



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales ARAGON

ESTUDIOS PREVIOS DE PUENTES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N

MARIA TERESA GARCIA GONZALEZ

FELIPE SANDOVAL HERNANDEZ

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

Civ 144

Sist 29481



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL

AVENIDA

Srita. MARIA TERESA GARCIA GONZALEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 25 de noviembre del año próximo pasado, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CLAUDIO MERRIFIELD CASTRO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ESTUDIO PREVIOS DE PUENTES ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación que presentó usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., febrero 26 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
SRR:RTD/lla.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

Sr. FELIPE SANDOVAL HERNANDEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 25 de noviembre del año próximo pasado, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CLAUDIO MERRIFIELD CASTRO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ESTUDIO PREVIOS DE PUENTES ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., febrero 27 de 1981.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.

SRR JRTD 'lla.

A NUESTROS PADRES:

JOSE G. GARCIA HEREDIA RAFAEL SANDOVAL CONTRERAS
Y JOSEFA GONZALEZ Y JOSEFINA HERNANDEZ

Por su esfuerzo, apoyo, comprensión y cariño que nos han proporcionado durante toda la vida para que logremos ser algo, con amor y agradecimiento.

A LA MEMORIA DE NUESTRO HIJO:

FELIPE SANDOVAL GARCIA

Que desde donde se encuentre su recuerdo nos proporcionará ánimos para seguir adelante, con todo el amor del mundo.

NUESTRO RECONOCIMIENTO Y AGADECIMIENTO A:

ING. CLAUDIO MERRIFIELD CASTRO

Por su valiosa ayuda y colaboración en la
realización de esta tesis.

NUESTRO AGRADECIMIENTO A:

ING. JUAN ANTONIO GOMEZ V.

Por todas las facilidades prestadas y
ayuda desinteresada.

A NUESTROS HERMANOS:

ELVIA, ALICIA, MANUEL, MIGUEL, J. ANTONIO, MARIO,
J. LUIS, LETICIA, RUBEN, ARACELI, GUADALUPE,
ISRAEL Y MA. DE LOS ANGELES.

RAFAEL, MA. ELENA, ALFREDO, GENOVEVA, E. ENRIQUE
Y JOSE.

Por su apoyo y amistad.

A NUESTRAS ESCUELAS, MAESTROS,
COMPAÑEROS: DE ESCUELA Y TRABAJO
Y AMIGOS.

ESTUDIOS PREVIOS DE PUENTES

INDICE

INTRODUCCION	1
I. ESTUDIOS DE CAMPO	
Ia. Elección de Cruce	2
Ib. Estudios topohidráulicos	24
Ic. Estudios de Suelos	36
Id. Materiales	73
Ie. Estudios de Tránsito	86
If. Ejemplo	245
II. ELECCION DE TIPO	
IIa. Estudios Hidráulicos	95
IIb. Socavación	139
IIc. Sobreelevación	160
IIId. Determinación de la Longitud	24
IIe. Tipos de Superestructura	162
IIIf. Tipos de Subestructura	192
IIg. Ejemplo	245

I N T R O D U C C I O N

Como en todo trabajo de Ingeniería, para poder optimizarlo tanto económica como funcionalmente, es necesaria la recabación de datos preliminares para cualquier clase de proyecto.

Tal es el caso de Proyecto de Puentes, en el cual es de vital importancia conocer las condiciones y características de los suelos, la topografía del lugar, las condiciones hidráulicas en el caso de ríos, conocimiento del movimiento del tipo de tránsito en la zona y de los materiales disponibles en ésta.

En esta tesis se trató de recopilar un conjunto de información imprescindible para cualquier Proyecto de Puentes, ya sean estos de concreto armado, de acero o de mampostería, todo ello encaminado a facilitar lo más posible el trabajo del diseño.

El tema se presenta en dos capítulos: el primero se relaciona con los estudios de campo que deben efectuarse para tener una mejor visualización del lugar dónde desplantar la estructura del puente; el segundo, se refiere a los estudios particulares que se harán una vez seleccionado el sitio de cruce.

En este trabajo no se desarrollan las fórmulas que aparecen en algunos subcapítulos, solamente se presentan en su forma final y se trata de explicarlas de manera conceptual, ya que el propósito de esta tesis está encaminado a los estudios previos del Proyecto de Puentes.

C A P I T U L O N U M E R O I
E S T U D I O S D E C A M P O

Ia. ELECION DE CRUCE

ELECCION DE CRUCE

Para la ubicación de la estructura del puente, el Ingeniero a cuyo cargo esté el estudio de campo, tiene ante todo que realizar un reconocimiento preliminar de la zona en que deba construirse el puente, para darse cuenta de las condiciones generales del área en cuestión, tanto en relación con la localización de la estructura en sí, como en relación con el trazo general del ferrocarril o del camino. Este reconocimiento preliminar tiene por objeto el darse cuenta de los posibles lugares de cruzamiento para así saber donde se van a realizar los estudios de campo definitivos. Cada lugar elegido exigirá considerar las ventajas y desventajas que presenten. Estas ventajas y desventajas deben estimarse, en general, desde dos puntos de vista: el Técnico y el Económico.

Desde el punto de vista técnico, deben considerarse los siguientes factores para su localización y construcción:

Un sitio de cruce conveniente que reúna, hasta donde sea posible, un buen alineamiento general del trazo del camino ó ferrocarril con las proximidades del puente, y un buen perfil de la línea del proyecto (especialmente en el caso de un ferrocarril). Además, las condiciones de cimentación para la subestructura deben ser satisfactorias. Si el obstáculo por salvar es un río, que es el caso más general, es siempre conveniente que la estructura aproveche un cuello o punto de constricción de la corriente y que el cauce en el lugar del cruce sea bien definido (no divagante), alejado de curvas horizontales y de caídas ó rápidas en su curso. También son de evitar para su acceso las curvas muy cerradas, las subidas inútiles, los trayectos en rampa exagerados, los tramos ocasionalmente inundables y los cruces o pasos a nivel.

Ya que el objeto y finalidad de la construcción de los ferrocarriles y carreteras es conducir al tránsito con seguridad y rapidéz, la localización de los puentes debe estar subordinada a las alineaciones y pendientes generales del proyecto, tanto de uno como de otro.

Ha habido muchos casos en donde se originan curvas pronunciadas en los accesos del puente, y la alineación resultó en general sinuosa debido a que el sitio más favorable para el puente fué el único criterio que se tomó en cuenta para su localización. Algunas veces se ha sacrificado la alineación del puente con el camino, solamente para proporcionar un lugar de cruce con una estructura muy económica (con ángulo recto, longitud y altura reducidas, excelente cimentación, etc.) para salvar una pequeña corriente o barranco, pero tan retirado de la línea general del proyecto que el costo de los tramos que se construyeron para su acceso fué excesivo.

Actualmente la norma general utilizada en algunos países, es el de determinar el trazo apropiado de la carretera o ferrocarril y exigir al ingeniero de puentes que suministre las estructuras para el mismo, obteniéndose una mejor vía. Esto por supuesto origina un cruce más costoso, ya que los puentes oblicuos cuestan más que los puentes rectos, y el proyecto y construcción de los grandes puentes con rasante inclinada o curva, crean serios problemas.

Desde el punto de vista económico, hay que tener presente que un puente es una parte del ferrocarril o del camino. Es decir: en general, habrá más de un lugar viable para construir el puente, y no debe juzgarse que el cruce más económico sea aquel cruce que solo exija el puente más económico, podría darse el caso de que dicho cruce necesite la construcción de vías para su acceso que lo convierta en antieconómico por el elevado costo de estos tramos de acceso, como se dijo anteriormente. Pero por otra parte un puente oblicuo o con grandes claros resultaría antieconómico, aunque no exigiese vías para su acceso. Esto hace ver claramente que es necesario comparar el costo del conjunto de cada puente y de los tramos de acceso necesarios para cada crucero, y de ellos elegir el más óptimo y no solamente el costo de los posibles puentes.

Para pequeñas estructuras, la localización del puente o de la alcantarilla misma es generalmente de importancia secundaria para la alineación general. En otras palabras, no vale la

pena cambiar la alineación de manera notable, ya que la ventaja resultante generalmente no compensa los gastos de los tramos de vías de acceso. Sin embargo, en ciertos casos, las condiciones de la corriente de agua, aún para estructuras menores, pueden mejorarse en gran manera por medio de una pequeña modificación en la localización.

Para construcciones mayores, la localización de la estructura misma del puente se hace cada vez más importante y tiende más y más a exceder las condiciones del costo de las alineaciones de acceso.

Una herramienta de gran ayuda para el ingeniero carretero, utilísimas para cualquier tarea de elección de ruta de ferrocarril o de camino, y para el ingeniero localizador de puentes, así como para el conocimiento de las cuencas de captación de los ríos y para otros muchos fines enteramente prácticos y utilitarios y que ha aumentado su importancia en la actualidad, es la cartografía.

En nuestro país, la Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL) es la encargada de elaborar una serie de cartas básicas, las cuales presentan información gráfica acerca de la topografía, composición y uso del territorio nacional. En la realización de estas cartas, DETENAL utiliza fundamentalmente la Fotogrametría y la Fotointerpretación, que requieren de un gran número de técnicas auxiliares.

De las cartas editadas por DETENAL, las de mayor importancia para el ingeniero localizador de puentes son: la Topográfica y la Geológica.

La carta topográfica contiene información de las obras debidas al hombre (poblaciones, casa, caminos, estructuras viales, aeropistas, líneas de transmisión y de conducción, divisiones parcelarias y monumentos topográficos), del aspecto hidrológico (ríos, arroyos, lagunas, acueductos, presas y bordos) y en forma muy general el tipo de vegetación que existe. Las curvas de nivel que se imprimen en esta carta tienen una equidistancia vertical entre ellas de 10 metros, excepto cuando la morfología es muy accidentada, en cuyo caso es de 20 me

tros. Las curvas principales estan acotadas, o sea que tienen un número que indica su altura en metros sobre el nivel del mar, las curvas secundarias y las curvas inferidas, son necesarias para describir con mayor precisión el relieve del terreno.

La carta geológica muestra las características de cada tipo de roca o suelo de la región y además contiene el inventario de todos aquellos sitios de donde se estan extrayendo agua y minerales o materiales para construcción describiendo cada uno de ellos.

Estas cartas se elavoran a escala de 1:50 000 y abarcan casi por completo el Territorio Nacional.

La Fotogrametría se refiere a la toma de medidas en el terreno para relacionarlas con las fotografías aéreas por medio de instrumentos de alta precisión, para producir una información gráfica que permita conocer distancias, área y desniveles, necesarias para un gran número de objetivos.

La Fotointerpretación se refiere al estudio por medio de la visión estereoscópica de las fotografías aéreas, para obtener la información correspondiente a cada una de las ramas de la ciencia que tienen relación con los recursos naturales.

Cada fotointérprete identifica ciertos rasgos en las fotografías y puede deducir, mediante de la aplicación de la profesión que practica, otros datos que no pueden definirse directamente en la fotografía. Así, es factible deducir la clase de roca o suelo, la posible existencia de agua subterránea o de minerales, la clase de vegetación, las características del suelo y de las obras debidas a la mano del hombre, datos que son de gran importancia en cualquier proyecto de ingeniería.

Por la precisión de los levantamientos y estudios que se presentan en las cartas y con el inventario que se obtenga de las estructuras viales ya en servicio se puede conocer cuales son las necesidades que han sido satisfechas. A partir de ese conocimiento aunado al de las condiciones demográficas y económicas, es posible encontrar los posibles cruces de un puen-

te para una zona determinada y llegar hasta el anteproyecto.

En síntesis, las fotografías aéreas ahorran mucho trabajo, tiempo y dinero, revelando los posibles cruces en una zona de terminada, ya sea por los estrechamientos del río, por el alineamiento que presente con la vía, por el carácter del terreno próximo a los cruces (plano, ondulado, montañoso, etc.) o por otras varias circunstancias que se puedan presentar. De manera que el Ingeniero encargado de los estudios de campo, debe investigar previamente si hay algún levantamiento aéreo de la zona del posible cruce.

Al hacer el reconocimiento previo, el Ingeniero debe formar un croquis en que aparezca la zona recorrida, mostrando la configuración aproximada del terreno, el curso del río, arroyo o barranca por salvar; así como la parte de la línea ya construida o trazada a uno y a otro lado de la corriente que debe cruzarse. En ciertos casos, no bastará este croquis aproximado, sino que será necesario hacer un levantamiento topográfico, con curvas de nivel que revelen la configuración del terreno, de una zona más o menos extensa en que esten comprendidos los diversos cruces posibles.

Para ayudar a los Ingenieros encargados de hacer los estudios de campo para proyectos de puentes, es de suma utilidad que se sujeten, punto por punto, a seguir un orden establecido, bien estudiado. Esto evita olvidarse de tomar algún dato ó de hacer ciertas observaciones que son siempre útiles. Lo que mejor resultado ha dado hasta ahora es redactar una forma impresa para rendir los informes sobre estudios de campo, análogas a las que se presentan a continuación.

INFORME PRELIMINAR DE ESTUDIOS
DE CAMPO

I El objeto de este Informe Preliminar es dar a conocer al Departamento de Puentes, la magnitud e importancia del puente por estudiar, así como las dificultades técnicas que se presenten a primera vista en los diversos aspectos del problema. Otro objeto que se persigue con este Informe es el de lograr coordinación y economía en el trabajo de las Brigadas de Estudio de Puentes.

II Dado que se trata de un Informe Preliminar debe mandarse al Departamento de Puentes a la mayor brevedad posible; ordinariamente no se requerirán más de tres días de trabajo para ello cuando se trate de puentes chicos; ni más de una o dos semanas cuando se trate de puentes grandes o de varios puentes que se estudien en un tramo.

III Ordinariamente se encontrará al hacer el estudio preliminar que existe más de un cruce factible para el puente en cuestión; así pues, en cada una de las preguntas del presente informe hay que contestar lo relativo a cada uno de los cruces estudiados, para lo cual se les dará el nombre que tengan o se les asignará una numeración arbitraria.

A- Datos de localización del puente y de construcción del camino.

- 1) Puente sobre _____
- 2) Camino _____
- 3) División (o Junta Local) _____
- 4) Tramo _____
- 5) Localización del cruce según el cadenamamiento local y su equivalente (aunque sea aproximado) en el cadenamamiento definitivo _____

- 6) Dígase qué grado de urgencia existe de que sea hecho este estudio o si solo hay que hacerlo para ir preparando trabajo para un futuro programa de construcción

-
-
-
-
- 7) Dígase si el problema de cruzamiento del río está afectado por el hecho de que haya dos o más soluciones de trazo del camino; como por ejemplo en el caso en que esté por resolverse si el camino ha de tocar o no determinada población, en cuyo caso hay dos probables localizaciones para el puente, etc.
-
-
-
-
- 8) Dígase si por acuerdo de alguna autoridad ya se ha designado algún sitio determinado para el cruce, y en caso de ser posible denses las razones que decidieron tal determinación
-
-
-
-
-
-
-
-
- 9) Si el Ingeniero a quien se encomienda este reconocimiento, está en libertad de elegir la localización del puente, dígase cuántos sitios probables hay de cruce y qué ventajas generales ofrece cada uno, tanto desde el punto de vista técnico, como desde alguno otro que sea oportuno
-
-
-
-
-
-
-
-
- 10) Dígase en qué fase se encuentra el trabajo en el camino al hacer este reconocimiento. (Si no ha sido hecho aún reconocimiento del terreno para el trazo del camino; si hay ya línea o líneas preliminares; si ya se está construyendo el camino; si ya está terminado; etc.)
-
-

-
-
- 11) En caso de estar el camino en la zona cercana al cruce, en la fase de construcción, dígame si las terracerías, revestimiento, pavimentación u obras de arte están ya hechas o están haciéndose y qué tramo se ha dejado sin construir por ambos lados del río para dar margen a un cambio de localización del puente o de elevación de rasante
-
-
-
- 12) En caso de que las terracerías, revestimiento, pavimentación u obras de arte próximos al puente ya estén hechas (o en proceso de construcción), y de que exista la posibilidad de desechar parte de esos trabajos (ya sea por cambios en el cruce o en la elevación de la rasante) hágase una aproximación estimada del costo de los trabajos por desechar
-
-
-
- 13) Como complemento del inciso anterior, hágase una aproximación de la estimación de las terracerías, revestimiento, pavimentación u obras de arte nuevos que se tendrían que construir en el tramo que substituya al desechado
-
-
-
- 14) Mándese un croquis sencillo en el que se haga aparecer: la línea (o líneas) del camino; el cauce del río; la configuración topográfica del terreno tomada "a ojo"; los puentes cercanos existentes sobre el río; otras vías de comunicación; los edificios, casa, calles, propiedades privadas; los accidentes naturales, etc. Póngase aquí alguna nota referente a ello:
-
-

-
-
-
-
-
-
-
-
- 15) Dígase si hay que remoler algún puente existente, o bien, demoler o indemnizar propiedades vecinas. Estímese toscamente los costos aproximados y describanse las condiciones existentes, acompañando además, fotografías o dibujos, o croquis de la estructura existente.
-
-
-
-
-
-
-
-

- 16) Anótense otros datos útiles a juicio del observador y recomendaciones especiales relativas al estudio del puente.
-
-
-
-
-
-
-
-

B. Datos Hidráulicos

- 17) Dígase si el cauce del río es recto y limpio en el cruce, o si tiene isletas u otros obstáculos
-
-
-
-
- 18) Si tiene el río alguna curva horizontal muy proxima del lado aguas arriba del cruce, dígame que razones hay o hubo para elegir ese sitio (especialmente si puede haber peligro de socavación o de que el río cambie su curso)
-
-
-
-

19) Dígase si el río es de carácter torrencial, o si tiene agua permanente _____

20) Dígase qué tirante y anchura de lámina de agua tiene el río en estiaje; y cuáles aproximadamente en aguas máximas _____

21) Dígase qué velocidad superficial tiene el río en estiaje, o en la época en que se haga este reconocimiento; y cual se cree que tendrá aproximadamente en crecientes máximas extraordinarias _____

22) Dígase si recibe el río (y a que distancia) algun afluente aguas arriba o aguas abajo del cruce, y qué influencia podrían tener estas circunstancias en el funcionamiento hidráulico del puente _____

23) Dígase si queda el cruce a distancia relativamente corta del punto en que el río desemboca en otro de caudal mayor, o si desemboca en un lago o en el mar: y hasta qué grado _____

fectaría el funcionamiento hidráulico del puente el remanso producido por una sobreelevación del tirante en el río, lago o mar, en que desemboca el que se estudia.

- 24) Dígase si tiene el cauce del río, a distancia relativamente corta aguas abajo del cruce, una barra natural de arena una presa de derivación o cualquier otro obstáculo que produzca remanso en la corriente y hasta que punto afectarían estas circunstancias al funcionamiento hidráulico del puente

C- Datos de Cimentación

- 25) Dígase que clase y tamaño de materiales cubren el lecho del río
- 26) Dígase qué condiciones de cimentación parece haber a primera vista para el desplante de los apoyos del puente; o si ya fuero hechos sondeos en alguna ocación, dígase quién los hizo, por que procedimiento fueron hechos y qué se encontró en ellos
- 27) Siempre que sea posible, hágase un sondeo rápido con pulsera, o ábrase un pozo, si esto resulta fácil, y dénse los

resultados (no se trata de los sondeos completos que deberán hacerse al efectuar el estudio detallado del puente)

D- Datos de Construcción

- 28) Dígase qué probabilidades hay de poder construir el puente con obra falsa económica _____
-
-
-

- 29) Dígase qué probabilidades hay, de tener que trabajar en medio de la corriente al construir las pilas del puente y qué clase de ataguías o procedimientos de desviación de la corriente habría que emplear, probablemente _____
-
-
-
-

- 30) Dígase qué probabilidades hay, de tener que ademar las excavaciones por hacerse en materiales deleznales _____
-
-
-

- 31) Dígase que probabilidades hay de tener que hacer las excavaciones en agua a causa de abundantes infiltraciones, aun que no tengan que hacerse en el cauce mismo _____
-
-
-

- 32) Indíquese la necesidad de construir una desviación, un puente provisional, o un vado; o bien, dígase si existe ya un paso provisional que asegure el tránsito durante la construcción _____
-

E- Datos de Costo, Tiempo y Elementos de Trabajo
Necesarios para efectuar el Estudio del
Puente

- 33) Dígase qué características o dificultades ofrece el terreno para poder tomar los datos topográficos, hidráulicos, de cimentación, etc., con el objeto de que el Departamento de Puentes tenga desde luego una idea del costo, tiempo y elementos de trabajo (personal, equipo, materiales, herramientas, etc.) que el Ingeniero de puentes necesite para hacer el estudio de detalle
-
-
-
-
-
-
-
-

- 34) Hágase una lista de dichos elementos de trabajo (personal, equipo, materiales, herramientas, etc.) para que el Departamento de Puentes vea la manera de proporcionarlos
-
-
-
-
-
-
-
-

- 35) Formúlese un programa de trabajo en que se exprese la forma en que se hará éste y el tiempo que durará aproximadamente
-
-
-
-
-
-
-
-

INFORME PARA PROYECTO DE PUENTES

I. DATOS DE LOCALIZACION

Puente: _____ Sobre el: _____

Camino: _____ Tramo: _____

Cruce: _____ Estación: _____

Origen de kilometraje: _____

Angulo entre el eje de la calzada del puente y el eje de la corriente: _____

Elevación y descripción del banco de nivel: _____

Acompáñese un plano de la zona del cruce, que llamaremos "plano del río o arroyo en la zona del cruce", que se extienda 400 a 1000 m. antes y después del mismo y a cada lado del eje del camino, según la importancia del puente. Que muestre: el eje del camino con sus datos de trazo y referencias; el eje de la corriente; el ángulo que forman entre sí esos dos ejes; las curvas de nivel a una equidistancia de 0.50, 1.00 ó 2.00 m., de acuerdo con el terreno; sentido de la corriente; nivel de aguas máximas extraordinarias; ubicación de las secciones hidráulicas auxiliares; línea según la cual se levantaron el perfil hidráulico y el del fondo del río o arroyo con sus estaciones correspondientes; construcciones; etc. En el caso de que se requiera un encauzamiento, se indicará el eje del mismo. Ese plano se dibujará en papel albanene, a una escala adecuada para que quepa y cubra toda la superficie de la hoja.

También se remitirá un plano de una zona más reducida del cruce, que llamaremos "plano detallado del cruce en el río o arroyo", que se extienda 50 a 100 m. antes y después del mismo y a cada lado del eje del camino, según la importancia del puente, y que muestre los datos indicados para el plano anterior. Ese plano se dibujará en papel albanene a la escala adecuada para que quepa y cubra toda la superficie de la hoja. Se recomienda una escala de 1:200 a 1:400.

Adjúntese copias de las hojas de localización (perfil de construcción estimativo y secciones de construcción) de los

tramos adyacentes al puente en ambos lados, con los datos suficientes para hacer estimaciones de terracerías. En caso de que para los terraplenes haya de hacer préstamos, indíquese su localización y la clase de material.

¿Qué elevación de rasante en el puente resultaría mas económica, desde el punto de vista de las terracerías? _____

¿Esta la rasante definida por alguna otra condición? _____

Espesor del revestimiento _____ m., y del pavimento _____ m.
En caso de que el puente requiera indemnizaciones, dése su valor aproximado _____

Acompañese un croquis de la región del cruce, mostrando vías de comunicación y su transitabilidad en distintas épocas del año, puentes, poblados, ríos, etc.

Otros datos a juicio del observador: _____

II. DATOS HIDRAULICOS

Sección en el cruce: (Acompañese perfil). Se recomienda una misma escala horizontal y vertical no mayor de 1:250. La margen derecha se dibujará a la derecha del plano y la izquierda a la izquierda del mismo. En ese perfil se indicarán los siguientes datos:

- a) Nivel de aguas mínimas _____
- b) Nivel de aguas máximas ordinarias _____
- c) Nivel de aguas máximas extraordinarias _____

Pendiente media de la superficie del agua durante la crecida máxima, medida directamente o sobre huellas, o en su defecto la del fondo del cauce en caso de estar seco, en un tramo de 500 m. o más que contenga el cruce, de preferencia en el centro. Se enviará el perfil correspondiente.

Coefficiente de rugosidad que se recomienda para calcular el gasto de la corriente, indicando si es el mismo para el cauce profundo y las márgenes, o si es diferente dando sus valores correspondientes: _____

Velocidad superficial al determinar la pendiente media de la superficie del agua: _____

Nivel de aguas al medir la velocidad superficial: _____

Método empleado para medir la velocidad superficial: _____

Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias

Epoca del año en que se efectúan: _____

Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los troncos, árboles y otros materiales que arrastre por flotación el agua durante las crecientes: _____

Claro mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes: _____

Distancia libre vertical que deberá dejarse entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura para permitir el paso de los cuerpos flotantes: _____

¿Es estable el cauce de la sección estudiada, o tiene tendencia a divagar? _____

¿Cuál es la tendencia general de la corriente en el lugar del cruce: socavar o depositar: _____

Obténgase de ser posible el perfil socavado en la sección del cruce durante las crecientes ordinarias y extraordinarias, describiendo el procedimiento empleado para su obtención: _____

Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los materiales socavados o depositados, así como los que lleve la corriente en suspensión durante las avenidas, o los que arrastre:

¿Se recomienda hacer algún encauzamiento? _____

¿Hay posibilidad de que el remanso que produzca el puente perjudique las propiedades vecinas? _____

¿Existen puentes cercanos al cruce? _____

Si existen dñense los datos siguientes:

Número, longitud y altura de los tramos. _____

Área hidráulica bajo el puente en m^2 . _____

Área libre bajo el puente en m^2 . _____

¿El área es suficiente, insuficiente o excesiva? _____

¿Hay indicaciones de socavación en las pilas, estribos, terraplenes de acceso, etc.? _____

Otros datos útiles a juicio del observador: _____

Con objeto de comprobar el gasto en aguas máximas extraordinarias encontrado para la sección del cruce, se estudiarán además, otras dos secciones hidráulicas auxiliares cuando menos, una aguas abajo y otra aguas arriba del cruce, de las que se remeterá el perfil, con las indicaciones de nivel de aguas mínimas y de aguas mínimas extraordinarias, a la misma escala horizontal y vertical no mayor de 1:250. De preferencia las sec-

ciones hidráulicas auxiliares se incluirán en el mismo plano de la sección del cruce.

