos verdes.

Estaurolita: silicato mineral característico del metamorfismo de grado medio.

Guijarros: volumen mayor que el de una esfera de 64 milímetros de diámetro y menor que el de una esfera de 256 milímetros de diámetro.

Helicoidal: superficie engendrada por una recta que se mueve apoyándose en una hélice y en el eje del cilindro que la contiene, formando con él un ángulo constante.

Ignimbrita: (toba soldada) este es un grupo especial, formado como resultado de la deposición por nubes ardientes de alta temperatura constituidas por material tobáceo (incluyendo pómez, lapillo, cristales, etc.), que estaba tan caliente en el momento de la deposición que los bordes de los fragmentos tendieron a soldarse, dando lugar a rocas con un aspecto bastante diferente al de las tobas normales. Es casi seguro que muchas de las llamadas riolitas y algunas rocas relacionadas con ellas, son de hecho ignimbritas y no lavas auténticas. Las ignimbritas solo se pueden originar como resultado de una acción volcánica subaérea.

Lopolitos: intrusión ígnea en forma de platillo con la concavidad hacia arriba.

Neón: es un elemento gaseoso, incoloro e inodoro, que constituye una diminuta fracción de la atmósfera terrestre.

Percolan: atravesar las aguas con movimiento lento un material poroso ya saturado.

Pilones: receptáculo de piedra o de fábrica que tiene a sus pies una fuente, donde se recoge el agua. Montón de mortero de cal que se deja reposar en forma apilada durante cierto tiempo, para facilitar el fraguado posterior.

Pretensado: sometido a la acción de un estirado previo. Se aplica a ciertos tipos de prefabricados de hormigón armado.

Postensado: se dice de la pieza prefabricada de hormigón que lleva armadura postesa; técnica del hormigón pretensado; someter la armadura a un esfuerzo inicial de tracción, posteriormente al endurecimiento de la masa.

Riolita: roca ígnea de grano fino con la composición del granito.

Rhodonita: mineral de manganeso.

Silimanita: es un mineral, Al_2SiO_5 , característico de las más altas temperaturas y presiones de metamorfismo.

Stock: masa intrusiva de roca ígnea plutónica de tamaño inferior al de un batolito que presenta normalmente un corte transversal más o menos circular o elíptico.

Torones: haz de hilos o alambres, trenzados a derechas o izquierdas que se enrolla con otros para formar un cable.

Apoyos Tetrón: apoyos mecánicos tipo tetrón. Son apoyos especiales para solicitaciones de carga verticales, horizontales, transversales; así como desplazamientos horizontales y transversales y de giro.

Toba: ceniza volcánica consolidada, roca formada de fragmentos piroclásticos compactados.

Turmalina: silicato mineral de boro y aluminio con sodio, calcio, fluor, hierro, litio o magnesio. Se forma a altas temperaturas y presiones mediante la acción de fluidos que llevan boro y fluor. Está asociada especialmente con las pegmatitas.

Vesículas: rotura o quebrantamiento de pequeñas porciones de la superficie del hormigón debido a presiones internas.