También se deberán enviar los calculos hidráulicos de las diferentes secciones . En el plano o planos de las secciones se dará un resumen de esos cálculos.

N O T A: Los tramos en que se miden las secciones hidráulicas, la pendiente hidráulica, el coeficiente de rugosidad, la velocidad, etc., deberán escogerse todo lo uniformes que sea posible, tanto en sección, como en alineamiento y pendiente.

III. DATOS DE CIMENTACION

Caracteres generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes de la corriente: _____

Acompáñese un corte geológico indicando claramente: los materiales que forman el subsuelo y el nivel freático, así como la mayor o menor cantidad de agua que se presentaría en las excavaciones. Remítanse de ser posible, muestras de las distintas formaciones del subsuelo.

Método que se empleó para hacer los sondeos: _____

Lechos en los cuales se recomienda cimentar. _____

Cargas de trabajo que se proponen para los lechos de cimentación. _____

¿Cómo se determinaron esas cargas? _____

¿Hay alguna parte de la subestructura cuya construcción requiera ataguías, ademes, etc., o bastará desviar el cauce?

Si hay puentes cercanos indíquese la clase de cimentación que se empleó en ellos. _____

Otros datos a juicio del observador. _____

IV. DATOS DE CONSTRUCCION

Dense para cada uno de los materiales, que se indican a continuación, los siguientes datos: a) calidad o marca; b) lugar de abastecimiento o extracción; c) distancia y condiciones de acarreo; d) costo probable del material:

Cemento: a) _____

b) _____

c) _____

d) _____

Cal: a) _____

b) _____

c) _____

d) _____

Materiales para revestimiento: a) _____

b) _____

c) _____

d) _____

Agregado fino o piedra quebrada para obtenerlo:

a) _____

b) _____

c) _____

d) _____

Grava para agregado grueso o piedra quebrada para obtenerlo:

- a) _____
- b) _____
- c) _____
- d) _____

Piedra para mampostería: a) _____

- b) _____
- c) _____
- d) _____

Agua (potable y para concreto): a) _____

- b) _____
- c) _____
- d) _____

Madera de primera: a) _____

- b) _____
- c) _____
- d) _____

Madera de segunda: a) _____

- b) _____
- c) _____
- d) _____

Madera rolliza: a) _____

- b) _____
- c) _____
- d) _____

Fierro estructural (viguetas, armaduras, etc.):

- a) _____
- b) _____
- c) _____
- d) _____

Fierro de refuerzo: a) _____

- b) _____
- c) _____
- d) _____

Datos de otros materiales: _____

Jornales acostumbrados en la región: _____

Clima dominante en la región: _____

Otros datos a juicio del observador: _____

Precios unitarios. (Cuando el puente se vaya a construir por contrato déense, además de los datos anteriores, los precios unitarios aprobados, en anexo separado).

V. DATOS DE TRANSITO

Ancho de la calzada: del camino _____, del puente _____

Ancho de las banquetas, en caso que se requieran: _____

Cargas para las que se proyectará el puente: _____

Otros datos útiles a juicio del observador: _____

NOTAS:

Se recomienda enviar fotografías del lugar del cruce; de puentes cercanos si los hay, de pozos de cata, etc.

Los planos que se envíen deberán ser de los tamaños "tipo" usados por la Dependencia.

Todos los datos pedidos anteriormente son los indispensables para el proyecto de puentes; por lo tanto, no se dejará de enviar ninguno de ellos.

Este informe es complementario del "Informe Preliminar de Estudios de Campo para Proyecto de Puentes".

Informe presentado por: _____

Lugar y fecha

Revisó: _____ Fecha: _____

Ib.

ESTUDIOS

TOPOHIDRAULICOS

IId.

DETERMINACION

DE LA

LONGITUD

ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS

A partir, pues, de los datos obtenidos en un reconocimiento preliminar, cuyas principales observaciones conviene consignar en un croquis, como se ha dicho, se debe proceder a hacer los estudios topográficos de cada cruce viable. Estos levantamientos deben comprender fundamentalmente una planta configurada que abarque toda la zona del cruce y muestre el curso del río o del arroyo, a uno y otro lado del eje propuesto, en una extensión variable, según las condiciones de cada caso. Estos planos configurados tienen por objeto, entre otras cosas, juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas: parte más efectiva del cauce, dirección general de la corriente, zonas de simple inundación (por las que escurre sólo una parte mínima del gasto); si alguna margen esté expuesta más o menos a ser erosionada, etc.

Para levantar la planta configurada de la zona de cada cruce, conviene por lo general trazar una poligonal cerrada, con teodolito y cinta de acero, que se llevará por una y por otra margen. Excepcionalmente, puede convenir hacer una triangulación con vértices en ambas márgenes. Con apoyo en los vértices de la poligonal ó de la triangulación, se trazan secciones transversales, que se nivelan con nivel de mano ó con nivel fijo; esto último conviene si las secciones son de gran longitud (ríos muy anchos) ó si el terreno es muy plano, o si ambas circunstancias concurren simultáneamente. En levantamientos de extensión reducida (zonas de 100 m. x 50 m., digamos) o en terrenos con fuertes desniveles (barrancas, zona de lomerío, etc.), puede emplearse ventajosamente la estadia para hacer la configuración de la zona del cruce en estudio. Desde luego, cada planta configurada debe quedar referida a la elevación de los bancos de nivel del trazo mismo de la línea (camino o ferrocarril), pues constituiría una verdadera torpeza referir tales planos a bancos arbitrarios. Las plantas configuradas suelen dibujarse a escala de 1:200 ó de 1:400, según la extensión e importancia de la zona levantada.

Las curvas de nivel tienen una equidistancia de medio á cinco metros, de acuerdo con el carácter del terreno: si éste es muy plano, la equidistancia debe ser reducida para acusar los accidentes; si es muy quebrado, puede ser suficiente una equidistancia mayor para revelar las formas del terreno.

Con apoyo en esta planta general del cruce, se define mejor el eje conveniente del mismo, escogiendo la dirección más adecuada. Por regla general, y salvo en casos especiales, se prefieren los cruces normales, es decir, que el eje del cruce forme un ángulo de 90° con el eje de la corriente o de la barranca.

En la planta de la zona del cruce deben figurar las construcciones y los detalles que pudieran tener relación con el puente o con su funcionamiento, tales como casas, silos, canales, presas, vías de ferrocarril, caminos secundarios, tuberías de conducción, líneas de transmisión eléctrica, líneas telegráficas o telefónicas, etc.

Cabe hacer dos recomendaciones generales relativas a la configuración. Es muy común que los topógrafos tengan la tendencia a dibujar siempre las curvas de nivel, como líneas "arredondadas"; tal representación de las formas del terreno corresponde a lomeríos o a zonas montañosas muy erosionadas. En realidad, en terrenos quebrados, irregularmente erosionados o no erosionados, las curvas de nivel deben semejar más bien verdaderas poligonales, líneas angulosas o quebradas. Una configuración hecha en esta forma revela claramente las formas reales del terreno de las características dichas. Otra recomendación consiste en tomar en el campo para fin de configurar las cotas de los puntos de cambio de pendiente, y no los puntos de "cota redonda"; con ello se logra también una representación más fiel del terreno.

Es necesario, por lo común, además de la planta general de la zona del cruce, que suele dibujarse a escala reducida (de 1:500, por ejemplo), hacer un plano más detallado de una faja de terreno de 25 ó 50 m. a cada lado del eje del cruce, que se dibuja a escala mayor (de 1:200 y en casos especiales, de

1:100), y en el que la equidistancia de las curvas de nivel conviene a veces que sea menor que la equidistancia de las mismas adoptada en la planta general.

No basta con levantar las plantas acotadas de la zona del cruce (la general y la de detalle), sino que es indispensable tomar la sección transversal del río o de la barranca según el eje del cruce. En esta sección debe indicarse sistemáticamente el nivel alcanzado por el agua en las avenidas máximas extraordinarias (que se presenta cada 5, 10 ó más años), en las avenidas máximas ordinarias (anuales) y en el estiaje. En el levantamiento general de la zona del cruce deben marcarse los límites de la zona inundada en avenidas.

Generalmente será necesario, para poder comparar los costos de la solución integral según cada cruce (puente y tramos de liga con la línea), tomar los datos de campo suficientes para esto. De manera que además de hacer los levantamientos (general y de detalle) de cada cruce, debe hacerse un estudio más o menos detallado, según el caso lo requiera, que permita estimar el costo de los tramos de camino (o de ferrocarril) que deben servir de liga entre el puente y el resto de la línea.

Si el caso lo amerita, se hará un trazo preliminar para los tramos de liga de cada cruce, apegado a las especificaciones de curvatura y pendiente que se hayan fijado. Deben levantarse y dibujarse el perfil del terreno según el eje del trazo en cuestión, y las secciones transversales con la equidistancia que se juzgue necesaria, a fin de cubicar los movimientos de tierra que ese trazo requeriría. Es indispensable que el Ingeniero haga en el campo las observaciones posibles, a fin de estimar (aunque sea en forma aproximada) el por ciento de roca fija, de roca suelta y de tierra que se pudiera tener en las excavaciones.

En ciertos casos, los trazos preliminares pueden hacerse con estadía, incluso la configuración del terreno a uno y otro lado de la línea. En fin, este y otros detalles pueden ser decididos por el Ingeniero encargado del estudio, de a-

cuerdo con su experiencia.

En resumen, los estudios topohidráulicos comprenden esencialmente :

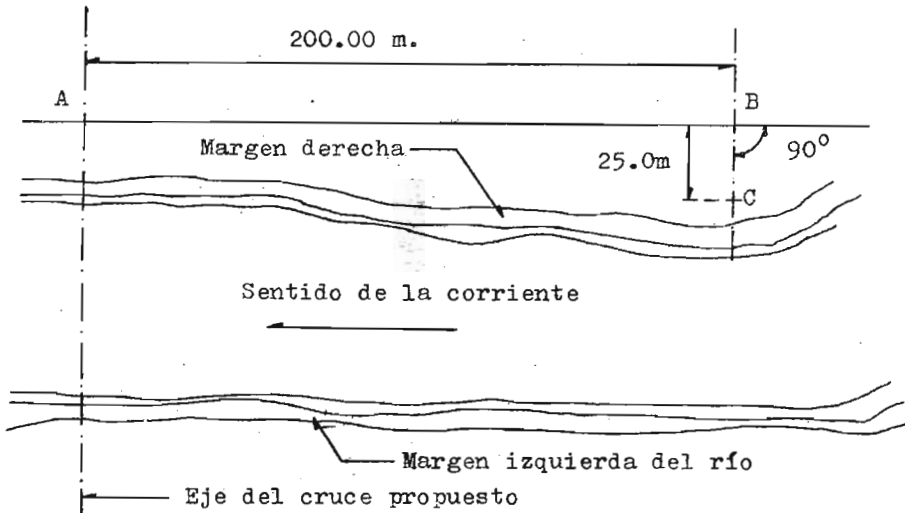
- a) ▸ RECONOCIMIENTO de la zona de los cruces posibles
- b) ▸ LEVANTAMIENTO GENERAL DE LA ZONA DE LOS CRUCES, ó croquis de la misma.
- c) ▸ LEVANTAMIENTO CONFIGURADO DEL TERRENO EN LA ZONA DE CADA CRUCE, que se apoyará en poligonales cerradas (excepcionalmente, en triangulaciones) y se hará por medio de secciones ó con estadia. Abarcará una extensión suficientemente amplia para apreciar el alineamiento general del cauce del río antes del cruce y después del mismo, en avenidas.
- d) ▸ LEVANTAMIENTO DETALLADO DE UNA FAJA DE TERRENO A UNO Y OTRO LADO DEL EJE DEL CRUCE, dibujado a mayor escala que el inmediato anterior.
- e) ▸ ESTUDIO DE LOS TRAMOS DE LIGA DEL CRUCE CON EL RESTO DE LA LINEA, para juzgar del alineamiento, de las pendientes y del costo de esos tramos.
- f) ▸ SECCION TRANSVERSAL DEL RIO, SEGUN EL EJE DEL CRUCE, indicando los niveles de aguas máximas extraordinarias, máximas ordinarias y mínimas.

Es conveniente hacer algunas consideraciones sobre los métodos para llevar a cabo los levantamientos de la zona de un cruce.

El objeto de trazar una poligonal o una triangulación para apoyar en ella la configuración del terreno y el levantamiento de detalles, es evitar que los errores se propaguen y se acumulen. Si la configuración se hace por medio de secciones, es indispensable conocer la dirección de cada una de ellas y la posición en planta de uno de sus puntos (origen), para poder situar los demás puntos de esa sección, cuya elevación y distancia al origen se han medido en el terreno. Una de las maneras más fáciles de fijar la posición de estos puntos, que sirven para trazar las curvas de nivel, es refe-

rir las secciones de configuración a una poligonal.

Para fijar ideas, supóngase que a partir de un punto "A"



del cruce propuesto se ha trazado, con tránsito y cinta de a cero, el lado AB de la poligonal de apoyo. Por el punto "B" se traza una sección perpendicular al lado AB.

Ahora bien, si la longitud de AB se ha medido con cinta de acero, puede ser fácil tener un error relativo de $\frac{1}{500}$; por ello, la incertidumbre ó error en la posición del punto "B" respecto de "A", por este concepto, es de $\frac{+200}{-500} = \pm 0.40$ metros. Por otra parte, si BC se mide con cinta de lienzo o con estadia, puede suponerse un error relativo de $\frac{1}{100}$; es decir, que el punto "C" puede estar a 25.25 m. ó bien á 24.75 m. de "B". Si por un momento se suponen nulos los errores de alineamiento en las direcciones de AB y de BC, resulta que la posición del punto "C" queda afectada de un error de ± 0.40 m. en la dirección de AB; y de un error de ± 0.25 metros en la dirección de BC. En definitiva, la posición del punto "C" quedará determinada con un error máximo de

$$\sqrt{0.40^2 + 0.25^2} = \pm 0.47 \text{ m.}$$

Si queriendo aumentar la precisión del levantamiento, el

topógrafo mide la distancia BC con un error relativo de $\frac{1}{500}$ (como se supone medida AB), el error de la posición del punto "C" será de $\sqrt{0.40^2 + 0.05^2} \doteq \pm 0.403$ m. ;

es decir, prácticamente el mismo error que si BC se hubiera medido con aproximación de $\frac{1}{100}$, no obstante que se empleó mucho más tiempo (y dinero) midiendo esta distancia con aproximación de $\frac{1}{500}$.

Finalmente, si la distancia AB se mide con un error relativo de $\frac{1}{100}$ (como la distancia BC), la posición del punto "C" queda afectada de un error hasta de $\sqrt{2.00^2 + 0.25^2} \doteq \pm 2.02$ m. que es realmente excesivo.

Por lo que hace a las medidas angulares, supongamos que la dirección de AB se ha trazado con un tránsito de un minuto de aproximación. Como $\text{sen } 01' = 0.0003$, el punto "B" puede haberse fijado en el terreno, por esta circunstancia, con un error de $\pm 200 \times 0.0003 = \pm 0.06$ m. en dirección perpendicular a AB (hacia "C" ó en sentido contrario). Obsérvese que este error es inferior, aunque del mismo orden, al que afecta la medida directa de BC, si se hace esta medida con estadia, error que aproximadamente vale ± 0.25 m. Es decir: el uso de un tránsito de un minuto de aproximación para el trazo de la poligonal de apoyo, es congruente con el empleo de la estadia para medir las distancias en las secciones de configuración, en casos como el que nos ocupa.

Es de advertir que si las secciones de configuración no se prolongan más de unos 100 metros a uno y otro lado de la poligonal de apoyo, la dirección de estas secciones puede trazarse sin inconveniente alguno con brújula. En efecto, si se supone una aproximación de diez minutos (10') en la dirección de una sección de configuración, el punto más alejado de ella puede apartarse aproximadamente $0.003 \times 100 = 0.30$ m. de su posición teórica, lo que es perfectamente tolerable, dado el uso que se hará de la posición de los puntos de configuración. No obstante, conviene que el topógrafo, al trazar la poligonal de apoyo, fije con el tránsito las direccio

nes de las secciones de configuración, si el terreno se presta para hacer esta operación rápidamente.

Lo expuesto tiene por objeto hacer ver con un ejemplo esquemático que las poligonales de apoyo pueden trazarse en general con un tránsito de un minuto de aproximación, y usando cinta de acero para medir las distancias de los puntos de configuración con mayor precisión que la que pueda lograrse con la estadia o con la cinta de lienzo.

Por lo que hace a la medida de las elevaciones de los puntos del terreno, un razonamiento parecido al anterior hace comprender que conviene nivelar los vértices de la poligonal de apoyo y los puntos de intersección con las secciones de configuración, con nivel fijo, haciendo lecturas de estadal hasta el centímetro para medir la elevación de los puntos dichos. En los puntos de liga de la nivelación y en los bancos de nivel, si debe leerse hasta el milímetro en el estadal, para evitar que los errores se acumulen.

Las diferencias de nivel de los puntos del terreno en las secciones de configuración, puede medirse con estadia, si estas diferencias de nivel son apreciables (terreno quebrado de lomerío o de montaña); o bien con nivel de mano. Si el terreno es muy plano y las secciones son largas (50 ó 100 metros), conviene emplear nivel fijo para nivelar los puntos de las secciones de configuración.

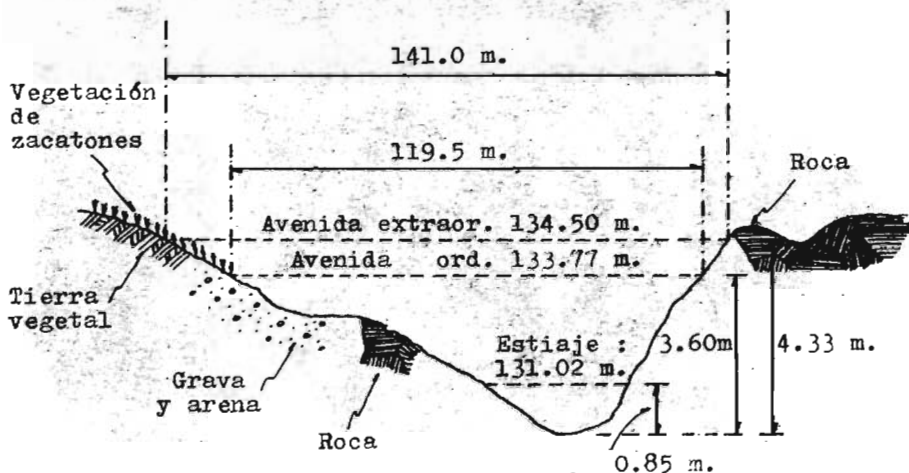
Es difícil a simple vista apreciar si un determinado eje de cruce es perpendicular a la dirección de la corriente; tanto más que por lo regular el Ingeniero hace los estudios de campo en época de estiaje, y es muy frecuente que la dirección en que corren las aguas sea muy diferente en estiaje y en avenidas. Por esto, lo común y corriente es levantar primero la topografía de la zona del cruce y dibujar el correspondiente plano; con ayuda de éste se determina la dirección conveniente del eje del cruce, ya sea por razones hidráulicas o por razones de alineamiento o por ambas a la vez.

Fijado el eje del cruce, debe levantarse la sección transversal del río o de la barranca según dicho eje, usando para

ello nivel fijo, como regla general. En algunos casos de barrancas de profundidad, podrá convenir que los desniveles de los puntos de la sección se midan con nivelaciones trigonométricas ó con estadia. Esto será excepcional y siempre que la determinación de los desniveles por medio de cintas con plomadas o con otros artificios parecidos, sea muy incierta, lo que a veces puede suceder.

El dibujo de la sección transversal según el eje del cruce, debe hacerse SIEMPRE a la misma escala horizontal y vertical, de manera que dicha sección quede representada sin de formar.

Es muy útil que en campo se tomen datos sobre la clase de terreno que aparece en la superficie, en la sección transversal según el eje del cruce, tal como se indica en la figura siguiente:



Un auxiliar utilísimo para todos los reconocimientos previos, es la fotografía aérea. Como ya se explicó en el capítulo anterior, el Ingeniero encargado de los estudios de campo, debe investigar previamente si hay algún levantamiento aéreo de la zona del posible cruce.

También la fotografía terrestre presta considerable ayuda como complemento de los planos que se levanten y dibujen. Debe el Ingeniero tomar fotografías del cruce que propone, visto desde aguas arriba, desde aguas abajo y desde cualquier otro punto que se juzgue ilustrativo. Estas fotografías debe incluirlas el Ingeniero junto con su informe, ya sea que éste esté destinado para su propio uso (si se ha de encargar también del proyecto), o para uso del proyectista.

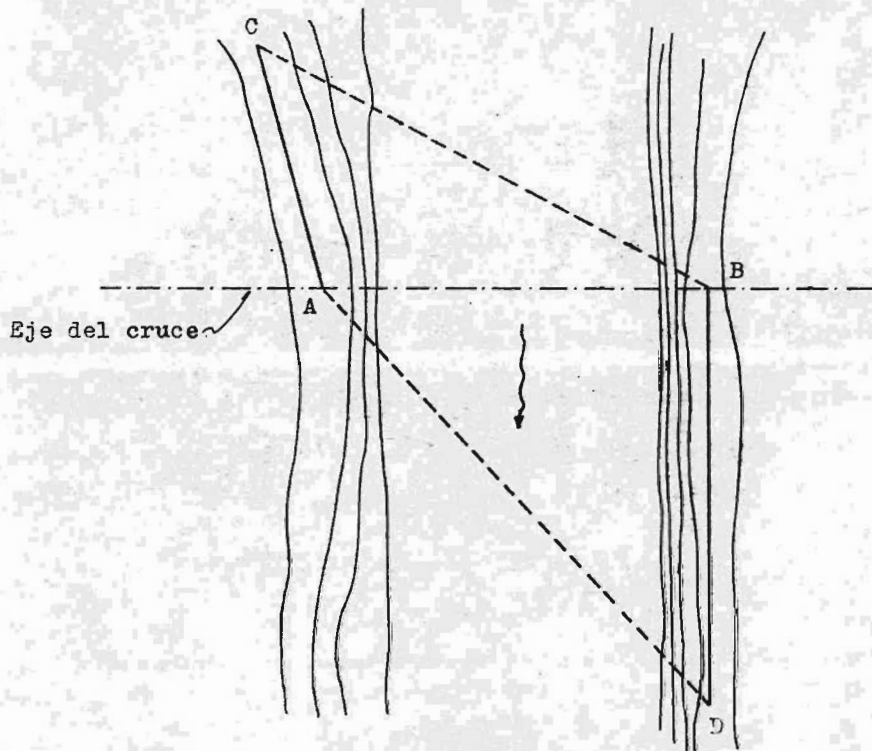
No solo topográficamente pueden ser ilustrativas las fotografías. En ocasiones, revelan características del cauce y de las márgenes que puedan servir de valiosas orientaciones al calcular la velocidad del agua en las crecientes, o hacer ver otras circunstancias importantes.

Para levantar la topografía del terreno adyacente al eje del cruce (faja de terreno de 20, 30 ó 40 metros de ancho), puede resultar práctico valerse de secciones transversales al río, paralelas al eje del cruce, separadas una de otra 5, 10 ó 20 metros. Estas secciones deben trazarse alineándolas con el tránsito, y nivelando sus puntos de cambio de pendiente con nivel fijo (salvo casos excepcionales, en que pueden determinarse los desniveles por medio de la estadia). Las distancias en estas secciones se pueden medir con cinta de acero, con cinta de lienzo ó con estadia, según el caso.

La topografía del terreno adyacente al eje del cruce, debe comprender también las zonas de las márgenes, en una extensión variable de 25 a 100 metros a partir del nivel de las aguas en avenidas máximas extraordinarias. Para levantar estas zonas conviene generalmente hacer secciones transversales de configuración, perpendiculares al eje del cruce propuesto, separadas entre sí de 5 a 20 metros, según el carácter del terreno.

Es importante que una vez elegido el eje del cruce en estudio, se tracen en el terreno y se construyan monumentos topográficos o señales (tubos o varillas de acero profundamente empotrados en el terreno ó ahogadas en concreto) debidamente identificables, en ambas márgenes, que permitan locali-

zar el eje en cualquier momento que sea necesario. Conviene en todos los casos medir con la mayor precisión posible la distancia entre dos de estos monumentos o señales de las márgenes opuestas. Esto puede hacerse por medio de uno o de más triángulos, como el ABC y el ABD, de los que se miden los ángulos y uno de los lados (AC, BD), y se calcula el lado AB (distancia entre las señales). Véase la figura siguiente:



DETERMINACION DE LA LONGITUD ENTRE A - B

Precisión en las operaciones para calcular la distancia AB. Con objeto de simplificar las explicaciones, supóngase el lado AB perpendicular al lado BD. El Ingeniero tiene acceso a los puntos A, B y D y puede medir directamente la longitud de BD. Sea, además:

AB = y ; BD = z ; ángulo ADB = x Entonces:
 $y = z \operatorname{sen} x$

Se trata de investigar el error probable de la función (y) sabiendo que (z) está afectada de un error probable ($\pm \Delta z$), y que (x) está afectada de un error probable ($\pm \Delta x$). Se aplica la conocida fórmula:

$$E_w = \sqrt{\frac{dw}{du}^2 E_u^2 + \frac{dw}{dv}^2 E_v^2 + \dots}$$

Para nuestro caso:

$$\frac{dw}{du} = \frac{dy}{dz} = \operatorname{sen} x \quad ; \quad \frac{dw}{dv} = \frac{dy}{dx} = z \operatorname{cos} x \quad ;$$

llamando (Δy) al error probable de (y), se tiene:

$$\Delta y = \sqrt{\operatorname{sen}^2 x (\Delta z)^2 + z^2 \operatorname{cos}^2 x (\Delta x)^2}$$

Para fijar ideas, supóngase que el lado BD tiene 75.20 m. de longitud, y que se midió con un error relativo de 1:1000; por lo tanto; $z = 75.20 \text{ m.}$, $\Delta z = \pm 0.075$. Por otra parte, sea $x = 64^{\circ}12'$, leído con un tránsito de un minuto de aproximación ($01'$); es decir: $\Delta x = 01' = 0.00029$. Substituyendo en la fórmula anterior:

$$y = \sqrt{0.9003^2 \times 0.075^2 + 75.20^2 \times 0.435^2 \times 0.0003^2}$$

$$y \doteq \sqrt{0.81 \times 0.0056} = \pm 0.067 \text{ m.} = \pm 7 \text{ cm.}$$

Esto significa un error relativo de $\frac{7}{970} = \frac{1}{970}$.

Para fines puramente topográficos, esta incertidumbre de $\pm 7 \text{ cm.}$ carece de importancia. Para fines constructivos, puede necesitarse en algunos casos mayor precisión. Por ejemplo, si la superestructura que ha de construirse es de acero, un error de $\pm 7 \text{ cm.}$ no es admisible. En tales casos, el Ingeniero encargado de la construcción de la obra debe rectificar cuidadosamente la distancia AB. Para ello, debe disminuir el error en la medición de BD y de los ángulos del triángulo ABD. Si el lado BD se mide con cinta de acero comparada y a-

plificándole la misma tensión de comparación (con dinamómetro), y la medida se hace dos veces en un sentido y dos veces en sentido contrario; y por otra parte, los ángulos se miden con dos repeticiones en una posición del aparato y con otras dos en la posición inversa, es fácil lograr una precisión de 1:3000 en la medida de BD y reducir el error en la medida de los ángulos a $\pm 20''$. Como se ha visto, en el caso que nos ocupa el segundo término del subradical del segundo miembro de la fórmula del error probable (Δy), es prácticamente nulo. Por lo tanto:

$$\Delta y \doteq \pm \text{sen } x (\Delta z) = \pm 0.9003 \times 0.025 = \pm 0.022 \text{ m.}$$

$$y \doteq \pm 2 \text{ cm.}$$

Este error probable puede tolerarse perfectamente. Adviértase que tiene mucha más influencia en el error probable de AB la precisión en la medida de la longitud BD, que el error en la medida en los ángulos del triángulo ABD. Si los ángulos se miden con un minuto de aproximación ($01'$), es bastante, en general. Conviene, no obstante, leer cada ángulo del triángulo ABD con dos repeticiones, ya que la operación es muy sencilla y rápida de hacer.

Es muy conveniente que los planos topográficos se dibujen, SIN EXCEPCION, en tamaños tipo aprobados por las oficinas centrales, si los estudios son hechos para alguna dependencia oficial; ó bien, adoptando tamaños uniformes para que los planos puedan ser consultados y archivados fácilmente.

Ic. ESTUDIO DE SUELOS

TIPOS DE SONDEOS

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo son los siguientes:

Métodos de Exploración de Caracter Preliminar

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado
- b) Perforaciones con posteadora y barrenos helicoidales
- c) Método del lavado
- d) Método de penetración estándar
- e) Método de penetración cónica
- f) Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

Métodos de Sondeo Definitivo

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
- b) Métodos con tubo de pared delgada
- c) Métodos rotatorios para roca

Métodos Geofísicos

- a) Sísmico
- b) De resistencia eléctrica
- c) Magnético y gravimétrico

A continuación se describen brevemente los diferentes métodos mencionados.

SONDEOS EXPLORATORIOS

a) Pozos a Cielo Abierto

Consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y exami-

nar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. La profundidad de estos sondeos es muy limitada y se encarece mucho cuando sea necesarios ademes y haya excesivos traspaleos, o se necesite instalar una o más bombas para que se pueda abatir el flujo de agua bajo el nivel freático en la excavación.

En estos pozos se pueden tomar muestra alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precaución, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

El procedimiento de pozos a cielo abierto tiene poca aplicación en la investigación de la naturaleza del subsuelo, para el caso de los puentes en el cruce de un río. Esto se debe al costo elevado del bombeo y del ademado. En ríos con un tirante de agua considerable no es practicamente aplicable este sistema, salvo en las márgenes, donde se podrán hacer pozos a cielo abierto hasta alguna profundidad, pero dentro del cauce mismo ocupado por las aguas no es posible efectuar los sondeos en esta forma.

b) Perforaciones con Posteadora y Barrenos Helicoidales

En estos sondeos sólo se obtienen muestras alteradas exclusivamente, aunque pueden ser representativas del suelo en lo que se refiere al contenido de agua, por lo menos en suelos muy plásticos, y son cuando mucho apropiadas para pruebas de clasificación. La muestra se extrae con he-

herramientas del tipo mostrado en la figura 1.

Las herramientas de ataque se conectan al extremo de una tubería de perforación de hierro o de acero, formada por secciones de igual longitud que se van añadiendo según aumente la profundidad del sondeo. En las perforaciones con posteadora o barreno de mano (posiblemente las más usadas en México), se une el último tramo a un maneral. Con éste se imprime a todo el aparato u movimiento de rotación alrededor del eje de los tubos, que se mantiene vertical. Dicho movimiento, la presión vertical que simultáneamente se ejerce sobre el dispositivo y la forma del instrumento de ataque hace que el conjunto penetre en el terreno.

Con estos instrumentos se puede sondear en mantos de arcilla, en material arcilloso-arenoso, en limos, arenas, y otras formaciones análogas, únicamente hasta el nivel de aguas freáticas, nada más.

Cuando se trata de un río los sondeos se efectúan en las márgenes de éste, o hasta cierta profundidad del lecho si la corriente llega a tener gasto nulo o casi nulo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos. En la figura 2 aparecen esquemáticamente dos de las más comunes.

El contenido de agua de la muestra de barreno suele ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato.

Frecuentemente se hace necesario ademar el pozo de sondeo, lo cual se realiza con tubería de hierro, hincada a golpes, de diámetro suficiente para permitir el paso de las herramientas muestreadoras.

Para el manejo de los segmentos de tubería de perforación y de ademe, en su caso, se usa un trípode provisto de

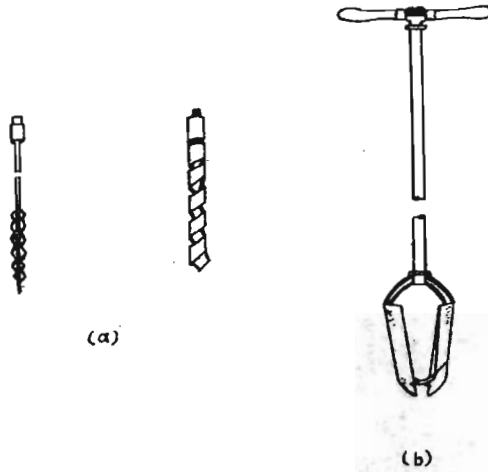


Figura 1. Herramientas para sondeos exploratorios por rotación.

- a) Barrenos helicoidales.
b) Posteadora.

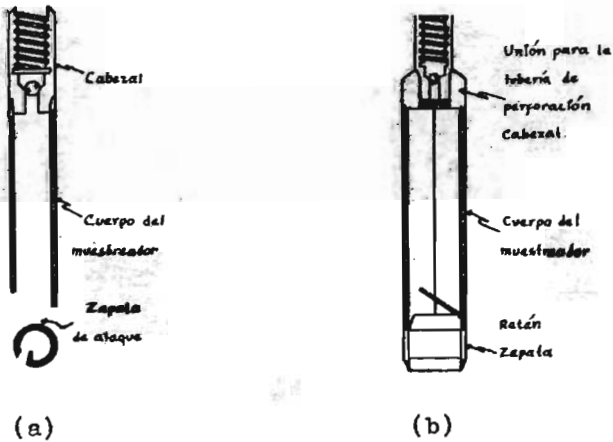


Figura 2. Tipos de cucharas muestreadoras

una polea, a una altura que permita las manipulaciones necesarias. Los segmentos manejados se sujetan a través de la polea con cable metálico o "cable de Manila".

Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue uno blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aun la misma presencia del blando. Este error puede corregirse accionando el barreno helicoidal tan adelantado respecto al ademe como lo permita el suelo explorado.

c) Método de Lavado

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1m. al marcar la **frontera** entre los diferentes estratos). El método se usa **también** en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 kg. de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tube-

ría de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m. aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier alteración de dicho nivel que sea observado en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente.

En la Fig. 3 aparece un esquema del equipo de perforación y algunos modelos de trépanos.

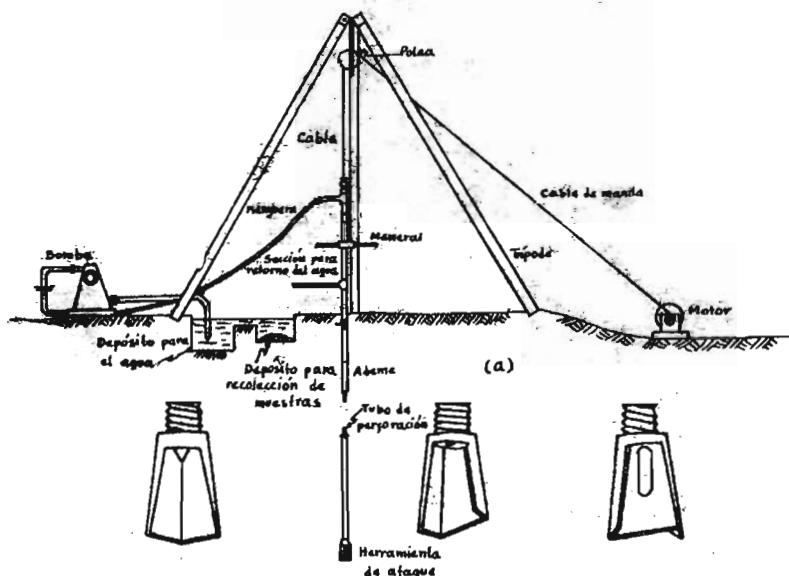


Figura 3. Dispositivo para el sondeo por lavado

- a) Conjunto
- b) Barrenos de perforación

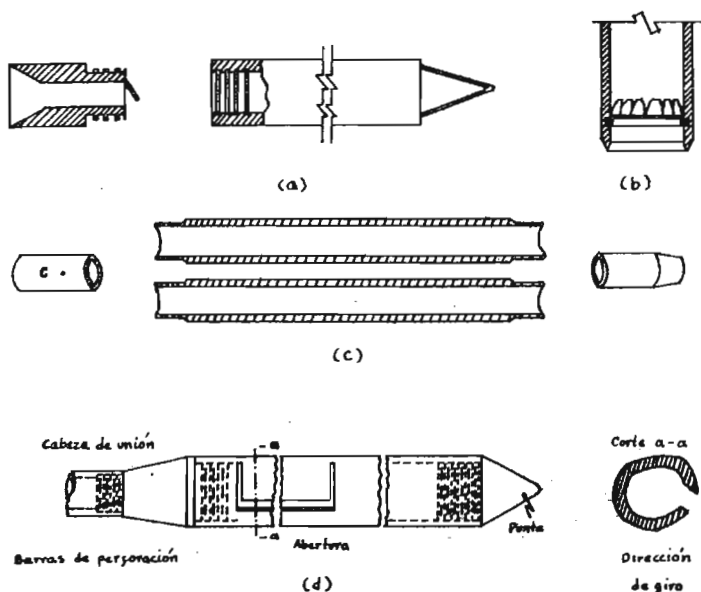


Figura 4. Tipos de muestreadores

En la Fig. 4 se muestran alguno de los más usados modelos de muestreadores que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección a fin de obtener muestras representativas.

Los tipos a), b) y c) se introducen a golpes en el suelo y de ellos quizá el más común es el de media caña, así llamado por poder dividirse longitudinalmente para facilitar la extracción de la muestra. El muestreador de trampa de muelles tiene en su parte inferior una hojas metálicas que dejan entrar la muestra en la cámara inferior, pero que dificultan su salida. El cucharón raspador (c), es de utilidad para el muestreo de arenas bajo el nivel freático y funciona, naturalmente, por rotación.

d) Método de Penetración Estándar

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la Fig. 5.

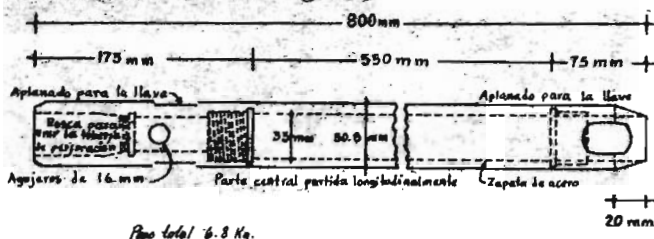


Figura 5. Penetrómetro estándar

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de

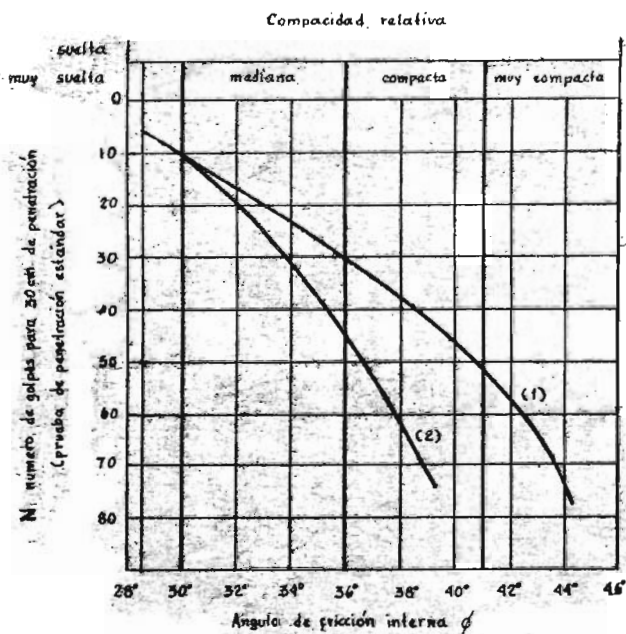
30 cm (1 pie). El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara del tipo de las mostradas en la Fig. 2. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación hágase penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compactación, el ángulo de fricción interna, ϕ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables

al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con q_u son mucho menos dignas de crédito.

En la Fig. 6 aparece una correlación que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes.



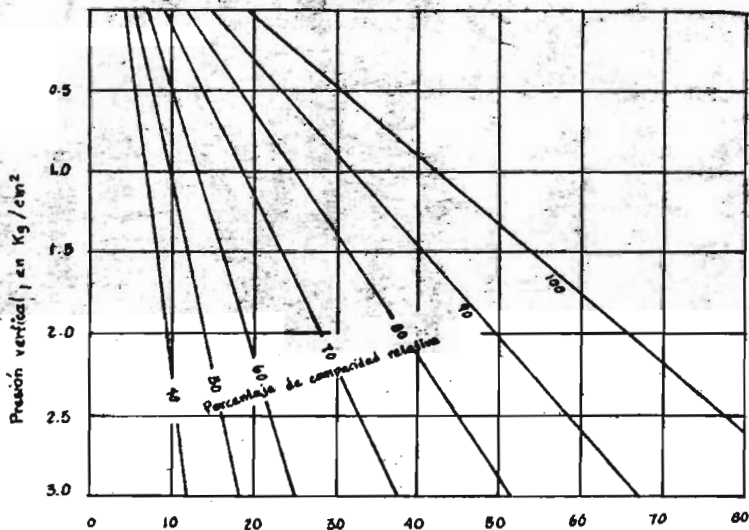
- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas

Figura 6. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

En la gráfica se observa que al aumentar el número de

golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena y, consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limosas medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un ángulo ϕ mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

Las relaciones de la Fig. 6 no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes que es importante, según han demostrado investigaciones más recientes. En la Fig. 7 se presentan resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compacidades relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.



N , número de golpes para 30 cm de penetración

Figura 7. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas

Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck dan la correlación que se presenta en la tabla I.

T A B L A I

Consistencia	No. de golpes N	Resistencia a la compresión simple, q_u
		kg/cm ²
Muy blanda	<2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.00
Firme	8-15	1.00-2.00
Muy firme	15-30	2.00-4.00
Dura	>30	> 4.00

Puede observarse en la tabla que, prácticamente, el valor de q_u , en kg/cm² se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

Sin embargo cabe mencionar que las correlaciones de la tabla I sólo deben usarse como norma tosca de criterio, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyecto.

e) Método de Penetración Cónica

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos y en la Fig. 8 aparecen algunos que se han usado en el pasado.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hincan a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

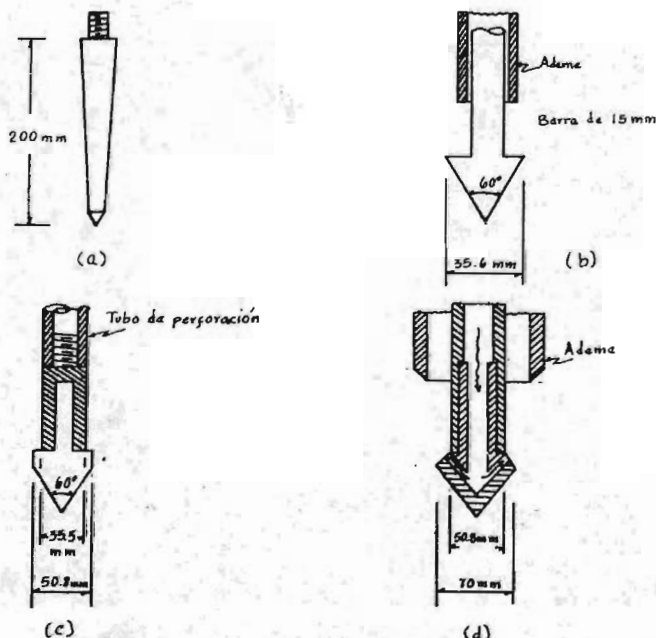


Figura 8. Penetrómetros cónicos

- a) Tipo danés
- b) Tipo holandés
- c) Tipo para ensaye dinámico
- d) Tipo de inyección

En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro del tipo (c) de la fig. 8, atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar. Es normal usar para esta labor un peso de 63.5 kg, con 76 cm de altura de caída, o sea la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar. También ahora se cuentan los golpes para 30 cm de penetración de la herramienta.

Desgraciadamente para este tipo de prueba no existen las correlaciones mencionadas en el caso de la prueba estándar, por lo cual los resultados son de muy dudosa inter

pretación. Sin embargo, la prueba se ha usado frecuentemente por dos razones básicas: su economía y su rapidez, pues al no haber operaciones de muestreo, no existe la dilatación de la prueba estándar para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra, cada vez que se efectúe la prueba. Si la prueba se hace sin ademe existe gran fricción lateral sobre la tubería de perforación, pero si se pone ademe se pierden las ventajas de economía sobre la prueba estándar, por lo menos parcialmente.

Las observaciones que hasta ahora se han realizado parecen indicar que, en arenas, la prueba dinámica de cono da toscamente un número de golpes del orden del doble del que se obtendría en prueba estándar, a condición, desde luego, de que la energía aplicada al cono sea la correspondiente a la prueba estándar.

En arcillas, el uso de la penetración cónica dinámica adquiere caracteres aún más peligrosos potencialmente, al no existir correlaciones dignas de crédito, si se tiene en cuenta que la resistencia de esos materiales a las cargas estáticas a que están sujetos en la obra de que se trate, puede ser perfectamente mal cuantificada a partir de una prueba dinámica, en la que la arcilla puede exhibir unas características totalmente diferentes.

Las pruebas de penetración estática de conos pueden hacerse usando herramientas del tipo de las que aparecen en la Fig. 3.

En general, el cono se hinca aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 cm/seg. A veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa presión; otras veces se anota contra la profundidad los valores de la presión que haya

sido necesaria para lograr una cierta penetración, por ejemplo 50 cm.

Tampoco se obtiene muestra de suelo con este procedimiento y ésta debe verse como una limitación importante. También se tiene el inconveniente de que no existen correlaciones de resistencia en prueba cónica estática con valores obtenidos por otros métodos de eficacia más confiable; en arcillas, existe el inconveniente adicional de que la resistencia de estos materiales depende mucho de la velocidad de aplicación de las cargas, según se indicó, por lo que en la prueba pueden tenerse resultados no representativos de la realidad.

A veces se han usado en arenas penetrómetros cónicos ayudados por presión de agua (Fig. 8.d), cuya función es suspender las arenas sobre el nivel de la penetración, para evitar el efecto de la sobrecarga actuante sobre ese nivel, que de otra manera, dificultaría la penetración del cono.

En resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente. La prueba de penetración estándar debe estimarse preferible en todos los casos en que su realización sea posible.

f) Perforaciones en Boleos y Gravas

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleo o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados con las herramientas hasta aquí descritas. En estos casos se hace necesario el empleo del instrumental más pesado, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer

sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido, inclusive, al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

MÉTODOS DE SONDEO DEFINITIVO

Se incluyen aquí los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos mencionados hasta este momento. En ocasiones, cuando estas muestras no se requieran, los procedimientos estudiados en la sección anterior, especialmente los que rinden muestras representativas, pueden llegar a considerarse como definitivos, en el sentido de no ser necesario exploración posterior para recabar las características del suelo; sin embargo, cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que ahora se exponen.

a) Pozos a Cielo Abierto con Muestreo Inalterado

Este método de exploración ha sido ya descrito en la sección anterior por lo que no se considera necesario describirlo nuevamente. Sin embargo, es conveniente insistir en el hecho de que cuando es factible, debe considerarse el mejor de todos los métodos de exploración a disposición del ingeniero para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de una obra.

b) Muestreo con Tubo de Pared Delgada

Desde luego de ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser ri

gurosamente considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesaria extraer al suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad; además, una vez la muestra dentro del muestreador no se ha encontrado hasta hoy y es dudoso que jamás llegue a encontrarse, un método que proporcione a la muestra sobre todo en sus caras superior e inferior los mismos esfuerzos que tenía "in situ". Aparte de esto, la remoción de la muestra del muestreador al llegar al laboratorio produce inevitablemente otro cambio en los esfuerzos, pues la fase líquida deberá trabajar a tensión y la fase sólida a compresión en la medida necesaria para que se impida la expansión de la muestra, originalmente confinada en el suelo y ahora libre. La alteración producida por esta extracción es un factor importante aún y cuando se recurra al procedimiento de cortar longitudinalmente al muestreador para evitar el efecto de la fricción lateral, si bien con este procedimiento más costoso se atenúa la alteración. Por lo anterior, cuando en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer mínimo los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

Se debe a M. J. Hvorslev un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única. Muestreadores de tal tipo existen en muchos modelos y es frecuente que cada institución especializada desarrolle el suyo propio. El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Hvorslev puso de manifiesto, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse

ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada "relación de áreas".

$$A_r (\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

donde D_e es el diámetro exterior del tubo y D_i el interior. La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser mayor de 10% en muestreadores de 5 cm de diámetro interior, hoy de escaso uso por requerir en general muestras de mayor diámetro en la actualidad y, aunque en muestreadores de mayor diámetro pueden admitirse valores algo mayores, no existen motivos prácticos para que impidan satisfacer fácilmente el primer valor. En la Fig. 9.a aparece uno de los más comunes tipos de muestreador de pared delgada; en la parte (b) de dicha figura se muestra un tipo más elaborado de muestreador de pistón, que tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previa al muestreo necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llegarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre en él; una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hinca libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hinca el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo). En la Fig. 9.c se muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de hincado que puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento

alternativo al mostrado en la figura, será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

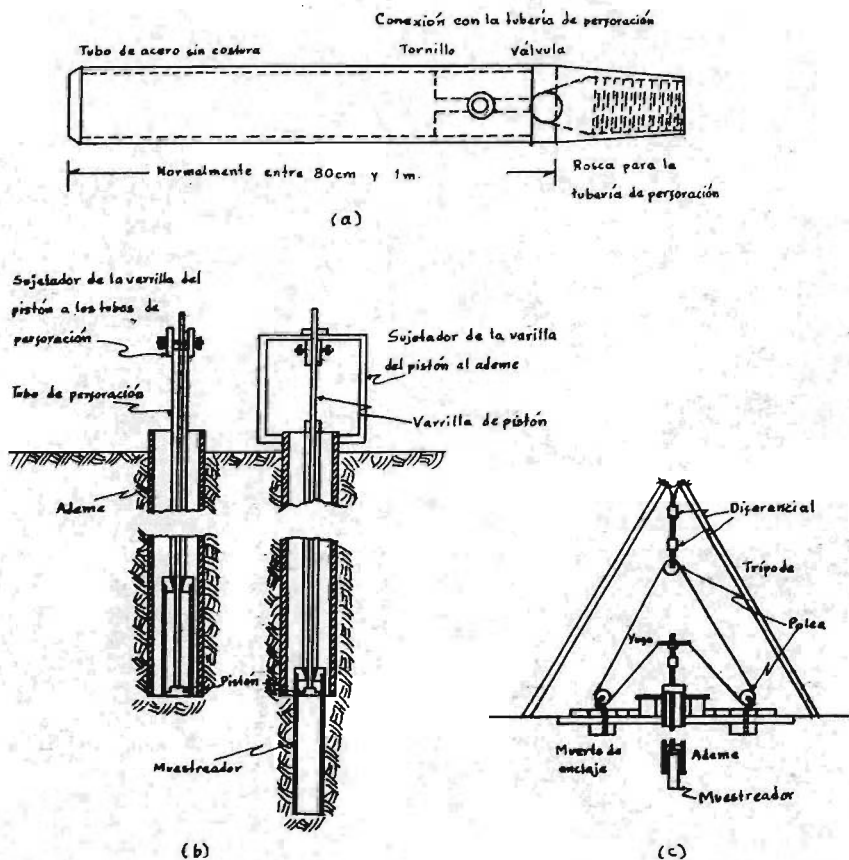


Figura 9. Muestreadores de tubo de pared delgada

- Tipo Shelby
- De pistón
- Dispositivo de hincado por presión de un diferencial

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran

extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador. La inyección de emulsiones asfálticas o el congelamiento de la zona de muestreo son métodos que se han usado algunas veces en el pasado. Afortunadamente el problema no es de vital importancia en la práctica de la Mecánica de Suelos dado que la prueba estándar de penetración, al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos, proporciona el dato más útil y generalmente en forma suficientemente aproximada, de las características de los mismos.

c) Métodos Rotatorios para Roca

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando en el curso de la perforación las herramientas hasta aquí descritas tropiezan con un bloque grande de naturaleza rocosa, no es posible lograr penetración con los métodos estudiados y ha de recurrirse a un procedimiento diferente.

En realidad, se menciona que capas de boleo o grava pueden ser atravesadas con barretones o herramientas pesadas similares, manejadas a percusión. Pero estos métodos no suelen dar un resultado conveniente en roca más o menos sana y además tiene el inconveniente básico de no propor-

cionar muestras de los materiales explorados. Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de corona de diamantes o del tipo cáliz (taladro de muescas y postas) y el taladro de dientes de sierra.

La herramienta de ataque es introducida al principio por percusión, golpeandola con un pilón. Una vez que se ha alcanzado una profundidad conveniente, se procede a cambiar el tipo de esta herramienta por un modelo adecuado para operar por rotación alrededor del eje vertical de las varillas o tubos metálicos que conectan tal herramienta con el motor. Colocado el instrumento de ataque dentro de un tubo de ademe provisto en su borde inferior de biseles para facilitar su hincado, se inicia la operación de sondeo, que se hace avanzar mediante la penetración del dispositivo de ataque y la extracción del material pulverizado por medio de una corriente de agua o introduciendo un muestreador especial.

LA CORONA DE DIAMANTES es un cilindro hueco de acero duro con incrustaciones de diamantes industriales o inserciones de carburo de tungsteno que hacen las veces de esmeril contra las rocas, la cual está colocada en la parte inferior de un muestreador especial llamado de "corazón" que se encuentra en el extremo de un vástago vertical formado por una serie de barras huecas de acero acopladas unas a otras, vástago al cual se le imprime un movimiento de rotación por medio de un motor que a través de un engranaje lo hace girar.

La corona de diamantes se mantiene girando en contacto con el fondo del sondeo, merced al motor que está provista la máquina rotatoria. El peso propio de la tubería a que va conectada la corona, en ocasiones no es suficiente para asegurar el contacto de ésta con el fondo del sondeo, por lo que se hace necesario ejercer presión vertical so-

bre la broca, a fin de facilitar su penetración.

La corona de diamantes practica una perforación cilíndrica que permite obtener muestras del terreno a diferentes profundidades. La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar. En rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como en el interior para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo al tipo de roca que se ataque.

En todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie.

El éxito de una maniobra de perforación rotatoria depende fundamentalmente de estos tres factores principales, velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la broca, respecto al tipo de roca explorado.

Las brocas de corona de diamantes están indicadas en la perforación de rocas duras compactas, tales como basaltos, granito, andesita, riolita, calizas resistentes, etc. Si estos materiales están cubiertos por capas suaves, tales como arcilla, limo o arena, el sondeo debe ademarse a través de estos materiales suaves con un tubo de acero que se hincó hasta la roca. Antes de hacer que la corona de diamantes empiece a taladrar el material resistente, es necesario lavar bien el tubo de ademe en su parte interior, con el agua a presión que se puede hacer llegar hasta el fondo. Esto tiene por objeto evitar en lo posible que la arena, la arcilla o el limo entren en el agujero que hace la broca y entorpezcan el trabajo de ésta.

Una vez que el muestreador ha penetrado toda su carrera es preciso desprender la muestra de roca, que ha ido penetrando en su interior, de la roca matriz. Para ello se

han desarrollado diversos métodos técnicos. Por ejemplo, suele resultar apropiado el interrumpir la inyección del agua, lo que hace que el espacio entre la roca y la parte inferior de la muestra se llene de fragmentos de roca produciendo un empaque apropiado; otras veces un aumento rápido de la velocidad de rotación produce el efecto deseado. Cuando las muestras de roca son muy largas puede introducirse un muestreador especial que reemplace al usado en la penetración, tal muestreador está provisto de aditamentos para cortar y retener la muestra. Desgraciadamente, con cierta frecuencia ninguno de estos métodos rinde el resultado apetecido y la muestra no es extraída.

Cuando no se cuenta con un tipo de muestreador apropiado, se recurre al procedimiento del método del lavado para la extracción de la roca triturada o molida por los diamantes de la corona, por medio de un chorro continuo de agua que pasa por dentro de las barras de acero que conectan el motor con la corona de diamantes. Al llegar a ésta, el agua se hace penetrar por dentro de las paredes mismas de la broca, de donde sale a presión por unos pequeños agujeros situados en el borde inferior de la repetida corona. De aquí, el agua se dirige al exterior subiendo por el espacio comprendido entre las barras de conexión y la broca o el tubo de ademe, arrastrando en su movimiento las partículas molidas por el instrumento de ataque.

Las máquinas perforadoras suelen poder variar su velocidad de rotación en intervalos muy amplios (frecuentemente de 40 a 1 000 rpm) y pueden ser de avance mecánico o hidráulico. En las máquinas empleadas para sondeo con coronas de diamantes el giro es a velocidad uniforme y las variaciones se logran con un juego de engranaje adicional.

LOS TALADROS DE MUESCAS Y MUNICIONES en un tubo cilíndrico de acero duro en cuyo borde inferior se practica una muesca como se muestra en la figura. Por el interior de las barras huecas de la sondeadora, se inyecta una corriente

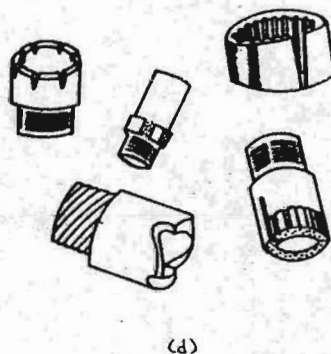
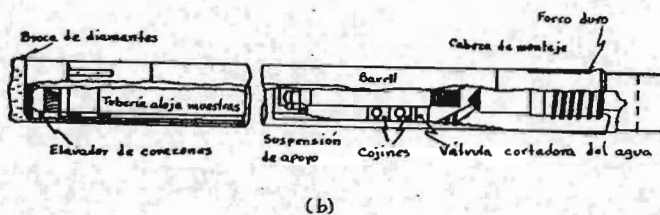
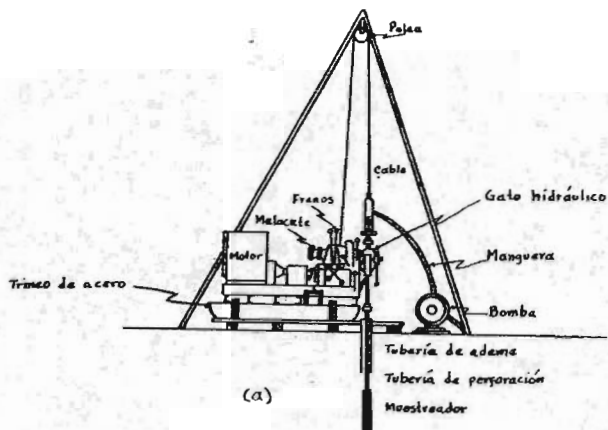


Figura 10. Equipo para muestreo en roca.

- a) Máquina perforadora
- b) Muestreador para broca de diamante
- c) Muestreador tipo cáliz
- d) Algunos tipos de brocas

te de agua que lleva hasta el borde inferior del taladro un número variable de municiones de acero templado superficialmente, ésta corriente es impulsada por la acción de una bomba. La función de las municiones de acero es facilitar la penetración al actuar como abrasivo.

El taladro del tipo cáliz se puede usar en sustitución de la corona de diamantes para taladrar y muestrear materiales duros, tales como basaltos, granitos, andesitas, riolitas, calizas compactas medianamente duras. Solo no sustituye a la corona de diamantes para hacer sondeos inclinados más de 45° con respecto a la vertical, que rara vez se usan para los estudios de cimentación. Perforadoras de muescas se han construido con diámetros muy grandes, hasta para hacer perforaciones de tres metros; en estos casos, la máquina penetra en el suelo con la misma broca. También en el empleo de estas brocas el éxito de una buena perforación rotatoria depende del balance que existe entre la velocidad de rotación, la presión de agua y la presión actuante sobre la herramienta de ataque.

Las máquinas que se usan para este tipo de barrenos pueden variar ellas mismas la velocidad de rotación, lo que las hace más preferibles sobre las empleadas en la corona de diamantes.

Comunmente, el taladro de muesca y municiones se opera de la siguiente manera: el motor instalado en la superficie, a través de un engranaje, hace girar las barras de perforación junto con el receptáculo o barril en que se recogen los fragmentos de roca remolida por el taladro, así como el sacamuestras y el taladro enchufado a éste. Con la bomba se inyecta agua a través de los tubos de la barrena y de la cabeza del sacamuestras hasta el borde inferior del taladro.

A medida que el taladro gira, hace un corte anular en la roca. El agua que pasa, impulsada por la bomba, por debajo del borde inferior del taladro y luego se dirige ha-

cia arriba por el espacio anular que queda entre la roca y el taladro, arrastrando la roca que ha sido fragmentada por éste. El agua asciende con velocidad apreciable hasta el borde superior del barril de decantación situado sobre la cabeza del sacamuestras. A partir de este borde hacia a rriba, la velocidad del agua disminuye considerablemente, pues la sección anular por la que pasa tiene mucho mayor á rea que la sección comprendida entre el taladro y el terre no perforado. Por esta disminución apreciable de la velocidad, los fragmentos del material remolido por el taladro se depositan dentro del barril de decantación. Con algo de experiencia se logra regular la velocidad del flujo de a gua de manera de que sea suficiente para arrastrar hacia a rriba la roca remolida, pero no las municiones de acero.

Al penetrar el taladro en el terreno, va formándose un cilindro o núcleo del material cortado anularmente. Esta muestra cilíndrica va entrando al interior del taladro y enseguida al interior del toma muestras. Cuando la muestra ha llenado casi el interior del tubo toma muestras, se corta el cilindro así obtenido y se extrae.

El taladro de corona de diamantes tiene un dispositivo mecánico que oprime fuertemente el núcleo cilíndrico de muestra dentro del tubo tomamuestras al que va acoplado el taladro. Con el taladro de muesca y municiones, este efecto se logra inyectando arena o lechada dentro del tubo tomamuestras para acuñar el cilindro de roca contra las paredes de dicho tubo. Acuñado, pues, el cilindro pétreo, se hace girar un poco el taladro de manera de hacer fallar el repetido cilindro por torsión, produciéndose la ruptura en su base. En seguida se saca el tubo tomamuestras a la superficie. Si el terreno del que hay que tomar muestras es suave, se emplea un tubo tomamuestras de doble pared, cuyo funcionamiento es más complicado.

La corriente de agua ascendente y la decantación de los fragmentos de roca remolida, mantienen constantemente

limpio y lubricado, en cierta forma, el espacio anular entre el taladro y la formación que se atraviesa. Esto impide que se acuñe el taladro contra las paredes de la perforación.

EL TALADRO DE DIENTES DE SIERRA se emplea con éxito para hacer sondeos en rocas suaves o medianamente duras, del tipo de lutitas, pizarras, etc. Está formado por un tubo cilíndrico de acero en cuyo borde inferior hay una serie de escotaduras que forman los "dientes de sierra", que son de una aleación especial para lograr la dureza y el temple requerido.

MÉTODOS GEOFÍSICOS

Se tratan ahora métodos geofísicos de exploración de suelos, desarrollados principalmente con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. Los métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, en lo que a la Mecánica de Suelos se refiere. En el caso de estudios para fines de cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede adquirirse de un buen programa de exploración convencional.

a) Método Sísmico

Este método se basa en el hecho de que las ondas sísmicas se propagan a velocidad diferente, según el medio que atraviesan. Las diferencias entre los módulos de elasticidad de los diversos mantos o formaciones del subsuelo, dan origen a la reflexión y a la refracción de las ondas sísmicas, que pueden estudiarse de manera parecida a ciertos fenómenos ópticos. Los instrumentos están hechos para medir,

con registros adecuados, la velocidad de propagación de las ondas sísmicas artificialmente producidas, a través de los materiales del subsuelo. Por medio de la medición de estas velocidades es posible inferir el espesor, la naturaleza aproximada y la distribución de los materiales del subsuelo, con el auxilio de la Geología para interpretar los resultados. Las ondas sísmicas que se estudian se provocan haciendo estallar cartuchos de dinamita o nitroamoniaco enterrados a poca profundidad (uno ó dos metros).

Las ondas producidas en el terreno son de dos tipos fundamentales: longitudinales y transversales. De éstos, las ondas longitudinales tienen mayor velocidad de traslación que las transversales; por ello son las primeras que llegan al punto de observación. Uno y otro tipo de ondas son refractadas cuando pasan de un medio a otro. Esta circunstancia constituye la base de los métodos sísmicos de investigación, en los que se registran los tiempos empleados por las ondas en recorrer distancias conocidas.

A continuación se proporcionan algunas de las velocidades características de las ondas sísmicas longitudinales en diferentes materiales:

MATERIAL	VELOCIDAD DE LAS ONDAS SISMICAS LONGITUDINALES (m/seg)	
Tierra no compactada		300
Terrenos de aluvión (depósitos superficiales)	550	- 1500
Acarreos glaciares	485	- 1700
Agua		1400
Arenas, arcillas arenosas, arcillas	470	- 1900
Areniscas, lutitas	930	- 4200
Calizas	975	- 6400
Pizarras	3200	- 5000
Granito	4000	- 5670
Gneiss	3100	- 7450

Hay que reconocer que los datos disponibles son todavía incompletos. Así, no hay una diferencia suficiente atenuada que permita distinguir, por la sola velocidad de propagación de las ondas sísmicas, entre un manto de arena y una capa de arcilla, ni entre una formación granítica y una de caliza muy compacta. Por esto es que el método de exploración sísmica por sí solo no basta en todos los casos, sino que se necesita la ayuda de la Geología.

Son dos los métodos sísmicos generalmente empleados: el de reflexión y el de refracción. El primero se usa para exploraciones a grandes profundidades (más de 600 m). El de refracción es el más adecuado para estudiar la constitución geológica del subsuelo en el caso de los puentes, en que muy raras veces se necesita conocer las formaciones a mayor profundidad de 20 ó 25 m.

Método de Refracción. Se provoca la explosión de una carga pequeña, usualmente de dinamita o nitroamonio, enterrada a pequeña profundidad. El lugar donde se produce esta explosión se llama punto de tiro del cual salen ondas elásticas en todas direcciones. Por la zona a explorar sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los géofonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. Suponiendo una masa de suelo homogénea que yace sobre la roca basal, unas ondas llegan a los geófonos viajando a través del suelo a una velocidad v_1 ; otras ondas llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia (i) respecto a la frontera con la roca basal que hace que las ondas ni se reflejen ni se refracten hacia dentro de la roca, sino que las hace viajar paralelamente a dicha frontera, dentro de la roca, con una velocidad v_2 , hasta ser recogidas por los geófonos, después de sufrir nuevas refracciones, para transmitir las al oscilógrafo. El tiempo de recorrido de una onda refractada está

determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca. Un esquema del dispositivo aparece en la Fig. 11.

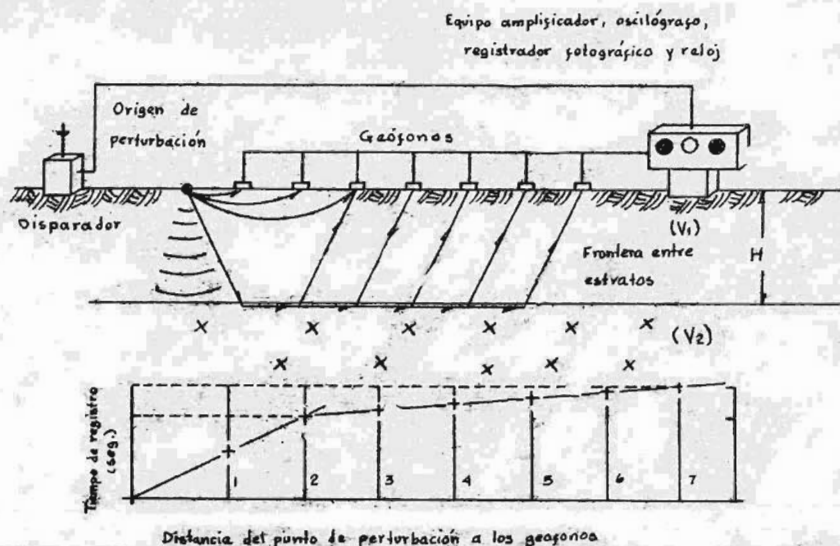


Figura 11. Esquema del dispositivo para exploración geofísica para el método sísmico

Puede construirse una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda en ese geófono. Como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados, pueden calcularse de la gráfica anterior los valores típicos de v_1 y v_2 . En los geófonos próximos al punto de la explosión las ondas directas llegan antes; en los alejados llegan primero las refractadas. Hay un punto frontera (el 3 de la Fig. 11), en la cual los dos tipos de onda llegan a la vez. Dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas. Hasta el punto 3 (en el caso de la figura) el primer impulso es de onda directa, en la

que el tiempo de excitación es proporcional a la distancia del geófono: de 3 en adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función, $a + bx$, de la distancia, representando "a" el tiempo constante en que se recorren los dos tramos inclinados hasta y desde la roca basal. Se obtiene así dos rectas que, evidentemente, han de cruzarse en la abscisa del punto 3. Si x_1 es la abscisa de tal punto, puede demostrarse en la figura que:

$$H = \frac{x_1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}$$

Donde H es el espesor del estrato de suelo homogéneo y v_1 y v_2 pueden determinarse de las pendientes de las dos rectas de la Fig. 11.

Los casos prácticos no son tan sencillos como el arriba descrito y frecuentemente se hace necesaria una gran experiencia por parte del técnico que ha de interpretar los resultados obtenidos y suele ser necesaria una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

b) Método de Resistividad Eléctrica

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a su través. Su principal aplicación está en el campo de la minería, pero en Mecánica de Suelos se ha aplicado para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denomina de potencial y están conectados a un poten

ciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante (Fig. 12)

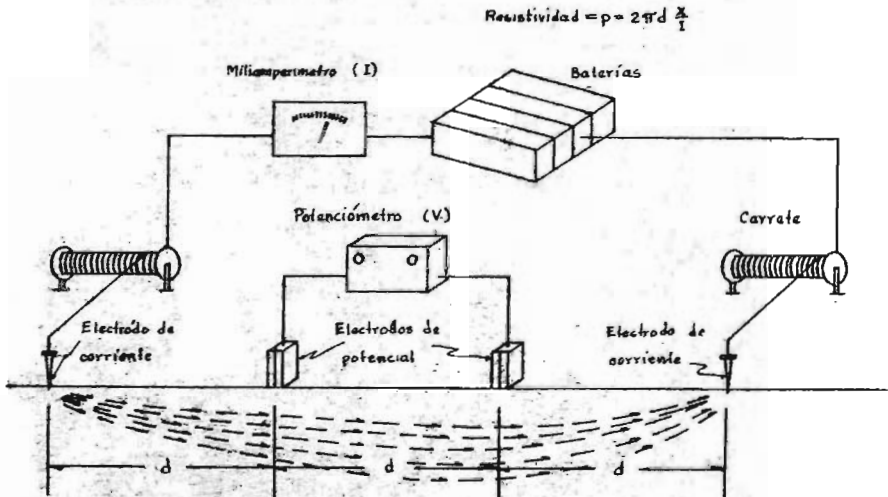


Figura 12. Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de la resistividad eléctrica

Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los de potencial son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantiza un buen contacto eléctrico.

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

$$\rho = 2 d \frac{V}{I}$$

El método sirve, en primer lugar, para medir las resistividades a diferentes profundidades, en un mismo lugar y, en segundo, para medir la resistividad a una misma profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia d, entre electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad. Lo segundo se logra conservando d constante y desplazando todo

el equipo sobre la línea a explorar.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc., y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

c) Métodos Magnéticos y Gravimétricos

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarán la presencia de masas duras de roca; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

En general estos métodos casi no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la Mecánica de Suelos, debido a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

INTERPRETACION, NUMERO, TIPO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo de subsuelo y de la importancia de la obra. Téngase presente que únicamente por medio de los pozos a cielo abierto o de los métodos en los cuales hay extracción de muestras, pueden conocerse las capas del subsuelo. En ocasiones, se cuenta con estudios anteriores cercanos al lugar, que permiten tener una idea siquiera aproximada de las condiciones del subsuelo y este conocimiento permite fijar los programas de exploración con mayor seguridad y eficacia.

En lugares de perfil errático, tales como cauces fluviales, en general se presentan los problemas más delicados, pues la erraticidad hace que resulte muy difícil una determinación precisa de las probabilidades básicas de resistencia y compresibilidad, hasta un grado tal que frecuentemente no se justifica una erogación de importancia que, de antemano, está destinada a rendir datos que de cualquier modo serán de interpretación muy difícil. En perfiles de estratificación más uniforme sí compensará un programa detallado, capaz de rendir resultados seguros y apropiados. El tipo de muestras que se extraigan en cada caso estará determinado por la naturaleza del suelo y el tipo de obra, que plantea los requerimientos correspondientes. Es indispensable una observación cuidadosa de las muestras extraídas, y reflexionar detenidamente sobre las circunstancias en que se extraen las muestras.

La ubicación de los sondeos preliminares está, en general, bastante bien definida por el tipo de obra a ejecutar y lo que se espere en lo referente a la erraticidad del lugar. En el caso de estudios para cimentaciones de puentes, el propio trazo del cruce y los puntos donde se hayan de situar pilas y estribos, proporcionan indicaciones sugestivas. Por lo

regular se hacen sondeos en las márgenes y en el cauce mismo (para lo cual suele montarse la sondeadora en chalanes, barcasas o en estructuras provisionales de madera construidas para el objeto). Ahora bien, debe tenerse la actitud mental adecuada, que permita, a partir de los datos rendidos por los sondeos someter a una crítica severa al sistema de cimentación adoptado en los anteproyectos en cuestión, modificándolos o avandonándolos por completo cuando sea menester. En los sondeos definitivos la ubicación ya podrá definirse sobre bases más firmes, por contarse con los datos del suelo dados por los sondeos preliminares, que proporcionan un perfil aproximado adecuado en la mayoría de los casos. Estos perfiles definen también ya las zonas de muestreo.

Un punto que requiere especial cuidado es la determinación de la profundidad a que debe llevarse la exploración del suelo. Este aspecto fundamental, cuyas repercusiones pueden dejarse sentir en todas las facetas del éxito o fracaso de una obra ingenieril, tanto técnicas como económicas, está también principalmente definido por las funciones e importancia de la obra y la naturaleza del subsuelo. Un caso típico se tiene cuando los sondeos revelan la presencia de suelos muy blandos que obligen a pensar en la conveniencia de cimentaciones piloteadas, apoyadas en estratos resistentes; en tales casos se hará necesario seguir la exploración hasta encontrar tales estratos, si existen a profundidades económicas e inclusive revasarlos, para verificar que su espesor sea adecuado y, en caso en que bajo ellos, sigan otros estratos blandos, aún será preciso investigar las características de éstos, para poder estimar los asentamientos y capacidad de carga con que se diseñen esos pilotes. Aunque las muestras se obtengan de rocas tales como basaltos, riolita, etc. hay que tener cuidado al interpretar el significado de las barras de muestra extraídas. Puede darse el caso de que se tome como manto de roca firme un lecho de cantos rodados de dimensiones más o menos grandes. A medida que el diámetro de

los cantos rodados sea mayor, hay más probabilidad de confundirlos con una formación de roca maciza.













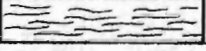
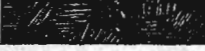
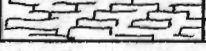
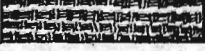


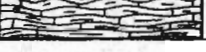

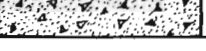
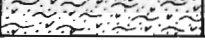

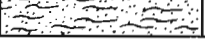

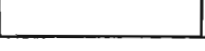

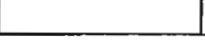


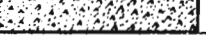

Si la obra lo amerita, por su costo e importancia, es aconsejable que una vez hecho el proyecto definitivo se practiquen sondeos con extracción de muestras inalteradas en los lugares en donde han de construirse las pilas, los estribos e los caballetes, ha donde se pretenden hincar cilindros o pilotes de cimentación. Se han dado casos en los cuales ha habido necesidad incluso de cambiar totalmente la localización de un cruce.

En general, los puntos básicos del estudio de campo que la Mecánica de Suelos debe cuidar en un caso dado se refieren a la posibilidad y cálculo de ASENTAMIENTOS y a determinaciones de RESISTENCIA DE LOS SUELOS.

DEPARTAMENTO DE PUENTES
D. N. C.

72

SIGNOS CONVENCIONALES PARA LA REPRESENTACION DE DIVER-
SAS CAPAS GEOLOGICAS Y ALGUNOS MATERIALES

Arena		Granito	
Arcilla		Grava	
Arenisca calcárea		Madera	
Barro		Mampostería (en cortes)	
Barro negro		Pizarra	
Basalto		Roca fija	
Caliza azul		Roca suelta	
Caliza blanca		Tepetate	
Cantos rodados		Tierra	
Choy		Tierra negra	
Concreto		Limo	
Concreto ciclópeo		Caliche	
Conglomerado duro			
Conglomerado semiduro			
Conglomerado compacto			
Cuarzo			

Id. MATERIALS

M A T E R I A L E S

Uno de los aspectos básicos que el Ingeniero constructor de puentes debe tener muy en cuenta y ponerle especial cuidado, como en la misma elaboración del proyecto de cualquier puente, son los materiales que se emplearán en su construcción. La elección y estudio de dichos materiales dependerá de la finalidad y especificaciones (como se expondrá más adelante) y de la economía, por supuesto. Es decir de la prioridad que tenga un cierto material sobre otro para emplearlo en la obra, y de su o no disponibilidad que se tenga de éste en la zona o zonas contiguas en donde se piense desplantar un puente. Como ejemplo podría darse el caso que el traslado de un tipo de material desde un banco superficial, pero de una zona lejana, hasta el lugar de la obra resultara más antieconómico que si se empleara otro material con características similares, aunque con mayor dificultad de explotación, pero cercano a la construcción.

Los materiales que generalmente se usan en la construcción de puentes son los siguientes:

a) Localización y estudio de bancos de:

1. arena

2. grava

3. piedra (para mamposterías o concreto ciclópeo)

b) Investigación de la calidad, cantidad, costo y facilidad de transporte de:

4. madera

5. cemento

6. cal

7. acero de refuerzo

8. acero estructural

9. agua

Por lo que respecta a los tres primeros materiales, es necesario recabar los siguientes datos:

distancia a la obra, costo de acarreo, trámites de adquisi-

ción, si es que los bancos son de propiedad particular, etc.

Una vez que los datos fueron recabados, estudiados y se llega a una solución óptima para su adquisición, estos materiales producto de los bancos son sometidos a pruebas mediante muestras representativas, dichas pruebas son: análisis granulométrico, cantidad de materia orgánica (para saber si hay que cribar o lavar). Es preferible hacer este análisis en el campo, aunque después se manden muestras al laboratorio. Estas muestras no deben contener partículas nocivas. Como tales se entienden, entre otras, el carbón, las rocas ferruginosas y además, aquellas piedras cuya resistencia propia a la compresión sea insuficiente, como los esquistos, o aquellas que pierdan su resistencia en contacto con el agua como las pizarras arcillosas.

Deberá comprobarse con sumo cuidado que los agregados se encuentren libres de limo y de materiales orgánicos de origen húmico. El contenido de limo en forma de polvo muy fino es de menor importancia y hasta un 3% no es nocivo, siempre que las exigencias en cuanto a la calidad del concreto no sean extremas. Más peligrosas son las partículas limosas muy finas, fuertemente adheridas a los granos de los agregados. Para arenas y agregados gruesos de origen calcáreo, al añadir el agua se tendrá presente que los mismos la absorben. Por esta razón, cuando se utilicen estos tipos de agregados, se deberá elevar el contenido de agua de la mezcla. La granulometría de los agregados se determina mediante ensayos de tamizado.

Los agregados sucios pueden mejorarse por lavado. En tal caso, generalmente se pierde la parte fina de la arena, debiéndose agregar nuevamente, de acuerdo con lo exigido.

Como agua de amasado, para concretos o morteros, es apta toda agua natural no muy sucia y siempre que no contenga productos que puedan afectar los procesos de fraguado y endurecimiento del concreto. La dureza natural del agua es inocua. Sin embargo, no son aptas las aguas de mar, las naturalmente ácidas y las minerales.

Para el caso de la madera, debe tenerse en cuenta que la palmera sirve para obras falsas y que en muchas partes de México

se le encuentra en abundancia. Debe investigarse su costo según las escuadrias que se van a emplear, tomando en cuenta que algunas veces se tratará de madera de primera y otras de madera de segunda; el costo de acarreo también es muy importante así como los trámites judiciales- forestales.

Respecto al acero de refuerzo y estructural, es necesario saber si se le puede adquirir en poblaciones cercanas, cuales son los diámetros y resistencias de las varillas disponibles en la localidad donde se vaya a comprar, siendo de gran importancia las dificultades de transporte que se presenten.

Muchas veces conviene hacer puentes de mampostería, que en general salen muy baratos consiguiéndose un beneficio para el constructor y otro beneficio social para la región donde se va a localizar el puente.

a) La mampostería

La mampostería puede ser de piedra natural o de piedra artificial. Los puentes de mampostería deben proyectarse de manera tal que no se originen tensiones de tracción, o sólo tensiones de tracciones de tracción muy reducidas, en las partes portantes. Por esta razón sólo pueden construirse en mampostería los puentes de pilares y arco. Cuando se utiliza piedra natural es necesario asegurarse de que ésta ofrezca la suficiente resistencia a la compresión y a los agentes climáticos. Desde la piedra de cantera en bruto hasta el sillar labrado en todas sus caras, puede admitirse toda la gama del labrado de piedra. La piedra de cantera en bruto sólo se empleará en general en las alcantarillas de arco más pequeñas. Cuanto mayor es la construcción, tanto más cuidadosamente debe elegirse la piedra y vigilarse su labrado. En los grandes puentes de arco es imperativa la utilización de sillares totalmente labrados.

La mampostería de piedra debe ejecutarse cuidadosamente y de acuerdo con las reglas del arte. En el caso de los sillares labrados, esto no representa mayor dificultad porque las formas de las piedras pueden preverse en los planos. En cambio, en el caso de la piedra de cantera en bruto, o de piedra sólo parcialmente labrada, los resultados dependen principalmente de la habilidad y esmero de la obra de mano. En consecuencia, los trabajos de esa clase deben ser ejecutados por personal de confianza.

Las piedras más importantes utilizadas en la construcción de puentes monolíticos y sus correspondientes resistencias a la compresión son:

Granito y otras rocas de solidificación granular	1000-2000 kg/cm ²
Rocas volcánicas (pórfido, basalto, etc.)	1000-2500 kg/cm ²
Areniscas	500-1200 kg/cm ²
Cuarcitas	800-2000 kg/cm ²

Piedras calizas compactas y marmoles	500-1600 kg/cm ²
Gneis con suficiente resistencia al corte en el plano de estrati- ficación.	800-2000 kg/cm ²

En cuanto a su aplicación como piedra de construcción, son importantes, junto con la resistencia a la compresión y a los agentes climáticos (teniendo también en cuenta la coloración) el tamaño libre de fisuras de las piedras de cantera, la forma de fractura, y su aptitud para ser cortadas y labradas.

Entre las piedras artificiales se utilizan las siguientes: ladrillos comunes para obras pequeñas, ladrillos templados, y ladrillos clinker; se usa además bloques ligados con cemento, especialmente bloques de concreto.

Los ladrillos comunes no son muy resistentes a los agentes climáticos. Los ladrillos templados y los clinkers no solo resisten bien a la intemperie, sino que ofrecen también una buena resistencia a la compresión. A menudo se emplean estos materiales para el revestimiento de los puentes monolíticos.

Entre las piedras artificiales, las más adecuadas para las obras grandes son los bloques de concreto, puesto que su resistencia a la compresión puede graduarse, dentro de ciertos límites, según las exigencias de la estructura, a la vez que es fácil darles la forma conveniente. Los agregados inertes, además, se encuentran a menudo en el sitio de la construcción o en sus proximidades; de esta manera, por lo menos el 75 % del peso de la piedra esta libre de los gastos de transporte, puesto que la piedra puede producirse "in situ". Al aplicar procedimientos de fabricación modernos (vibrado, compresión, calefacción) se obtienen buenos rendimientos con instalaciones relativamente pequeñas. Como también es posible realizar la producción en locales cerrados, ella es independiente del estado del tiempo y puede adelantarse con respecto a los demás trabajos de obra. Como ligantes se emplean el mortero de cemento y el mortero reforzado. Debido a su escasa resistencia a la compresión y al corte, y por no soportar la acción de la

intemperie, deben evitarse por completo los morteros a la cal, o limitarse su aplicación a las construcciones de menor importancia. El mortero de cemento debe ser más bien seco (consistencia de tierra húmeda) cuando se emplea con piedras que absorben poca agua. Las juntas verticales deben rellenarse con mucho cuidado. Las piedras que absorben agua en abundancia, es decir, en primer término, los ladrillos comunes, y en menor medida, la piedra caliza, el ladrillo templado y los bloques de concreto, deben mojarse antes de colocarlo.

Debe evitarse en lo posible la mampostería en seco (mampostería de piedra de cantera) muy utilizada en el pasado, por que su estabilidad, aún en obras pequeñas, depende totalmente de la habilidad del operario.

b) Concreto simple

Tampoco deben producirse tensiones de tracción en las estructuras de concreto simple. En consecuencia, las formas adecuadas para los puentes de concreto son las mismas que para los de mampostería, es decir, pilares y arcos. Los puentes de concreto son de construcción más rápida y sencilla que los de mampostería, puesto que para la preparación, el transporte y la elaboración del concreto pueden aplicarse los recursos de la producción y el transporte en masa. En comparación con la mampostería, el trabajo con el concreto permite aprovechar una proporción relativamente mayor de mano de obra no especializada. Además, si los agregados inertes se extraen en la obra o cerca de ella, se reducen los gastos de transporte de manera considerable. Por otra parte, la resistencia del concreto puede adecuarse favorablemente a las necesidades de la estructura.

A estas ventajas se oponen, sin embargo, algunos inconvenientes. En los puentes de concreto la contracción de fraguado se manifiesta sobre toda la estructura, mientras que en los de mampostería, ella se limita a las juntas de mortero. Los efectos desfavorables de la contracción son en consecuencia, mucho más importantes en los puentes de concreto que en los de mampostería. Además, los encofrados exigen un mayor gasto de



maderas. Finalmente, es en general, más fácil obtener formas arquitectónicas satisfactorias en los puentes de mampostería de piedra natural que en los de concreto, aunque también en éstos puede llegarse a soluciones arquitectónicas aceptables cuidando la ejecución y dando a las superficies externas una terminación adecuada.

c) Concreto armado

En contraste con los puentes de mampostería y de concreto simple, en los de concreto armado es posible admitir esfuerzos de tracción de cierta importancia. Por esta razón, en los puentes de concreto armado hay mucho mayor libertad de proyecto, pues este material permite la construcción de puentes de viga y de pórticos. Por otra parte, los puentes de arco resultan de formas más esbeltas cuando se les construye de concreto armado. Finalmente, el concreto armado permite ejecutar la estructura del tablero tan liviana que los puentes construidos con este material, a igualdad de superficie de tablero, llegan a tener sólo una fracción del peso de los puentes de mampostería o de concreto simple.

La variedad de formas que pueden adoptar los puentes de concreto armado, desde la pesadez de los arcos monolíticos hasta la esbeltez del tipo de vigas y pórticos, comparable con la de los puentes metálicos, ofrece posibilidades arquitectónicas vedadas en el caso de los otros puentes monolíticos.

Los puentes monolíticos tienen un gran peso propio en comparación con los metálicos o de madera, y requieren por esta razón mayores fundaciones. Frente a este inconveniente ofrecen la ventaja de una mayor insensibilidad frente a los posibles aumentos de las cargas de tránsito. Debido al elevado peso propio en comparación con la carga de tránsito, el aporte de ésta a los esfuerzos máximos es esencialmente menor que en los puentes metálicos. Por esta razón, los puentes monolíticos pueden soportar sin daño excesos de cargas muy considerables con respecto a las cargas previstas en el cálculo. Otra ventaja de los puentes monolíticos está en los bajos costos de mantenimiento, ya que

no requieren pintura alguna.

d) Acero estructural

Los puentes construidos de acero estructural, no presentan problemas al diseño en lo que respecta a los esfuerzos originados por tensiones de tracción o de compresión, sin embargo si se presentan esfuerzos cortantes combinados horizontales y verticales, producen ambos tensión diagonal y compresión, cada uno a 45° del esfuerzo cortante. Dicha combinación de esfuerzos es denominada compresión diagonal de esfuerzos cortantes, bajo la cual el acero estructural es sometido a sus máximas exigencias de trabajo.

En suma el acero como elemento estructural en la construcción de puentes, resulta el mejor material de utilización, pues to que su resistencia a tensión y compresión es mucho mayor que los que soportan los materiales como la mampostería, concreto simple y aún el concreto armado. No obstante que también tiene una gran manejabilidad y diversidad de formas a emplear en la construcción de puentes, y que no es requerida la obra falsa pa ra su montaje, su mayor desventaja con respecto a los materia- les anteriormente mencionados es el alto costo en el mercado y su escacés en algunas regiones del país que eleva aún más a és- te y dificulta la facilidad de adquisición y transporte, aparte de que para su montaje en campo se requiere de personal altamen te capacitado.

Algunas formas de elementos de acero estructural empleados en la construcción de puentes son por ejemplo:

Vigas de alma llena

Son vigas cuyo peralte debe de ser como mínimo $1/24$ de su longitud. Estan fabricadas con dos placas patínes soldadas a una tercera denominada alma, dentro de éstas existe una variante llamada Viga cajón, formada de dos placas patínes soldadas a dos placas alma. (Ver fig.1).

Cuando se presenta la compresión diagonal, se soldan atieza- dores a uno o ambos lados del alma según se requiera y a cierta

distancia a lo largo de toda la viga. (Ver fig.2)

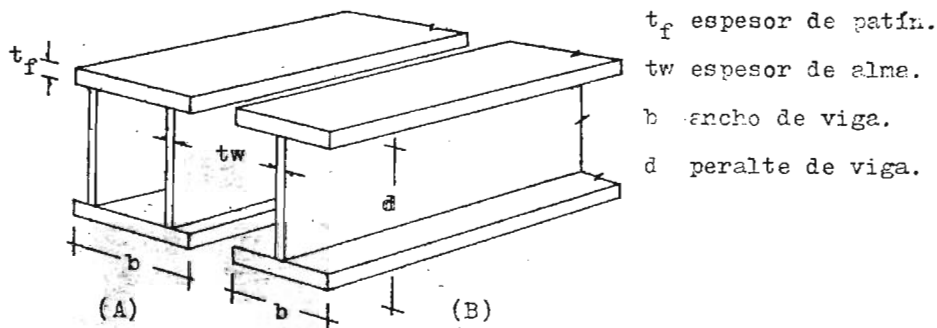


Fig. 1 Vigas de alma llena

(A) Viga cajón

(B) Viga común

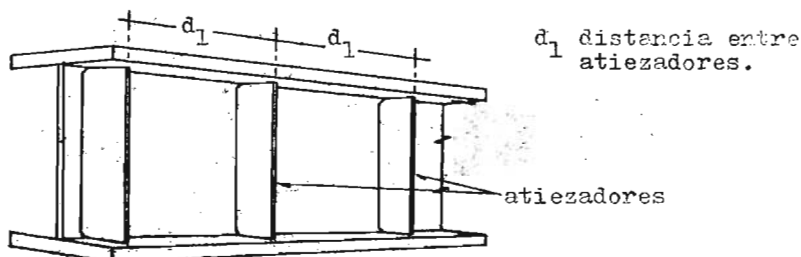
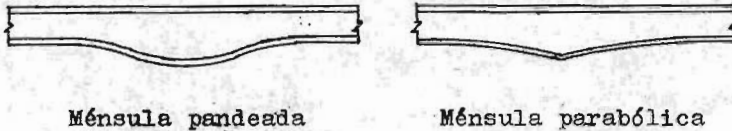


Fig. 2 Viga de alma llena con atiesadores.

Vigas de alma llena con peralte variable

Estas vigas están formadas por una placa alma cortada a una curva gradual, soldada a una placa patín cuyo eje longitudinal es horizontal y a otra curvada horizontalmente con forme cambie el peralte del alma. (Ver fig.3)



Ménsula pandeada

Ménsula parabólica

Fig. 3 Vigas de alma llena con peralte variable

Vigas con curva horizontal

Estas vigas son muy similares a las de alma llena, la característica que las diferencia es como su nombre lo dice, su curva horizontal. (Ver fig. 4)

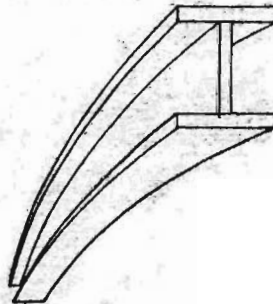


Fig. 4 Vigas con curva horizontal

Vigas ahusadas

Estas vigas son fabricadas de dos maneras: 1^a soldando dos placas patines a una placa alma ahusada, 2^a cortando una viga laminada WF longitudinalmente a un ángulo girando a uno y otro lado y soldandolo nuevamente. A ésta se le dá el nombre de viga de alma abierta. En la primera el corte de la silueta se simplifica más que en la segunda. Estos tipos de vigas son usadas para cubrir grandes claros. (Ver fig. 5)

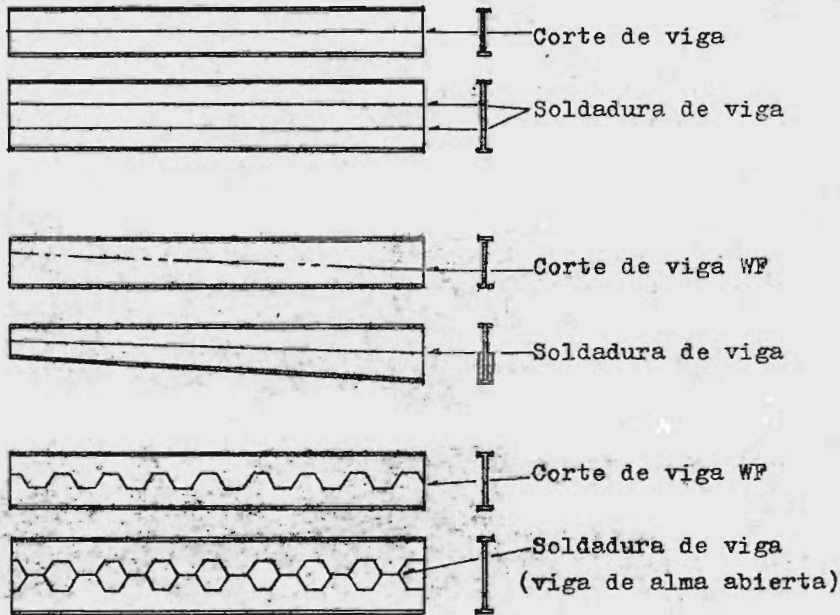


Fig. 5 Vigas anisótropas

Sistemas de piso de puentes

Muchos puentes son diseñados usando losas de concreto reforzado para piso. Estas losas pueden ser soportadas por los largueros longitudinales y las vigas de piso del puente, cuando las vigas de piso no están presentes el concreto es soportado directamente por los miembros longitudinales primarios.

En cubiertas tipo de puentes, con el piso de concreto descansando sobre los patines superiores de los miembros longitudinales, la losa de concreto puede anclarse al acero por medio de conectores anexos, de esta manera el concreto de piso llega a ser una parte integral del miembro de acero a compresión.

Esta composición mixta en la construcción es una manera efectiva de asegurar la economía (particularmente en el tonelaje de acero). En este tipo de estructuras se consigue un ahorro considerable si el concreto es del orden del 8 al 30% del peso del acero. Las losas de concreto previenen el agrietamiento en el

pavimento, producto de los esfuerzos cortantes. (Ver fig. 6)

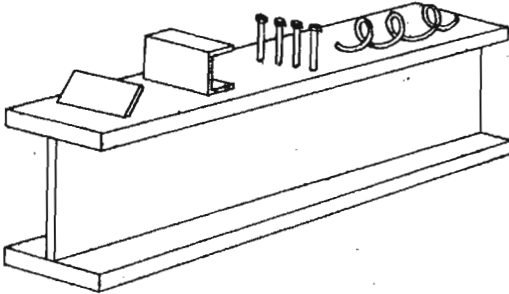


Fig. 6 Representación gráfica de cuatro tipos de conectores cortantes (sólo porciones de ellos)

Sistemas típicos de piso

Los sistemas típicos de piso más usados son: 1) utilización de rejilla de acero de piso que reduce el peso de la estructura y que se apoya en los largeros longitudinales; 2) hecha de una losa de concreto reforzado que se adhiere a las vigas principales por medio de conectores. (Ver fig. 7)

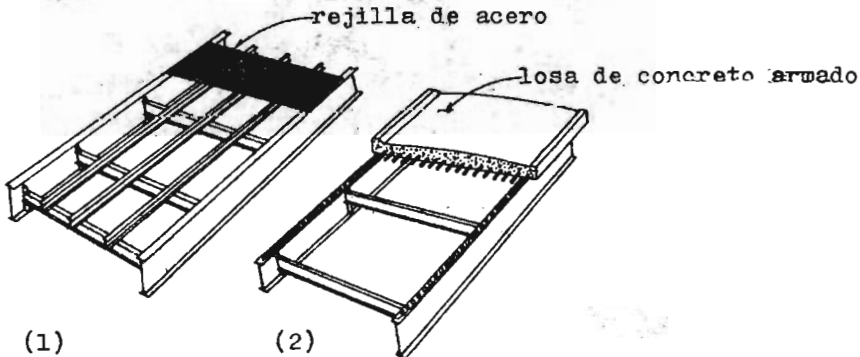


Fig. 7 Sistemas típicos de piso

Puentes de cubierta ortotrópica

Las estructuras de puentes convencionales se componen de tres elementos principales: vigas principales longitudinales de alma llena, vigas transversales de piso y largueros longitudinales o atiezadores, todos ellos actuando independientemente unos de otros. Usualmente una losa de concreto de 8 pulgadas de espesor distribuye las cargas aplicadas.

En contraste, todos los elementos de la estructura ortotrópica trabajan juntos. Este nuevo sistema usa una cubierta placa delgada de acero a todo lo largo y ancho del puente, prestando servicio como patín superior de: 1) las vigas principales longitudinales de alma llena, 2) las vigas transversales de piso y 3) a los atiezadores longitudinales. Esta placa de acero sólo contribuye a resistir la tensión de los atiezadores al formar una sección cerrada.

Teniendo en común al patín superior, los tres elementos actúan y soportan juntos las cargas de una manera sumamente eficiente. La placa de acero es cubierta por una superficie de asfalto de 1 1/2 pulgadas de espesor para eliminar completamente la utilización de concreto de piso. (Ver fig. 8)

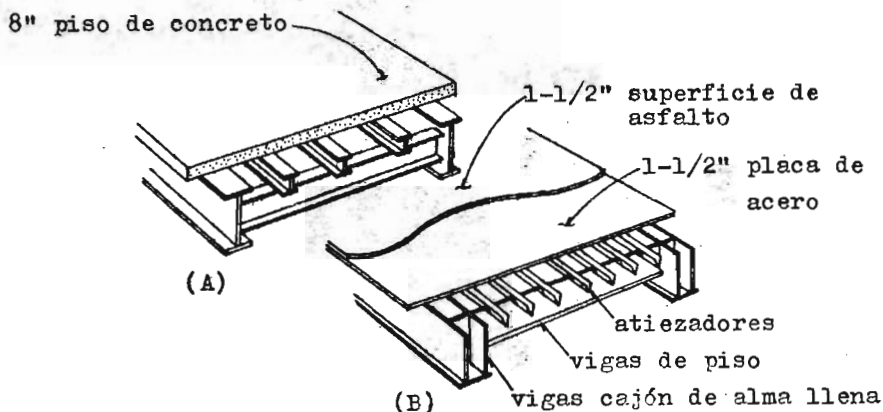


Fig. 8 (A) Puente convencional
(B) Puente ortotrópico

Ie. ESTUDIOS DE TRANSITO

ESTUDIOS DE TRANSITO

Cuatro aspectos, de los muchos temas que se estudian en la Ingeniería de Tránsito para poder realizar la planeación y proyecto de nuevas vías de comunicación o ampliación de las ya existentes, tanto en las ciudades como en el campo, nos son de gran utilidad para la ubicación de un puente en una zona determinada por las características que se presentan en cada uno de ellos con respecto a la información recopilada. Estos cuatro puntos son:

- 1) Estudios de Volúmenes de Tránsito
- 2) Estudios de la Velocidad
- 3) Estudios de Origen y Destino
- 4) Estudios de Capacidad Vial

1) Estudios de Volúmenes de Tránsito

Estos estudios de volúmenes de tránsito se realizan siempre que se desea conocer el número de vehículos que pasa por un cierto punto dado. Los estudios varían desde los muy amplios en un sistema de caminos, hasta recuentos en lugares específicos, tales como puentes. Las razones para efectuar estos recuentos son variables como los lugares en donde se realizan. Por ejemplo: los aforos sirven como datos útiles para la planeación de rutas nuevas y determinación de proyectos geométricos y por ende la ubicación de un puente en una zona en estudio; para establecer prioridades de construcción o para determinar el número de vehículos que viajen en una cierta zona o a través de ella.

La clase de información recopilada y tabulada también varía, para nuestro caso es necesario aforar por períodos largos de tiempo en estaciones de control permanentes. Los estudios generalmente requieren detalles tales como la composición del tránsito en la corriente, en lo que respecta al tamaño y tipo de vehículos que circulan en ella, detalles que se llevan a cabo mediante un recuento manual, y

que se emplean para tener conocimiento de las cargas reales de trabajo a las que se sujetaría un puente en caso de ser necesaria su construcción en un cierto lugar estudiado.

Dentro de los estudios de volúmenes de tránsito se realizan diversos estudios específicos, de los cuales uno de los más importantes, es el denominado Recuentos en Línea Divisoria.

Los recuentos en línea divisoria registran los viajes que se hacen a través de barreras geográficas notables, o bien, el movimiento del tránsito entre zonas distintas. Las líneas se localizan a lo largo de fronteras naturales o geográficas, por ejemplo un río o un ferrocarril. En este caso el número de caminos que cruza la línea divisoria es reducido a un mínimo.

Los recuentos en línea divisoria son parte importante de las comprobaciones de exactitud para estudios de origen y destino. Haciendo uso de los datos de las entrevistas, se hace un resumen del total de viajes que tiene orígenes y destinos en lados opuestos de la línea divisoria. Estos totales se comparan con los aforos reales para ver con cuánta aproximación éstos representan a aquéllos. Los recuentos en línea divisoria, practicados periódicamente, también pueden mostrarnos las tendencias del tránsito.

Otros usos de los recuentos en línea divisoria están ligados a los estudios de capacidad. El total de vehículos contados es comparado con el del análisis de capacidad en la línea divisoria. Con los datos del recuento puede justificarse la necesidad de construir un puente nuevo, o ampliación de uno ya existente, que comunique el tránsito de distintas zonas sobre una línea divisoria.

2) Estudios de la Velocidad

Los estudios de la velocidad de punto son los que generalmente más se utilizan para el caso de puentes, tienen por objeto medir la distribución de las velocidades de los

vehículos en un tramo de longitud relativamente corto, siendo su uso más común el de determinar el efecto o la necesidad de diversos dispositivos para el control de tránsito. (tales como señales preventivas y restrictivas de velocidad). Un estudio menos frecuente, pero de mayor interés para nosotros, es el estudio de la relación de la velocidad asociada a detalles dentro de un camino, tales como un túnel o un puente, estudio que va íntimamente relacionado con la capacidad operacional de la obra vial.

3) Estudios de Origen y Destino

El estudio de Origen y Destino comúnmente designado O y D, está diseñado para recopilar datos sobre el número de vehículos y pasajeros desde varias zonas de origen hacia varias zonas de destino. Generalmente también son registradas la anchura, el tipo y la condición de los caminos y estructuras viales que se localicen dentro de ellos, además de localizar poblaciones, rancherías, escuelas, iglesias y otros aspectos culturales y económicos que puedan ser fuentes potenciales de tránsito.

Los datos son resumidos y presentados en mapas especiales donde se muestran las rutas de los autobuses escolares, importantes rutas de camiones de carga y autobuses comerciales, y los volúmenes de tránsito.

El estudio es utilizado principalmente con propósitos de planeación, particularmente localización, diseño y programación de caminos nuevos o mejorados, incluyendo la nueva localización o ampliamento de estructuras viales que se encuentren dentro de ellos (puentes o túneles).

El campo de un estudio de O y D, para nuestro caso, se puede limitar a una ruta particular o más ya sea urbana o rural, y el tamaño de la zona en estudio estará gobernada por la extensión del área y la densidad de población o importancia económica de la zona.

Los estudios de O y D son generalmente la base para la preparación de planes totales de transportación para una zona

na (aunque una vez que los datos son recopilados, pueden ser usados para muchos propósitos). Ya que los planes son a largo plazo y lentos en su aplicación, y ya que las obras de transportación deben ser construidas para muchos años de servicio, la información de O y D recopilada generalmente debe proyectarse al futuro, para suministrar datos sobre futuras demandas del transporte.

4) Estudios de Capacidad Vial

El estudio de capacidad vial es esencial para un diseño lógico, económico y funcional de nuevas obras y en la adaptación de obras existentes para necesidades presentes y futuras.

Planteando simplemente para cualquier obra vial, la capacidad es el número máximo de vehículos por unidad de tiempo que pueden ser manejados bajo condiciones prevalecientes, es decir el máximo número de vehículos por hora que puede ser alojado dentro de lo que razonablemente puede esperarse. Más sin embargo la importancia de realización de este estudio, no radica, como la definición anterior le indica, en tener conocimiento de la insuficiencia o efectividad de la capacidad de tránsito de un camino o estructura vial por analizar. Sino el propósito de los cálculos de capacidad, es para determinar el nivel de servicio que una cierta vía u obra vial proporcionará a sus usuarios a volúmenes más bajos. O al contrario, el volumen máximo que puede ser acomodado sin reducir el nivel de servicio abajo de cierto valor seleccionado.

Este nivel de servicio o volumen de servicio es función de factores externos e internos de la vía, como la calidad del alineamiento, anchura del carril, distancia libre lateral, acotamientos, pendientes y número de vehículos comerciales, y se llega a él cuando todos los factores son óptimos, es decir, el mejor diseño ingenieril posible y el mejor flujo de automóviles.

En síntesis estos estudios en combinación, proporcionar

la base para el diseño de caminos y estructuras viales, y la decisión de su o no construcción y regularización del tránsito. También son las cimentaciones para los estudios de costos adicionales.

Por lo general, debe suponerse que cuando se decide la construcción de un camino, se han estudiado y fijado las características básicas de él, por lo que se refiere al tránsito para el que debe proyectarse: número de fajas o bandas de circulación, ancho de éstas, velocidad de operación del camino en sus diferentes tramos, tipo de vehículos que deben considerarse, etc.

Un camino que tenga primordial objeto servir a pequeñas comunidades (pueblos, rancherías, minas), para permitir el transporte económico de mercancías y de personas, lógicamente es de esperarse que deba soportar un tránsito moderado: 25,50 ó 100 vehículos por día. Tal tipo de camino puede obviamente diseñarse para una sola banda o faja de tránsito de vehículos, con lugares de cruzamiento más o menos próximos. No importa en tales casos que los vehículos transportadores se muevan a grandes velocidades; basta y sobra que el camino pueda recorrerse con seguridad a velocidad de 40 km/h

Para un camino como el que acaba de describirse, seguramente que los puentes deben proyectarse para permitir sólo el tránsito de una sola faja o banda de vehículos, procurando que haya buena visibilidad en los tramos del camino cercanos a la estructura. Es de esperarse, además, que los camiones de carga que transiten en esta clase de caminos, sea de poco peso: tal vez de 6 a 10 toneladas, incluyendo su propio peso. Es suficiente que la calzada de los puentes tenga entonces un ancho de 3.00 m.

No tiene mayor importancia que ocasionalmente pasen por el camino vehículos algo más pesados (hasta 14 ó 16 toneladas digamos), siempre que tal hecho acontezca con poca frecuencia. Por ejemplo: dos veces por semana, o cosa así.

Si las condiciones son las descritas, los puentes pueden

proyectarse para una sola faja de tránsito (3 metros de ancho) y para vehículos ligeros: de 10 toneladas, digamos (H10).

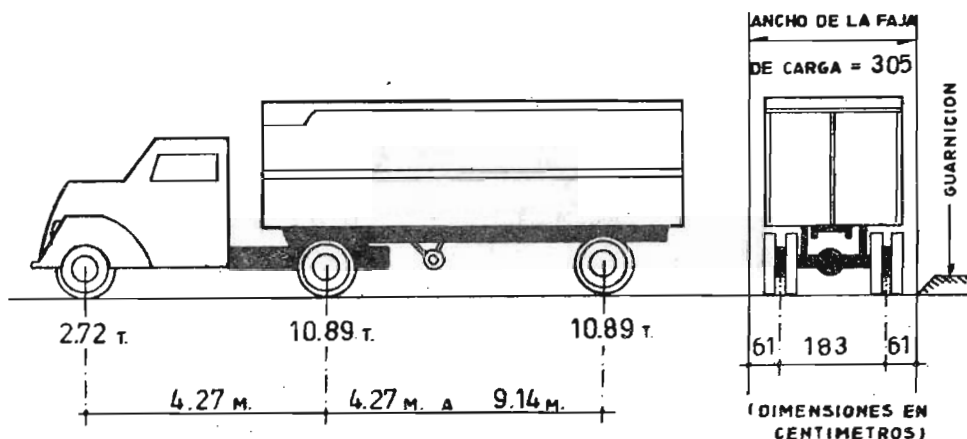
A medida que el camino sirva a comunidades más y más importantes y que deba soportar un tránsito más intenso (en frecuencia y en cargas), se hará necesario que sus puentes tengan características más generosas. No cabe, desde luego, dar un ancho que siendo mayor de 3 metros, no permita el cruzamiento de dos vehículos (digamos, 4 ó 5 metros), lo que sería desperdiciar el dinero. La calzada de los puentes debe proyectarse para una o para dos bandas de tránsito, pero no para una y media banda, por ejemplo. Un puente para dos bandas de circulación y velocidad operacional de 40 a 60 km/hora, basta en general que tenga 6.70 m. de ancho de calzada, siempre que los parapetos queden lo suficientemente retirados de las guarniciones o bordillos que limitan la calzada; es decir, que el ancho libre del puente, arriba de las guarniciones, no sea inferior a $6.70 + 2 \times 0.30 = 7.30$ metros. El ingeniero encargado del estudio de campo debe dar por escrito su opinión o su recomendación sobre el tipo de carga móvil que deba servir para el proyecto de los puentes de un camino de esta importancia, en atención a las circunstancias de cada caso. En general, bastará el tipo de camión llamado H.15 (13.6 ton. de peso total). No es un peligro que ocasionalmente transiten por los puentes así diseñados, camiones algo más pesados, si van a velocidad reducida.

En las carreteras principales en las cuales la experiencia enseña que soportan cargas y tránsito intensos, camiones con remolques y circulación de 2000 ó 3000 vehículos por día, la carga normal de diseño debe de ser la H15-S12, o la H20-S16. El ancho de la calzada debe de ser de 7.00 m. o de 7.50 m., según el caso. Estos anchos permiten cruzamientos dentro de los puentes a velocidades de 70 a 90 km/hora, si la distancia libre entre los parapetos es de $7.50 + 2 \times 0.40 = 8.30$ metros.

En ciertos casos, resulta necesario construir andenes o "banquetas" para peatones, si los puentes están cerca de un pueblo, o entre una factoría y una población próxima. El Ingeniero encargado del estudio de campo debe proporcionar la información a este respecto que juzgue conveniente.

Es práctica desastrosa, en general, dar a los puentes anchos de calzada que permitan la circulación de 3 bandas de vehículos, pues los accidentes (casi siempre mortales) por colisión aumentan muchísimo.

A continuación se anexan los datos de las cargas vivas tipo para proyectos de puentes de caminos.

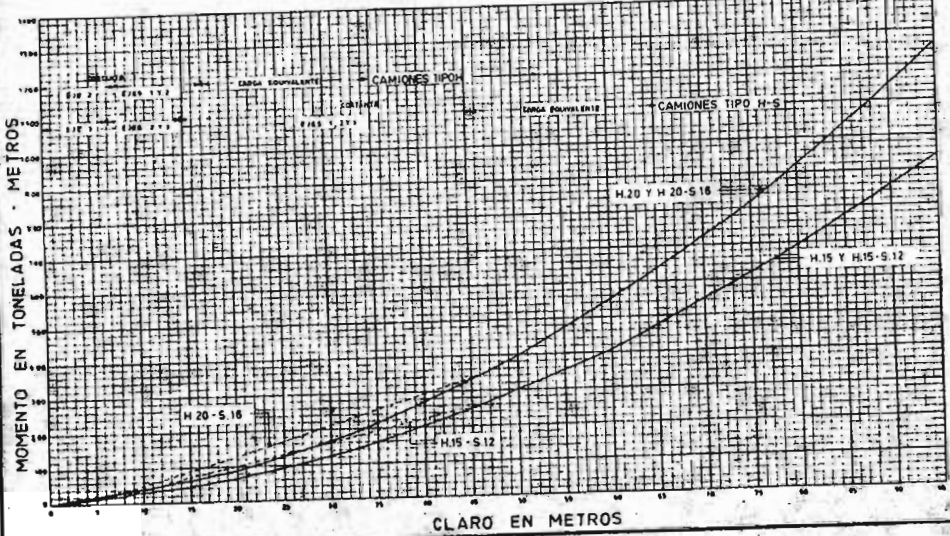


CARGA MOVIL DENOMINADA H15 - S12
CARGAS POR EJE Y SEPARACIONES ENTRE LOS EJES

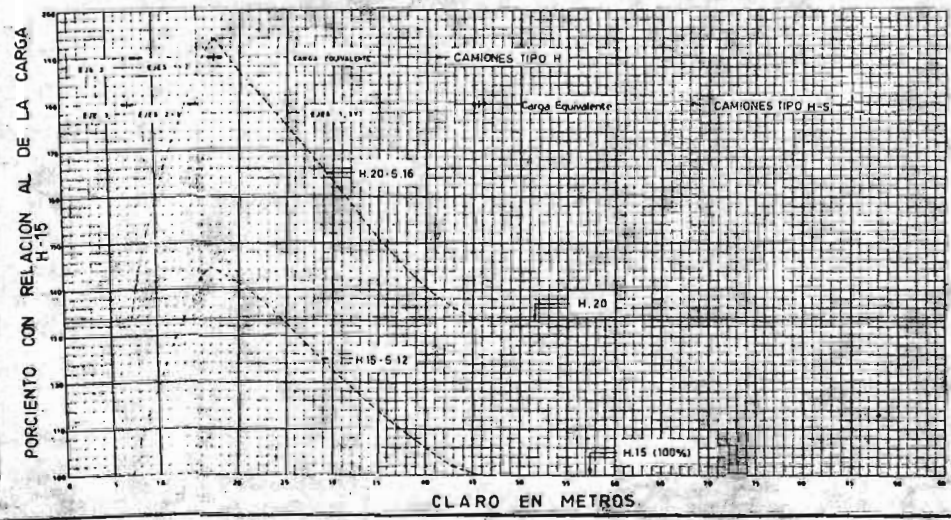
CARGA TIPO	CARGAS EQUIVALENTES		ANCHO DE LAS LLANTAS (RUEDAS PESADAS)	CONSIDERESE EL CA- MION HASTA UN CLA- RO (LIBREMENTE APOYADO) DE :		
	UNIFORME (ton/m)	CONCENTRADA		PARA MOMENTO	PARA FUERZA CORTANTE	
		MOMENTO (ton)	FUERZA CORTANTE (ton)			
H 15	0.714	6.13	8.85	38 cm	17 m	10 m
H 20	0.952	8.17	11.81	51 cm	17 m	10 m
H15 -S12	0.714	6.13	8.85	38 cm	43 m	37 m
H20 -S16	0.952	8.17	11.81	51 cm	43 m	37 m

CARGAS TIPO PARA PUENTES DE CAMINO

MOMENTOS PRODUCIDOS POR UNA LINEA DE TRANSITO SIN INCLUIR IMPACTO



PORCIENTO DE MOMENTOS CON RELACION AL MOMENTO DE LA CARGA H-15



W. PESO TOTAL DEL CAMION
TIPO H.15 W. 11 420 kg
TIPO H.20 W. 13 160 kg

4.27m

H.15 — 2724 kg — 10896 kg
H.20 — 3532 kg — 14528 kg

CAMIONES TIPO H

W. PESO TOTAL DEL TRACTOR Y DEL REMOLQUE
TIPO H.15-S.12 W. 24 514 kg
TIPO H.20-S.16 W. 32 655 kg

4.27m — de 4.27 a 6.10m

H.15-S.12 — 2724 kg — 10896 kg
H.20-S.16 — 3532 kg — 14528 kg

CAMIONES TIPO H-S

Carga concentrada (Tipos H.15, H.15-S.12 6123 kg 8850 kg) con
para momento (Tipos H.20, H.20-S.16 8965 kg 11800 kg) con
Carga (Tipos H.15, H.15-S.12 714 kg/m
Uniforme (Tipos H.20, H.20-S.16 952 kg/m)

CARGAS EQUIVALENTES

DIRECCION NAL. DE CAMINOS
DEPARTAMENTO DE PUENTES

DATOS PARA PROYECTO
CARGAS VIVAS
MOMENTOS

--	--

CAPITULO NUMERO II

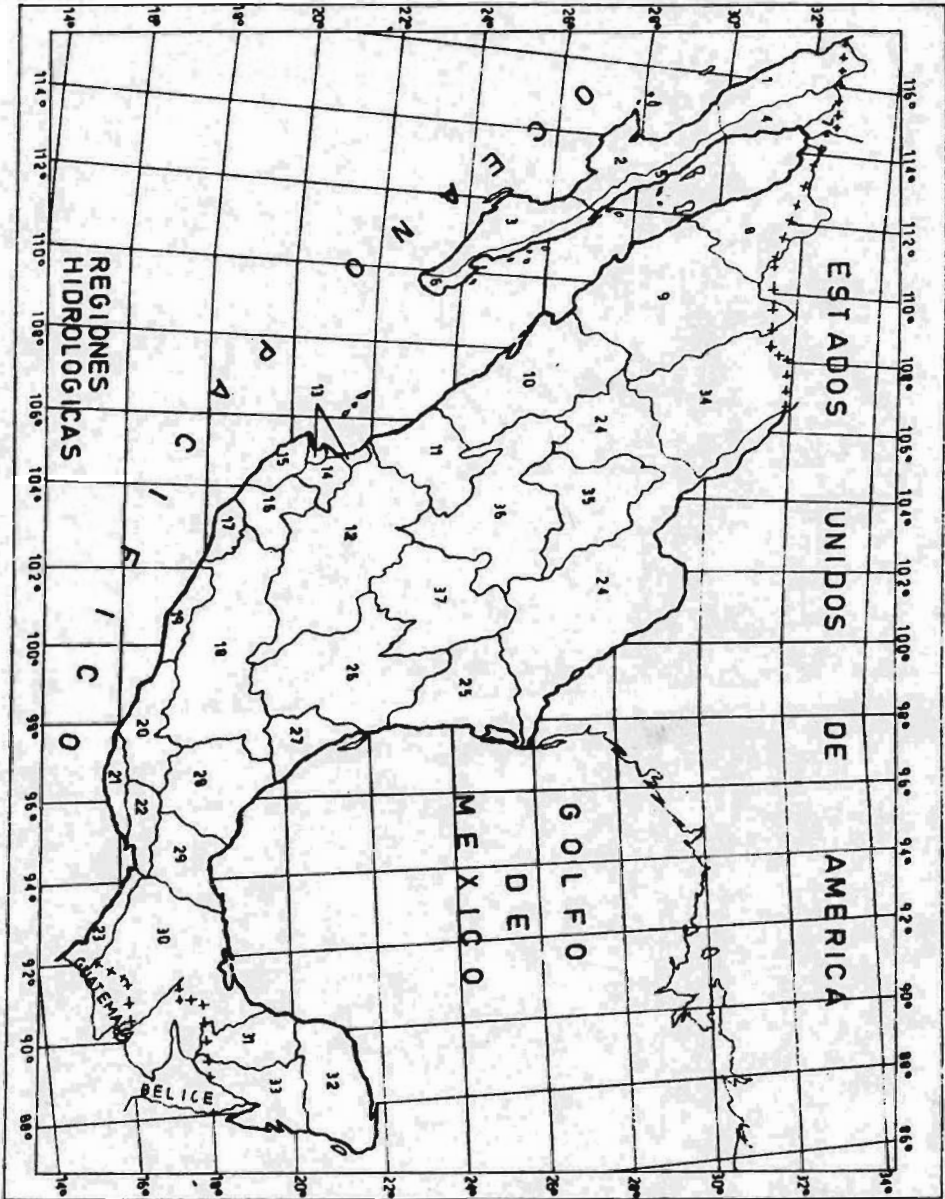
ELECCION DE TIPO

Ila. ESTUDIOS HIDRAULICOS

ESTUDIOS HIDRAULICOS

La importancia de los estudios hidráulicos de la corriente por salvar, es muy grande, como es fácil comprender. El caudal o gasto máximo durante las avenidas, la velocidad que alcanza el agua cuando éstas tienen lugar; la frecuencia con que se presentan dichas avenidas, la duración de las mismas; el nivel a que llega el agua, las zonas que inunda; la dirección general de la corriente en crecientes, en la sección del cruce en estudio; el alineamiento del río, y otras muchas circunstancias, son factores que influyen en las características de la obra por construir y en el costo de la misma, así como en su funcionamiento una vez construída.

En realidad, la mejor manera de conocer la magnitud del caudal en avenidas y en estiaje (que tiene también mucha importancia), los niveles alcanzados, la frecuencia de las avenidas y la duración de éstas, es por medio de estaciones de aforo, cuyos datos se recopilan a lo largo del tiempo. La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha reunido y publicado los datos hidrométricos de ríos y arroyos de diversas cuencas hidrográficas en los llamados "Boletines Hidrológicos". En la actualidad la República Mexicana se encuentra dividida en 33 Regiones Hidrológicas, de las cuales la mayoría ya cuenta con todos sus estudios terminados. A continuación se da el contenido de estos "Boletines" referente a los ríos y arroyos que abarcan:



Número de Boletín	Región Hidrológica que comprende		Número de Formos	Datos Hasta el año de	
	Número de la Región	Nombre de la Región			
36	10	Sinaloa	Ríos: Fuerte, Sinaloa, Yacoritó, Pericos, humaya, Tamazula, Caliacán, San Lorenzo, Moto, Matla y Quelite. Ríos: Zanateco, Jesús, San Diego, Fijitapan, Coapa, Margaritas, Novillero, San Nicolás, Tahlazán, Cacaluta, Citalapa, Despolado, Huixtla, Huehuetán, Malpaso, Sucriate. Ríos: Goetzacoalcos, Del Corte, Jaltevec y Calzados.	5 6	1969
37	23	Costa de Chiapas	Ríos: Guajalva y Usamacinta. Ríos: Candelaria y Champotón. No hay información hidrométrica.	1 2	1969
37	29	Goetzacoalcos	Ríos: Guajalva y Usamacinta. Ríos: Candelaria y Champotón. No hay información hidrométrica.	1 2	1969
38	30 31 32 33	Guajalva - Usamacinta Yucatán Oeste (Campeche) Yucatán Norte (Yucatán) Yucatán Este (Quintana Roo)	Ríos: Alter, Asunción y Sonalta. Ríos: Sonora; Arroyos: Matupe, Bavaspe, Yaqui, Arroyo coreaque y Mayo. Ríos: Blas y Huixtla. Río Ameca y Lagunas: Colovada y Magdalena. Ríos: Tomatlán, San Nicolás, Guimala, Purificación, y Chihuetlán. Ríos: Armeria y Coahuayana. No hay información hidrométrica.	1 2 3 5	1969
39	3	Sonora Norte	Ríos: Alter, Asunción y Sonalta.	1 2	1969
40	9	Sonora Sur	Ríos: Sonora; Arroyos: Matupe, Bavaspe, Yaqui, Arroyo coreaque y Mayo.	2 3	1969
41	13 14 15	Huixtla Ameca Costa de Jalisco	Ríos: Blas y Huixtla. Río Ameca y Lagunas: Colovada y Magdalena. Ríos: Tomatlán, San Nicolás, Guimala, Purificación, y Chihuetlán. Ríos: Armeria y Coahuayana. No hay información hidrométrica.	2 3	1969
42	16 17	Armeria - Coahuayana Costa de Michoacán	Ríos: Armeria y Coahuayana. No hay información hidrométrica.	1 2	1969
42	27	Turpan - Huixtla	Ríos: Turpan, Cazones, Tecoluitla, Huixtla, Mesantla, Calera	3	1969
43	28 (Parcial)	Peapulcapan	Ríos: Actopan, Cazones, Tecoluitla, Huixtla, Mesantla, Calera	1	1969
44	26 (Parcial)	Pánuco	Ríos: San Juan, Arroyazarco, Prieto, La "H", Caracol, Galindo, Hondo; Arroyos: De la "O" y Seco.	2 3	1970
45	26 (Parcial)	Pánuco	Ríos: Tula, San Luis, Tepesi, Cuautitlán, El Salto, Tuxtla, Rosas y Salado.	2 3	1970
46	26 (Parcial)	Pánuco	Ríos: Alcholoaya, Metztiltán, Almolón, Santa María y Metzquitlán y Laguna de Ketztitlán.	1 2	1970
47	13 (Parcial)	Río Balsas	Ríos: Amacuzac, Cuautlan, Yautepac, Aparitacos, Tembeabe, Coatlán y San Jerónimo.	2	1970
48	13 (Parcial)	Río Balsas	Ríos: Atoyac, Zauapan, Mateco, Rexapa y Tlapameco.	2 3	1970
49	18 (Parcial)	Río Balsas	Ríos: Balsas, Tepescaculco, Cocula, Polintla, Ajuchitlán, Amuco, Cuirto, Cutzamala, Huezaco, Del Oro,	2 3	1970 77

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS
SUBSECRETARÍA DE PLANEACIÓN, DIRECCIÓN GENERAL DE ESTADOS
DIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA
RELACION DE SOLEMINES HIDROLOGICOS PUBLICADOS (2a ETAPA)

98

REGION HIDROLOGICA QUE COMPRENDE		Corrientes Principales Comprendidas		Número de Formos	Datos Hasta el año de:
Número de Hojaletín	Número de la Región	Nombre de la Región			
	1	Baja California Noroeste (Ensenada)	Ríos: Tijuana, Arroyos: Guadalupe, San Carlos, San Isidro, Santo Domingo		
	2	Baja California Centro Oeste (El Vizcaíno)	No hay información hidrométrica.		
22	3	Baja California Sur Oeste (Marselama)	Arroyos: La Purísima y San Jacinto	1	1969 76
	4	Baja California Noroeste (Laguna Salada)	No hay información hidrométrica		
	5	Baja California Centro Este (Sta. Rosalía)	No hay información hidrométrica		
	6	Baja California Sur Este (La Paz)	No hay información hidrométrica		
	7	Río Colorado	Río Colorado		
23	24 (parcial)	Bravo (Gorconos)	Ríos: Bravo, Conchos, Florido, Parral, San Pedro, Chuviescar	2	1967
30	11	Presidio a San Pedro	Ríos: Presidio, Baluarte, Cañas, Acapomete, Rosa Morada, Bejuco, Tunal, Santiago, Pomas; Arroyos: El Hambro y El Carpintero.	2	1968
	13	Costa Grande	Ríos: La Unión, San Jeronimito, Copahuilla, San Jelis Sec-san, Atoyac, Coyula y La Sabana.		
31	20	Costa Grande - Río Grande	Ríos: Paragayo, Nereva, Marquelia, Ometepec y Verde.	3	1968
	21	Costa de Oaxaca	No hay información hidrométrica.		
	22	Tehuantepec	Ríos: Tehuantepec, Los Perros, Chilceza, Miltepec y Ostuta.		
22	25	Pénasco	Ríos: Pénasco, Moctezuma, Estíroz, Amajac, Artiac, Tempal, Tamacán, Guayalejo, Sabinas, Comandante, Nacimiento, Río Prifo, Toze Azul, Monte y El Cojo.	2	1968
13	24	Oaxaca Centrales del Norte (Grutas Grandes)	Ríos: Cañas Grandes, Santa María y Del Carmen.	1	1969 77
14	24 (parcial)	Bravo (Amistad - Palca)	Ríos: Pecos, Devil's, San Diego, San Rodrigo, Sacandido; Arroyos: Lortier, Glénegua, Las Vecas, San Felipe, Sycamore, Santo, Las Flores, Dolores, El Tigre; Ríos: Salado, Setéras, Saldadores y Sabinas Hidalgo.	2	1969
27	15	Yapas - Amuzgual	Ríos: Yapas, Yapas, Ce-tenhuas, Sextin, Amuzgual, Ocho 7 Los Niños.	2	1969

Número de serie	Región Hidrológica que comprende		Corrientes Principales Comprendidas	Número de Tomos	Datos Hasta el año de
	Número de la Región	Nombre de la Región			
49	13 (Parcial)	Río Palas	Ríos: Tacámbaro y Tepalcatepec.	5	1971
50	17 (Parcial)	Lerma - Santiago	Ríos: Lerma, Ozulastepec, Tejalpa, Tlalpujahuas, Tigre, Las Garlas, Grande de Morelia; Lagunas de Almoloya, Lerma; Lagos: Cutzeo y Pérezcuero.	4	1970
51	12 (Parcial)	Lerma - Santiago	Ríos: Lerma, La Laja, Guamaquato, Turbio, Angulo, Duero, Sakunyo, Zala y Atoyac.	5	1970
52	12 (Parcial)	Lerma - Santiago	Ríos: Santiago, Calderón, Verde, Cogantes, Juquijilla, Cutztila, Bolaños, Mojarras, Huaynabota y Tepic.	3	1971
53	24 (Parcial)	Bajo Bravo	Ríos: Bravo, San Juan, y Alamo	2	1971
54	25	San Fernando, Soto la Marina	Ríos: San Fernando, Soto la Marina y San Rafael.	2	1971
55	37	El Salado	Ríos: Santiago; Arroyos: La Parada, El Grillo, El Tule, Algunas y río Tula.	1	1972

Se incluyen datos climatológicos por haber poseído información hidrográfica.

Los datos consisten esencialmente en registros diarios de aforo, ya sea con molinete ó con lecturas de escala (o limnógrafo), tomados a través de períodos variables. Existen ríos de los que se tienen afores de 50 años o más, y otros de los que sólo se conocen afores de un par de años.

Los "Boletines Hidrológicos" contienen las siguientes partes:

PRIMERA PARTEGENERALIDADES

Introducción

Localización relativa de las zonas que abarca este boletín

Distribución de las regiones hidrológicas hasta la publicación del boletín hidrológico No. 27

Distribución actual de las regiones hidrológicas

DESCRIPCION DE LA REGION

1) UBICACION, FORMA Y DIMENSIONES - DIVISION POLITICA Y POBLACION, COMUNICACIONES, GEOLOGIA - OROGRAFIA

2) HIDROGRAFIA - ESTACIONES HIDROMETRICAS

3) SUELOS, ZONAS FORESTALES, CLIMATOLOGIA
Lluvia, temperatura y Evaporación

4) OBRAS REALIZADAS - APROVECHAMIENTOS - ESTUDIOS REALIZADOS

Cortes convencionales de la Península de Baja California en varios paralelos

Corte aproximado del perfil del río Tijuana

Corte aproximado del arroyo Soledad

Planos generales de las regiones hidrológicas

SEGUNDA PARTEDATOS CLIMATOLOGICOS

Índice de estaciones climatológicas

Resumen de datos climatológicos anuales

LLUVIA

DATOS PLUVIOMETRICOS MENSUALES

Estaciones comprendidas en los Planos I, II, III que contiene el boletín

RESUMEN DE INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA

REGION 1

REGION 2

REGION 3

REGION 4

REGION 5

REGION 6

DATOS ADICIONALES**RESUMEN DE INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA**

REGION 1
 REGION 3
 REGION 4
 REGION 6

GRAFICAS PLUVIOMETRICAS

Envolventes de Intensidades de Lluvias Máximas

Registro gráfico de las lluvias máximas en 72 hrs.

Distribución mensual de la lluvia en las regiones hidrológicas que abarca el boletín

Isoyeta medias anuales del período 1947 - 1966 en las regiones hidrológicas que comprende el boletín

TEMPERATURA**DATOS DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL**

Estaciones comprendidas en los Planos I, II y III que contiene el boletín

GRAFICAS DE TEMPERATURA

Isotermas medias anuales en las regiones hidrológicas I, 2, 3, 4, 5, 6, y 7

Isotermas máximas absolutas en las regiones hidrológicas 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7

Isotermas mínimas absolutas en las regiones hidrológicas 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7

EVAPORACION**DATOS MENSUALES DE EVAPORACION**

Estaciones comprendidas en los Planos I, II y III que contiene el boletín

HUMEDAD RELATIVA**DATOS MENSUALES DE HUMEDAD RELATIVA**VIENTOS DOMINANTES**DATOS MENSUALES DE VIENTOS DOMINANTES Y SU VELOCIDAD MEDIA**

TERCERA PARTEDATOS HIDROMETRICOS Y DE ACARREO DE AZOLVES EN SUSPENSION

Indice de estaciones operadas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos

Indice de estaciones operadas por la Comisión Internacional de Límites y Aguas (C.I.L.A.)

Croquis de localización de estaciones hidrométricas de las regiones que comprende el boletín

Datos hidrométricos generales de las estaciones

Resumen de volúmenes escurridos anuales

Hidrogramas de los gastos medios diarios de arroyos principales

DATOS HIDROMETRICOSREGION HIDROLOGICA No 1

CUENCA DEL RIO TIJUANA

CUENCA DEL ARROYO GUADALUPE

CUENCA DEL ARROYO SAN CARLOS

CUENCA DEL ARROYO SAN ISIDRO

CUENCA DEL ARROYO SANTO DOMINGO

REGION HIDROLOGICA No 3

CUENCA DEL ARROYO LA PURISIMA

CUENCA DEL RIO SANTO DOMINGO

CUENCA DEL ARROYO SALADO

CUENCA DEL ARROYO SAN JACINTO

REGION HIDROLOGICA No 7

CUENCA DEL RIO COLORADO

MAR DEL SALTON E.U.A.

CUENCA DEL RIO ALAMO

CUENCA DEL RIO NUEVO

DATOS DE ACARREO DE AZOLVES EN SUSPENSION

REGION HIDROLOGICA No 1

REGION HIDROLOGICA No 7

CUARTA PARTEDATOS HIDROMETRICOS DE VASOS

Datos Mensuales del funcionamiento de las presas

Gráficas del funcionamiento de las presas

QUINTA PARTECRECIENTES

Descripción de las crecientes más importantes que se han presentado en la zona

Trayectorias ciclónicas que afectaron la península de Baja California (1970 - 1976)

Lluvias diarias registradas en la Región Hidrológica No 6

Gráficas de la tormentas más importantes que se han presentado en la región

Isoyetas correspondientes a los períodos en los que se presentaron las tormentas más importantes

Hidrogramas de las crecientes registradas en las estaciones

SEXTA PARTEGASTOS MAXIMOS

Resumen de los gastos máximos instantáneos en las regiones hidrológicas 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7

Resumen de los gastos máximos anuales en las regiones hidrológicas 1, 3 y 7

Envoltentes de Lowry de los gastos máximos registrados en las regiones hidrológicas que contiene el boletín

SEPTIMA PARTECICLONES

Fechas en que ocurrieron los ciclones

Frecuencia de los ciclones en la península de Baja California y en la cuenca del Bajo río Colorado

Trayectoris ciclónicas

OCTAVA PARTEAREAS DE CUENCA

En los "Boletines Hidrológicos" se describe la estación de aforo de la manera que a continuación se presenta:

1.- NOMBRE DE LA ESTACION

2.- CLAVE

3.- CARACTERISTICAS GEOGRAFICAS

- 3.1. HIDROGRAFIA
 - 3.1.1. COLECTOR GENERAL
 - 3.1.2. AFLUENTE
 - 3.1.3. SUBAFLUENTE
 - 3.1.4. ESTACION

CORRIENTE

- 3.2. AREA DE CUENCA
- 3.3. COORDENADAS
- 3.4. UBICACION
- 3.5. ACCESO

4.- OBJETO DE SU INSTALACION

5.- CARACTERISTICAS DEL CAUCE, ESTRUCTURAS, APARATOS Y OBSERVACIONES

- 5.1. CONDICIONES DEL TRAMO
- 5.2. SECCION DE AFORO
- 5.3. ESCALA
- 5.4. ESTRUCTURA PARA AFORO
- 5.5. AFOROS
- 5.6. REGISTRO GRAFICO DE NIVELES

5.7. SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

6.- GASTOS EXTREMOS EN EL PERÍODO DE OBSERVACIONES

6.1. GASTO MÁXIMO

6.2. GASTO MÁXIMO AFORADO

6.3. GASTO MÍNIMO

7.- CÁLCULO HIDROMÉTRICO8.- ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA EN EL SITIO

Las publicaciones en cuestión constituyen el más valioso resumen de datos hidrométricos con que se cuenta en nuestro país. A título de ilustración, en seguida se insertan algunas páginas y láminas del Boletín Hidrológico No. 28:

GASTOS MAXIMOS ANUALES EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO
REGIONES HIDROLOGICAS 1,3 Y 7

REGION	CUENCA	CORRIENTE Y ESTACION	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	GASTO MAXIMO EN EL PERIODO		
																				m ³ /s	FECHA	
No. 1	RIO TIJUANA	RIO TIJUANA EN EST. LINDERO INTERNACIONAL (C.I.L.A.)	0.00	0.00	(1.98) ₁	(1.79) ₁	1.67														(72.3) ₆	15 MAR-1953
No. 1	RIO TIJUANA	RIO TIJUANA EN EST. CERCA DE NESTOR CALIFORNIA E.U.A. (C.I.L.A.)	(0.510) ₁	0.00	(0.400) ₁	(0.070) ₁	0.00														(501) ₇	7 FEB-1937
No. 1	ARR. GUADALUPE	ARR. GUADALUPE EN EST. AGUA CALIENTE	0.141	2.40	3.19	2.61	0.260	3.70	18.8	29.5	0.268	32.8	9.40	0.020	32.2	17.5	43.5	18.1	52.5		52.5	10 SEP-1976
No. 1	ARR. GUADALUPE	ARR. GUADALUPE EN EST. BOQUILLA STA. ROSA			4.60	0.00	0.00	9.00	38.9	1.59	0.072	15.6	2.94	0.00	0.00	8.15	0.00	0.00	0.00		38.9	6 DIC-1966
No. 1	ARR. SAN CARLOS	ARR. SAN CARLOS EN EST. SAN CARLOS		(0.995) ₂	0.163	0.183	5.53	1.28	12.9	0.257	2.15	2.55	5.06	9.30	3.17	6.37	6.27	1.43	0.71		12.9	7 DIC-1966
No. 1	ARR. SAN ISIDRO	ARR. SAN ISIDRO EN EST. SAN VICENTE	(2.10) ₂	2.22	0.847	0.061	14.10	16.7	4.88	7.50	3.09	18.7	6.40	26.5	4.57	5.14	92.8	0.98	46.9		92.8	20 JUL-1974
No. 1	ARR. STO. DOMINGO	ARR. STO. DOMINGO EN EST. STO. DOMINGO	0.304	0.152	0.503	0.427	0.064	1.82	9.73	93.5	1.71	158.5	57.0	37.8	0.78	6.34	10.0	1.57	217.2		217.2	9 FEB-1976
No. 3	ARR. LA PURISIMA	ARR. LA PURISIMA EN EST. OJO DE AGUA	(0.318) ₂	6.20	(96.4) ₂	(0.188) ₂	0.122	0.182	0.182	(0.202) ₂	(0.104) ₂	0.166	0.240	(0.44) ₂	81.1	67.7	81.1	(0.04) ₂			(96.4) ₂	22 SEP-1962
No. 3	ARR. LA PURISIMA	ARR. LA PURISIMA EN EST. HUERTA VIEJA																			3.86	2 SEP-1976
No. 3	ARR. SAN JACINTO	ARR. PIEDRAS COLORADAS EN EST. PIEDRAS COLORADAS	(0.224) ₂	(0.049) ₂	(0.095) ₂	(0.027) ₂	(0.293) ₂	(0.005) ₂	(0.167) ₂	(0.058) ₂	(0.447) ₂	0.010	0.220	(0.220) ₂	(0.220) ₂	(0.010) ₂	(0.290) ₂	1.55			1.55	24 SEP-1975
No. 3	ARR. SAN JACINTO	ARR. LAS PARRITAS EN EST. LAS PARRITAS	(0.032) ₂	(0.025) ₂	(0.048) ₂	(0.019) ₂	(0.006) ₂	(0.010) ₂	(0.007) ₂	(0.002) ₂	(0.069) ₂	0.00	0.010	0.340	(0.150) ₂	0.440	0.440	0.150	(0.07) ₂		0.44	22 SEP-1976
No. 7	RIO COLORADO	RIO COLORADO EN EST. LINDERO INTERNACIONAL NORTE (C.I.L.A.)	319	202	264	337	136	223	160	199	139	114	186	97.1	150	111					(337) ₈	13 SEP-1963
No. 7	RIO COLORADO	CANAL ALAMO EN EST. DERIVACIONES MEJORADAS POR CANAL ALAMO EN PRESA MORELOS (C.I.L.A.)	(170) ₁	(154) ₁	(125) ₁	(160) ₁	(127) ₁	(180) ₁	(153) ₁	(122) ₁	(118) ₁	(102) ₁	(106) ₁	(94.9) ₁	(94.1) ₁	(88.4) ₁					(185) ₆	3 AGO-1958
No. 7	RIO COLORADO	RIO COLORADO EN EST. MORELOS (C.I.L.A.)	304	177	(190) ₂	236	51.0	133	57.5	113		35.1	21.7	113	51.3	118	43.0				(630) ₆	4 FEB-1955
No. 7	RIO COLORADO	CANAL SANCHEZ MEJORADA EN EST. SANCHEZ MEJORADA (C.I.L.A.)	(7.17) ₁	(6.73) ₁	(7.36) ₁	(9.63) ₁	(7.93) ₁	(6.21) ₁	(6.50) ₁	(6.53) ₁	(6.23) ₁	(6.88) ₁	(6.71) ₁	(8.01) ₁	(8.67) ₁	(6.00) ₁					(9.63) ₁	18 SEP-1967
No. 7	RIO COLORADO	RIO COLORADO EN EST. LINDERO INTERNACIONAL SUR (C.I.L.A.)	287	159	161	121	48.7	85.6	47.0	64.3	13.8	14.2	76.2	27.2	56.2	20.7					287	19 FEB-1960
No. 7	RIO COLORADO	DERIVACIONES DEL RIO COLORADO EN PLANTA SANCHEZ MEJORADA-SAN LUIS (C.I.L.A.)	(1.70) ₁	(8.00) ₁	(1.70) ₁	(1.70) ₁	(1.27) ₁														(8.00) ₁	4 JUL-1971
No. 7	RIO COLORADO	DERIVACIONES DEL RIO COLORADO EN SISTEMA BACANORA-MONUMENTOS (C.I.L.A.)	(19.4) ₁	(21.1) ₁	(22.8) ₁	(19.7) ₁	() ₄														(22.1) ₁	5 AGO-1961
No. 7	RIO COLORADO	RIO COLORADO EN EST. M.C. RODRIGUEZ (C.I.L.A.)	211	145	180	75.0	34.8	72.9	88.6	9.56	4.08	6.45	46.5	4.00	39.2	(14.7) ₁					(571) ₆	19 DIC-1952
No. 7	RIO COLORADO	DERIVACIONES DEL RIO COLORADO EN PLANTA ZACATECAS (C.I.L.A.)	(5.70) ₁	(10.4) ₁	(5.00) ₁	(3.70) ₁	(1.00) ₁	(0.350) ₁	0.00	() ₅											(10.4) ₁	27 FEB-1961
No. 7	RIO COLORADO	RIO COLORADO EN EST. EL MARITIMO (C.I.L.A.)	125	35.1	94.2	61.4	42.7	59.0	50.8	8.35	() ₉										125	21 FEB-1960
No. 7	RIO ALAMO	RIO ALAMO EN EST. LINDERO INTERNACIONAL (C.I.L.A.)	(0.150) ₁	(0.120) ₁	(0.120) ₁	(0.180) ₁	(0.120) ₁	(0.120) ₁	(0.090) ₁	(0.110) ₁	(0.100) ₁	(0.110) ₁	(0.100) ₁	(0.100) ₁	(0.110) ₁	(0.110) ₁					(7.31) ₆	13 ABR-1946
No. 7	RIO NUEVO	RIO NUEVO EN LA LINEA DIVISORIA (C.I.L.A.)	(15.7) ₁	(15.2) ₁	(19.6) ₁	(17.9) ₁	(6.37) ₁	(15.7) ₁	(6.34) ₁	(6.09) ₁	(6.43) ₁	(7.87) ₁	(8.27) ₁	(7.36) ₁	(16.9) ₁	(7.87) ₁					(19.6) ₁	3 DIC-1962

() 1 GASTO MEDIO DIARIO MAXIMO ANUAL
 () 2 AÑOS INCOMPLETOS
 () 3 AÑOS SIN DATOS
 () 4 ESTACION SUSPENDIDA EN 1963
 () 5 ESTACION SUSPENDIDA EN 1966

() 6 VALOR OBTENIDO EN LOS VOLUMENES HIDROGRAFICOS No. 1 AL 14 EDITADOS POR LA C. I. L. A.
 () 7 CORRIENTE EL 7 DE FEBRERO DE 1937
 () 8 EL 22 DE SEPTIEMBRE DE 1916 SE REGISTRÓ EL GASTO EN LA ESTACION DE YUCA DE 7080 m³/s
 () 9 VOLÚMEN SUSPENDIDO EN JULIO DE 1967

DATOS HIDROMETRICOS GENERALES DE LAS ESTACIONES

108

REGION HIDROLOGICA	ESTACION	CORRIENTE	CUENCA	AREA DRENADA Km ²	AÑOS COMPLETOS				GASTOS OBSERVADOS				Nº DE AÑOS COMPLETOS
					VOLUMEN MEDIO ANUAL		GASTO MEDIO ANUAL PERIODO		MAXIMO		MINIMO		
					MILLONES m ³	LITROS m ³ /Km ²	m ³ /s	FECHA	FECHA	m ³ /s	FECHA	m ³ /s	
No. 1	LINDERO INTERNACIONAL	RIO TIJUANA	RIO TIJUANA (1)	4491	1.510	0.336	0.048	1960 - 73	15 MAR-1953	72.80	Vs	0.000	13
No. 1	CERCA DE NESTOR CALIFORNIA	RIO TIJUANA	RIO TIJUANA (1)	4522	0.630	0.129	0.020	1960 - 73	7 FEB-1937	501.00	Vs	0.000	14
No. 1	AGUA CALIENTE	ARR. GUADALUPE	ARR. GUADALUPE	1577	2.690	1.710	0.085	1949 - 76	10 SEP-1976	52.50	Vs	0.000	26
No. 1	BOQUILLA SANTA ROSA	ARR. GUADALUPE	ARR. GUADALUPE	1953	0.897	0.459	0.028	1962 - 76	6 DIC-1966	38.90	Vs	0.000	15
No. 1	LA MISION	AC. LA MISION-TIJUANA	ARR. GUADALUPE		4.720		0.178	1965 - 76					12
No. 1	SAN CARLOS	ARR. SAN CARLOS	ARR. SAN CARLOS	780	1.430	1.930	0.045	1962 - 76	7 DIC-1966	12.90	Vs	0.000	15
No. 1	SAN VICENTE	ARR. SAN ISIDRO	ARR. SAN ISIDRO	1208	2.000	1.970	0.077	1961 - 76	20 JUL-1974	92.80	29 OCT-1975	0.005	16
No. 1	SANTO DOMINGO	ARR. STO. DOMINGO	ARR. STO. DOMINGO	1069	7.100	6.640	0.225	1950 - 76	9 FEB-1976	217.00	Vs	0.000	26
No. 3	OJO DE AGUA	ARR. LA PURISIMA	ARR. LA PURISIMA	1388	9.280	6.690	0.294	1945 - 76	22 SEP-1962	96.40	Vs JUK-1964	0.023	12
No. 3	CASA VIEJA	ARR. LA PURISIMA	ARR. LA PURISIMA	1535	5.310		0.168	1975 - 76					1
No. 3	PIEDRAS COLORADAS	ARR. PIEDRAS COLORADAS	ARR. SAN JACINTO	125	0.449	3.590	0.014	1971 - 76	24 SEP-1975	1.55	Vs	0.000	4
No. 3	SAN JACINTO	ARR. LAS PARRITAS	ARR. SAN JACINTO	33	0.111	3.360	0.004	1945 - 76	(*)		Vs	0.000	11
No. 7	LINDERO INTERNACIONAL NORTE	RIO COLORADO	RIO COLORADO	631960	1877.000	2.970	59.500	1960 - 73	22 ENE-1916	7080.00	Vs	0.000	14
No. 7	DERIVACIONES MEXICANAS EN PRESA												
No. 7	MORELOS	CANAL ALAMO	RIO COLORADO (1)		1732.000		54.900	1960 - 73	3 AGO-1958	185.00	Vs	0.000	14
No. 7	MORELOS	RIO COLORADO	RIO COLORADO (1) (2)	631962	226.000	0.358	7.170	1960 - 73	4 ENE-1955	630.00	14 OCT-1960	0.000	14
No. 7	SANCHEZ MEJORADA	CANAL SANCHEZ MEJORADA	RIO COLORADO (1) (2)		168.000		5.330	1960 - 73	18 SEP-1963	9.63	30 ENE-1962	3.370	14
No. 7	LINDERO INTERNACIONAL SUR	RIO COLORADO	RIO COLORADO	634302	204.000	0.322	6.470	1960 - 73	19 ENE-1960	287.00	Vs	0.000	14
No. 7	PLANTA SANCHEZ MEJORADA-SAN LUIS	RIO COLORADO	RIO COLORADO (1) (2)		11.500		0.364	1960 - 64	Vs JUL-1961	8.00	Vs	0.000	5
No. 7	SISTEMA BACANORA MONUMENTOS	RIO COLORADO	RIO COLORADO (1) (2)		164.000		5.190	1960 - 63	5 AGO-1961	22.10	Vs	0.000	4
No. 7	M. C. RODRIGUEZ	RIO COLORADO	RIO COLORADO	634607	157.000	0.247	4.980	1960 - 73	19 DIC-1952	571.00	Vs	0.000	14
No. 7	PLANTA ZACATECAS	RIO COLORADO	RIO COLORADO (1) (2)		20.600		0.654	1960 - 66	27 ENE-1961	10.40	Vs	0.000	7
No. 7	EL MARITIMO	RIO COLORADO	RIO COLORADO	636498	226.000	0.355	7.170	1960 - 68	21 ENE-1960	125.00	Vs	0.000	9
No. 7	LINDERO INTERNACIONAL	RIO ALAMO	RIO ALAMO (2)	2.90	2.050	1025.000	0.065	1960 - 73	13 ABR-1946	7.31	Vs JUL-1949	0.000	14
No. 7	LINEA DIVISORIA	RIO NUEVO	RIO NUEVO (2)	767	138.000	180.000	4.380	1960 - 73	3 DIC-1962	19.60	14 MAY-1945	0.060	14

(*) NO SE PROPORCIONA EL GASTO MAXIMO POR NO PODERSE MEDIR LAS L. E. SUPERIORES A LA CAPACIDAD DEL VERTEDOR

(1) ESTACIONES DE LA C.I.L.A., SE CONSIDERAN PARA ESTAS ESTACIONES EL PERIODO 1960 - 1973

(2) LOS GASTOS EXTREMOS DE ESTAS ESTACIONES SON GASTOS MEDIOS DIARIOS

GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS EN LAS REGIONES HIDROLOGICAS Nº 1,2,3,4,5,6 y 7

109

REGION	CUENCA GENERAL	CORRIENTE	ESTACION	AREA DE LA CUENCA Km ²	M ² EN LA ENVOLVENTE	GASTO MAXIMO INSTANTANEO OBS.			PERIODO OBSERVADO	FUENTE INFORMATIVA	NOTAS
						m ³ /s	m ³ /s/Km ²	FECHA			
1	Río Tijuana	Río Tijuana	Presa Rodríguez	2547	1	460	0.181	Feb-1944	1938 - 76	S A R H	
1	Río Guadalupe	Arroyo Guadalupe	Agua Caliente	1577	2	53	0.034	10 Sep-1976	1948 - 76	S A R H	Gastos Aforados
1	Río Guadalupe	Río Guadalupe	Boquilla Santa Rosa	1953	3	39	0.020	6 Dic-1966	1962 - 76	S A R H	6
1	Arroyo San Carlos	Arroyo San Carlos	San Carlos	780	4	13	0.017	7 Dic-1966	1961 - 76	S A R H	Calculados
1	Arroyo San Isidro	Arroyo San Isidro	San Vicente	1208	5	93	0.077	20 Jul-1974	1960 - 76	S A R H	(México)
1	Arroyo Santo Domingo	Arroyo Santo Domingo	Santo Domingo	1069	6	217	0.203	9 Feb-1976	1949 - 76	S A R H	
1	Río Santa Ana	Río Santa Ana	Mentone	2189	7	2832	1.294	Mar-1938			
1	Río Los Angeles	Río Los Angeles	Dayton, Ave.	1321	8	1926	1.458	Mar-1938			
1	Río Los Angeles	Río Los Angeles	Presa No. 1	211	9	963	4.564	Mar-1938			
1	Río Los Angeles	Río Los Angeles	Long Beach	2745	10	2265	0.825	Mar-1938			
1	Río San Diego	Río San Diego	Santee	971	11	1991	2.050	Ene-1916			
1	Río San Gabriel	Río San Gabriel	Azusa	575	12	1557	2.708	Mar-1938			Gastos Aforados
1	Arroyo Little Tujunga	Arroyo Little Tujunga	Los Angeles	90	13	242	4.840	Mar-1938			6
1	Cañon Saw Pit	Cañon Saw Pit	Los Angeles	19	14	115	6.053	1889			Calculados
1	Río Tijuana	Arroyo Cottonwood	Arriba Presa Morena	311	15	435	1.399	Ene-1916			(E.E.U.U.)
1	Río Otay	Río Otay	Arriba Presa Otay	255	16	665	2.608	Ene-1916			
1	Río Sweetwater	Río Sweetwater	Cerca de Descanso	113	17	279	2.469	Ene-1916			
1	Río Sweetwater	Río Sweetwater	Cerca de Dehesa	290	18	688	2.372	Ene-1916			
1	Río Sweetwater	Río Sweetwater	Arriba Presa Sweetwater	469	19	1288	2.746	Ene-1916			
1	Río San Diego	Río San Diego	Arriba Presa Derivación	264	20	133	0.504	Ene-1916			
1	Río San Diego	Río San Diego	San Diego	1124	21	2124	1.890	Ene-1916			
2	Arroyo San Ignacio	Arroyo San Ignacio	San Ignacio	1920	1	1500	0.781	Sep-1959			Gasto Estimado
3	Arroyo La Purísima	Arroyo La Purísima	El Ojo de Agua	1388	1	96	0.070	22 Sep-1962	1945 - 75	S A R H	
3	Arroyo San Jacinto	Arroyo Piedras Coloradas	Piedras Coloradas	125					1960 - 76	S A R H	Estación de Estiaje
3	Arroyo San Jacinto	Arroyo San Jacinto	La Matanza	215	3	110	0.512	30 Sep-1976		S A R H	
3	Arroyo San Jacinto	Arroyo Las Parritas	San Jacinto	33					1945 - 76	S A R H	Estación de Estiaje
3	Arroyo La Purísima	Arroyo La Purísima	La Purísima	1642	5	5900	3.593	Sep-1959		S A R H	Gasto Estimado
3	Arroyo Carrizal	Arroyo del Triunfo	El Triunfo	62	6	590	9.516	Sep-1959		S A R H	Gasto Estimado
4	NO HAY DATOS DE		GASTOS MAXIMOS OBSERVADOS			0		ESTIMADOS			

REGION	CUENCA GENERAL	CORRIENTE	ESTACION	AREA DE LA CUENCA Km ²	Nº EN LA ENVOLVENTE	GASTO MAXIMO INSTANTANEO OBS.			PERIODO OBSERVADO	FUENTE INFORMATIVA	NOTAS
						m ³ /s	m ³ /s/Km ²	FECHA			
5	Arroyo Santa Agueda	Arroyo Santa Agueda	Santa Agueda	400	1	1500	3.750	Sep-1959	S A R H	} Gastos Estimados	
5	Arroyo de Mulegé	Arroyo de Mulegé	P. de Mulegé	350	2	750	2.143	Sep-1940	Ing. Paator		
5	Arroyo de Mulegé	Arroyo de Mulegé	Mulegé	660	3	2000	3.030	Sep-1959	S A R H		
6	Arroyo San Isidro	Arroyo San Isidro	Cerca carretera Transpeninsular	53	1	310	5.849	30 Sep-1976	S A R H	} Gastos Aforados	
6	Arroyo El Cajoncito	Arroyo El Cajoncito	Boquilla "El Cajoncito"	80	2	950	11.875	30 Sep-1976	S A R H	} 6 Calculados	
6	Arroyo San Bartolo	Arroyo San Bartolo	Cerca poblado San Bartolo	81	4	3000	36.946	30 Sep-1976	S A R H	} Gastos Estimados	
6	Arroyo Las Palmas	Arroyo Las Palmas	Cerca Carretera Transpeninsular	203	5	4100	20.197	30 Sep-1976	S A R H		
6	Río San José	Arroyo Miraflores	Cerca Carretera Transpeninsular	175	6	600	3.429	30 Sep-1976	S A R H		
7	Río Colorado	Río Colorado	Abajo confluencia Río Gila	582750	1	6683	0.011	Ene-1916		} Gastos Aforados 6 Calculados (S.E.U.U.)	
7	Río Colorado	Río Colorado	Idadero internacional Norte	631960	2	7080	0.011	Feb-1916			
7	Río Colorado	Río Gila	Florence	45973	3	3766	0.082	Feb-1891			
7	Río Colorado	Río Gila	Yuma	145040	4	6230	0.043	Ene-1916			
7	Río Colorado	Arroyo Sabino	Tucson	91	5	20	0.220	Jul-1932			

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

111

DIRECCION DE HIDROLOGIA

ESTACION HIDROMETRICA LINEA DIVISORIA INTERNACIONAL, SOBRE R. TIJUANA

M E S	1965				1966			
	GASTO MEDIO	GASTO MAXIMO	GASTO MINIMO	VOLUMEN MENSUAL	GASTO MEDIO	GASTO MAXIMO	GASTO MINIMO	VOLUMEN MENSUAL
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Miles m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	Miles m ³
Enero	0	0	0	0	0.04	2.04	0	116.0
Febrero	0	0	0	0	0.06	3.00	0	152.0
Marzo	0	0.70	0	9.7	INAP	INAP	0	1.5
Abril	0.17	4.90	0	442	0	0	0	0
Mayo	0	0	0	0	0	0	0	0
Junio	0	0	0	0	0	0	0	0
Julio	0	0	0	0	0	0	0	0
Agosto	0	0	0	0	0	0	0	0
Septiembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Octubre	0	0	0	0	0	0	0	0
Noviembre	0.52	12.90	0	1337	0.01	3.20	0	36.0
Diciembre	0.52	7.65	0	1337	1.25	67.70	0	2361
A N U A L	0.10	12.90	0	3165	0.12	67.70	0	3668
1967				1968				
Enero	0.07	7.65	0	200.0	0	0	0	0
Febrero	0	0	0	0	INAP	0.48	0	5.9
Marzo	0	0.06	0	0.2	0.09	7.70	0	245.0
Abril	0.03	2.60	0	69.7	INAP	0.11	0	3.5
Mayo	0	0	0	0	0	0	0	0
Junio	0	0	0	0	0	0	0	0
Julio	0	0	0	0	0	0	0	0
Agosto	0	0	0	0	0	0	0	0
Septiembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Octubre	0	0	0	0	0	0	0	0
Noviembre	0.06	3.03	0	148.0	0	0	0	0
Diciembre	0.19	6.57	0	511.0	0	0	0	0
A N U A L	0.03	7.65	0	928.0	0.01	7.70	0	254.0
1969				1970				
Enero	0.27	3.85	0	720.0	INAP	0.21	0	2.7
Febrero	1.79	18.20	0	4320	0.03	5.18	0	71.7
Marzo	0.97	3.99	0.13	2605	0.13	3.57	0	350.0
Abril	0.02	0.13	0	42.6	INAP	0.33	0	3.9
Mayo	0	0	0	0	0	0	0	0
Junio	0	0	0	0	0	0	0	0
Julio	0	0	0	0	0	0	0	0
Agosto	0	0	0	0	0	0	0	0
Septiembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Octubre	0	0	0	0	0	0	0	0
Noviembre	0	0	0	0	0.03	5.24	0	39.4
Diciembre	0	0	0	0	0.12	7.50	0	331.0
A N U A L	0.24	13.2	0	7683	0.03	7.50	0	819.0

1971					1972			
Enero	INAP	0.23	0	6.2	0	0	0	0
Febrero	0.01	0.75	0	21.8	0	0	0	0
Marzo	0	0.12	0	1.0	0	0	0	0
Abril	0	0.35	0	2.7	0	0	0	0
Mayo	0.02	3.60	0	47.0	0	0	0	0
Junio	0	0	0	0	0	0	0	0
Julio	0	0	0	0	0	0	0	0
Agosto	0	0	0	0	0	0	0	0
Septiembre	0	0	0	0	0	0	0	0
Octubre	0	0.20	0	1.2	0.03	3.51	0	79.3
Noviembre	0	0	0	0	0.05	3.40	0	125.0
Diciembre	0.04	2.65	0	109.0	0.12	5.83	0	311.0
A N U A L	0.01	3.60	0	189.0	0.02	5.83	0	514.0
1973					1974			
Enero	0.05	2.43	0	148.0	0.10	1.70	0	281.0
Febrero	0.18	4.98	0	429.0	0	0.01	0	1.5
Marzo	0.35	5.61	0	934.0	0.07	1.91	0	191.0
Abril	INAP	0.07	0	6.9	0.01	0.01	0	37.9
Mayo	0	0.02	0	0.5	0.01	0.04	0	24.2
Junio	0	0	0	0	0.01	0.12	0	23.9
Julio	0	0	0	0	0	0	0	0
Agosto	0	0	0	0	INAP	INAP	0	5.2
Septiembre	0	0	0	0	0.01	0.01	INAP	15.9
Octubre	0	0	0	0	0.03	1.08	0.01	87.3
Noviembre	0.01	0.95	0	23.7	0.04	0.18	0.01	96.0
Diciembre	0	0	0	0	0.07	1.99	0.01	199.0
A N U A L	0.05	5.61	0	1542	0.03	1.99	0	963.0

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE HIDROLOGIA

113

AREAS DE CUENCA DE LA REGION HIDROLOGICA No. 1

NOMBRE LOCAL DE LA C O R R I E N T E	T R A M O		AREAS EN Km ²	
	DESCRIPCION	AREA	APLUENTE	COLECTOR GENERAL
Arr. Agua Hechicera	RIO TIJUANA Hasta la confluencia al arr. las Calabazas	242		242
Arr. Las Calabazas	Hasta su confluencia al arr. Agua Hechicera	340	340	
Arr. Agua Hechicera	Hasta la confluencia al arr. las Calabazas in- cluyendo a éste			
Arr. Las Calabazas	Entre su confluencia al arr. Agua H. y la con- fluencia al arr. de la Ciénega			
Arr. Las Calabazas	Hasta la confluencia al arr. de la Ciénega			
Arr. de la Ciénega	Hasta su confluencia al arr. las Calabazas			
Arr. las Calabazas	Hasta la confluencia al arr. de la Ciénega in- cluyendo a éste			
Arr. Las Palmas	Entre las confluencias del arr. de la Ciénega y el Cañon Hondo			
Arr. Las Palmas	Hasta la confluencia del Cañon Hondo			
Cañon Hondo	Hasta su confluencia al arr. las Palmas			
Arr. Las Palmas	Hasta la confluencia al Cañon Hondo, incluyendo a éste			
Río Tijuana	Entre la confluencia del Cañon Hondo y la presa Abelardo L. Rodrí- guez			
Río Tijuana	Hasta la presa Abelardo L. Rodriguez			
Río Tijuana	Entre la presa Abelardo L. Rodríguez y la con- fluencia del arr. el Florido			
Río Tijuana	Hasta la confluencia al arr. el Florido			
Arr. El Florido	Hasta su confluencia al río Tijuana			
Río Tijuana	Hasta la confluencia al arr. el Florido, inclu- yendo a éste			
Río Tijuana	Hasta la confluencia del río Tecate			

NOTAS:

Areas en territorio de los E.U.A.
Areas en territorio de México

Aunque la Secretaría de Recursos Hidráulicos se ha esmerado por recopilar el mayor número de datos de los ríos y arroyos de las diferentes Regiones Hidrológicas, desgraciadamente no es posible por lo general, contar con este acopio de datos relativos a un río o a un arroyo en particular, como se comprende, y además, en una sección determinada de él. En estos casos, el Ingeniero tiene que valerse de medios indirectos para estimar, de la mejor manera posible, los gastos ó caudales de los ríos en avenidas, sobre todo. Dos son los métodos indirectos más usados hasta ahora en nuestro país para estimar estos caudales máximos de un arroyo o río: Las llamadas "Fórmulas de escurrimiento" y el procedimiento de "sección y pendiente".

Fórmulas de Escurrimiento

Se llama escurrimiento a la fracción de la precipitación pluvial que escurre sobre la superficie, siendo por consiguiente, la cantidad de agua para la cual se debe calcular el gasto máximo, el que a su vez depende principalmente de la intensidad de lluvia, la impermeabilidad del suelo y de las pendientes del terreno.

En las fórmulas que se dan a continuación interviene un coeficiente que depende de la clase de terreno. En cada caso, la elección del coeficiente queda a juicio del Ingeniero, el cual se valdrá no sólo de las características físicas del terreno, sino de su experiencia y buen juicio.

1.- Fórmula de BURKLI-ZIEGLER

Esta es una de las fórmulas más empleadas para el cálculo del Q máximo, y prácticamente su aplicación debe restringirse al proyecto de alcantarillas y nunca al proyecto de un puente. Dicha fórmula es:

$$Q = 0.022 C A h \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

donde

- Q = caudal ó gasto máximo de la corriente, en la sección considerada, en $m^3/seg.$
- A = número de hectáreas tributarias (menos de 250 Há.) hasta la sección de que se trata.
- S = "pendiente" del terreno, en metros por kilómetro
- h = altura de lluvia en cm/hora correspondiente al aguacero más intenso (de 10 minutos de duración total)
- C = coeficiente que depende de la clase de terreno que forma la cuenca, y tiene los siguientes valores:
- C = 0.75 para calles pavimentadas y distritos comerciales
- C = 0.30 para poblaciones con parques y calles con macadam
- C = 0.25 para terrenos de cultivo

La fórmula en cuestión ciertamente considera o toma en cuenta factores primordiales: extensión de la cuenca, pendiente media de ella y altura de lluvia en el lugar. Pero el gasto ó caudal que puede generarse en una cuenca es función de otros muchos factores: las clases de terreno, las características de la vegetación (en cuanto a volver más o menos lento el escurrimiento, no en cuanto a contribuir directamente en la abundancia o escasez de lluvias, como generalmente se supone, erróneamente), la temperatura, la humedad, la intensidad de los vientos, la forma de la cuenca, etc. En este aspecto, es más útil, en todo caso, emplear o valerse de las curvas que aparecen publicadas en los tantas veces citados "Boletines Hidrológicos", de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, como la incluida en la tabla VI- 1, que relaciona el área de las cuencas de los ríos con los gastos en metros cúbicos por segundo por cada Km^2 de área de cuenca, del Boletín No. 28. Allí mismo se consignan datos específicos para 41 es-

taciones de aforo en ríos y arroyos de la región del NW de la República.

Método de Sección y Pendiente

El estudio del escurrimento del agua en los canales y en los ríos es mucho más complicado e incierto que el estudio del escurrimento de los líquidos en las tuberías, debido a la infinita variedad de formas de los cauces y de las condiciones de la superficie de los mismos. Es prácticamente imposible lograr una descripción mecánica del fenómeno del escurrimento del agua en los ríos.

La superficie libre del agua en las corrientes naturales se encuentra a presión constante (la atmosférica), de manera que las fuerzas que determinan el movimiento del agua sólo provienen de una componente del peso de ella, de la fricción del líquido contra el lecho y las márgenes del río y de una combinación de las fuerzas internas de viscosidad y de las fuerzas de inercia.

Se ha intentado establecer fórmulas aplicables al escurrimento del agua en los ríos; pero si puede esperarse que algunas fórmulas sean aplicables a los canales, no sucede lo mismo con los ríos, salvo casos muy especiales. Si el cauce de un río tiene sección uniforme, alineamiento recto, pendiente moderada y características de rugosidad de su fondo mantenidas constantes en un tramo considerable, es de esperar que el movimiento del agua se verifique de acuerdo con las hipótesis simplificadoras que sirven de base a las fórmulas aplicables a los canales.

En general, en el movimiento de los fluidos se distinguen dos formas fundamentales de verificarse: el régimen laminar y el régimen turbulento. El régimen laminar se llama a veces escurrimento viscoso ó no sinuoso. En él, los fluidos se mueven en láminas paralelas ó capas, la velocidad de las cuales no es necesariamente la misma, y en cualquier punto de la corriente la velocidad no varía con el tiempo.

En el régimen turbulento, la velocidad en cualquier punto de la corriente puede variar, tanto en dirección como en magnitud, con el tiempo. La velocidad media puede variar de un

punto a otro de la corriente, lo mismo que en el régimen laminar.

Veamos ahora cómo se deduce la fórmula de Chezy que relaciona la velocidad media del agua en un canal con la pendiente de éste, su perímetro mojado y su área hidráulica:

Considérense dos secciones de un canal (1) y (2) a una distancia (L) una de otra; el área hidráulica del canal es (A) y su perímetro mojado es (p). La velocidad media del agua en el tramo considerado del canal, es (v).

En un tiempo infinitamente pequeño (dt) la masa de agua comprendida entre las secciones (1) y (2) experimenta un corrimiento infinitamente pequeño.

Por lo demás, las secciones (1) y (2) que eran planas antes del movimiento, no se conservan planas porque la velocidad de las venas líquidas situadas próximas a las paredes y al fondo del canal es menor que la velocidad media. Pero se admite que las secciones se conservan planas durante el movimiento

Teóricamente debería acelerarse el agua, puesto que se mueve bajando por un plano inclinado impulsada por una componente de su peso paralela a este plano (fondo del canal). La otra componente del peso es normal al fondo y queda equilibrada por la reacción del terreno.

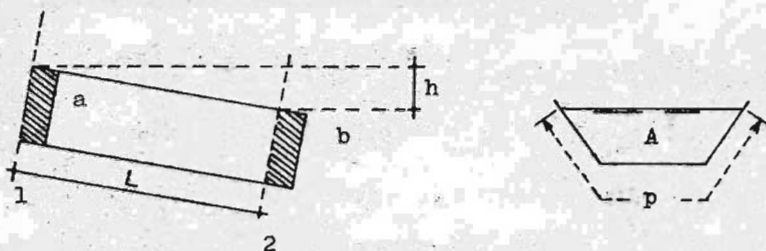
Sin embargo, la acción de las fuerzas pasivas equilibra la componente del peso del agua paralela al fondo, y la masa líquida no se acelera. Por lo tanto, su energía cinética permanece constante. Puesto que el trabajo de las fuerzas exteriores que obran sobre una masa material es igual al incremento de la energía cinética, en las condiciones que la Mecánica establece dicho trabajo es nulo en el caso que nos ocupa.

El trabajo realizado por el peso de la masa líquida inicialmente comprendida entre las secciones (1) y (2) cuando el corrimiento de éstas es (v.dt), es equivalente al trabajo efectuado por el peso de la masa de agua (a) al descender hasta la posición de la masa (b). (Se designa por (v) la velocidad media de la corriente fluida). El trabajo en cuestión vale:

$$dt = A (v \cdot dt) w h,$$

donde

- A = área de la sección recta de la corriente
 dt = intervalo infinitamente pequeño de tiempo
 w = peso específico del agua
 h = desnivel del fondo entre las secciones (a) y (b),
 que es igual al desnivel entre la superficie libre
 del líquido en ambas secciones.



Las fuerzas pasivas que se ejercen contra el movimiento dependen de la rugosidad del canal, y no de la presión, de acuerdo con ciertos experimentos de Reynolds. Si el coeficiente de rozamiento entre el agua y el fondo y las paredes del canal se designa por (γ), la fuerza total que se ejerce contra el movimiento vale:

$$F = p \cdot L \cdot \gamma$$

El trabajo elemental realizado contra esta fuerza durante el intervalo (dt), tiene por valor:

$$- p \cdot L \cdot \gamma \cdot v \cdot dt$$

Por lo tanto, debe tenerse:

$$A (v \cdot dt) w h = \gamma \cdot p \cdot L \cdot (v \cdot dt) = 0$$

$$A w h = \gamma \cdot p \cdot L$$

Según la hipótesis hecha por Chezy, el coeficiente de rozamiento (γ) es proporcional al cuadrado de la velocidad:

$$\gamma = K v^2$$

Claro está que esta hipótesis no es rigurosamente cierta y que quizá se verifique sólo dentro de determinados valores de la velocidad, pero las consecuencias que de tal hipótesis se deducen concuerdan suficientemente con la realidad, TRATAN

DOSE DE CANALES, cuando menos.

$$K v^2 p \cdot L = A w h$$

$$v^2 = \frac{A w h}{K \cdot p \cdot L}$$

Ahora bien; el coeficiente $A/p = r$ (radio hidráulico), y $h/L = s \doteq$ pendiente hidráulica. Si se designa por C el valor

$$\sqrt{\frac{w}{K}}, \quad v = C \sqrt{r \cdot s} \quad (\text{FORMULA DE CHEZY})$$

Manning estableció la fórmula empírica siguiente:

$$C = \frac{r}{n},$$

donde

r = radio hidráulico

n = magnitud que depende de las condiciones y características del canal o río.

por lo tanto:

$$v \doteq \frac{\sqrt{r}}{n} \sqrt{rs} = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

$$v \doteq \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

Es común que la fórmula anterior se designe como "Fórmula de Manning".

Reflexiónese en la forma de establecer la fórmula de Chezy. Se inclina uno a admitir que el rozamiento entre el agua y las paredes y el fondo del cauce, pueda equilibrar la componente del peso del agua paralela al fondo, UNICAMENTE SI EL TIRANTE Y LA VELOCIDAD MEDIA DEL AGUA EN EL CAUCE TIENEN VALORES INFERIORES A CIERTOS LÍMITES.

En efecto, se concibe que en un canal con tirante de agua de unos 50 cm y velocidad media de 0.30 m/seg., sea suficiente el rozamiento entre el agua y las paredes y el fondo del canal, para absorber el trabajo positivo de la gravedad al hacer que una cierta masa de agua descienda, lo que justifica que este descenso se verifique con un régimen laminar tranquilo.

Cambemos las condiciones. Considérese que la corriente

es un río torrencial, con un tirante de 6m. y velocidad de 4 m/seg. El fondo del río está formado por "boleo", cantos rodados, grava y arena; las márgenes, por grava y arena. ¿La pequeña fricción entre el agua y el lecho del río será suficiente para impedir que la masa líquida se acelere en su descenso?. Es casi evidente que este rozamiento no basta para frenar el movimiento del agua hasta hacerlo uniforme.

Probablemente lo que suceda, cuando menos en parte, es que el rozamiento frene sólo una lámina de agua de poco tirante relativo (digamos, 30 ó 60 cm.). La diferencia de velocidad entre esta capa de agua próxima al fondo y el líquido que corre encima de esta lámina, es posible que provoque un movimiento de rotación en la masa de agua que baja. Esta masa convertiría su energía potencial en energía cinética de ROTACION. Su régimen de escurrimiento se convierte, de laminar, en TURBULENTO. En forma esquemática, puede imaginarse que la trayectoria de una partícula de agua es una cicloide contenida en un plano vertical.

Si este fenómeno continúa, la velocidad de rotación crecería constantemente y alcanzaría valores muy grandes, lo que de hecho no se observa. No es absurdo imaginar que una fracción muy considerable de la energía cinética de rotación de la masa líquida del río, se absorba en trabajo de socavación, en remover el material del fondo (cantos rodados, "boleo", grava, arena), que viene así a formar parte, como quien dice, de la corriente. Un río sería, en tales condiciones, una doble corriente que se mueve en el cauce: una corriente inferior de material sólido socavado, y una corriente líquida, que es la única que el observador percibe, a menos que dirija sus investigaciones a averiguar qué fenómenos experimenta el material del fondo de los ríos durante las crecientes o avenidas.

Claro que el fenómeno es mucho muy complicado, pero la descripción anterior es plausible. Si la llamada "fórmula de Manning" a veces proporciona valores más o menos aproximados de la velocidad de un río torrencial, debe esto atribuirse a

que el coeficiente \sqrt{r} de dicha fórmula en realidad involucra fenómenos mucho más n complejos del escurrimiento líquido que los que supone la fórmula de Chezy. Desde luego, esta fórmula, como se ha visto, supone que el régimen del líquido al moverse en el canal es laminar; y el movimiento del agua de los ríos torrenciales, de altas velocidades y tirantes considerables, se verifica bajo el régimen turbulento.

A continuación se dan algunos de los valores de (n) recomendados por Horton

Corrientes Naturales	CONDICIONES		
	Buenas	Medianas	Malas
1 Limpios, márgenes rectas sin fozas ni charcos profundos:	0.0275	0.030	0.033
2 Igual a (1) pero con algo de piedra y yerba:	0.033	0.035	0.040
3 Sinuosos, con algunos charcos y escollos, limpios:	0.035	0.040	0.045
4 Igual a (3) con poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente:	0.045	0.050	0.055
5 Igual a (3) con algo de yerba y piedra:	0.040	0.045	0.050
6 Igual a (4) con secciones pedregosas:	0.050	0.055	0.060
7 Ríos lentos, cauce enyerbado o con cauce poco profundo:	0.060	0.070	0.080
8 Llanuras de inundación muy enyerbadas:	0.100	0.125	0.150

PODER DE ARRASTRE

Las siguientes consideraciones tienen por objeto estudiar

someramente el efecto que producen las corrientes en el fondo basándonos en el efecto que produce el choque del agua sobre un cuerpo. La presión dinámica del aire sobre las alas de un avión que lo mantiene en el aire es un ejemplo claro del efecto dinámico del choque de un fluido contra una pared normal a la dirección del chorro se puede calcular fácilmente.

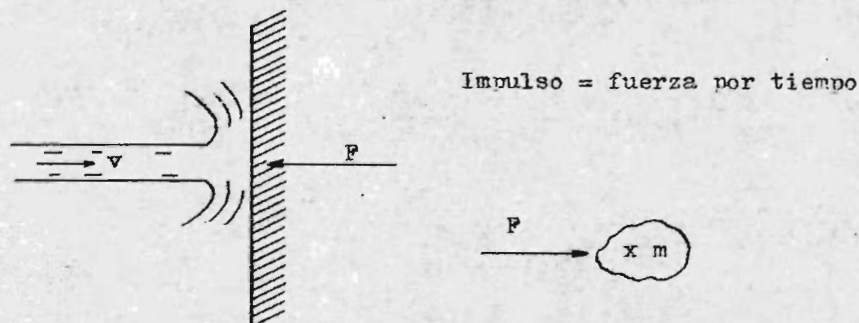


Figura 1.

Sea un cuerpo libre, de masa (m) sobre el que actúa una fuerza constante, F ; la masa se mueve con movimiento uniformemente acelerado, en dirección y sentido de la fuerza F ; llamando (γ) a la aceleración, se tiene:

$$F = m\gamma \quad \text{Impulso} = Ft = m\gamma t$$

$$\text{como } \gamma = \frac{dv}{dt} \quad dv = \gamma dt$$

Para el movimiento uniformemente acelerado, $\gamma = \text{cte.}$

$$\Delta v = \gamma \int_0^t dt = \gamma t$$

entonces:

$$Ft = m\gamma t = m\Delta v$$

El impulso es igual al incremento de la "cantidad de movimiento".

La pared reacciona contra el chorro y esta reacción es de valor igual a F . Esa reacción de la pared modifica el movimiento del chorro de agua y hace nula la velocidad del agua:

$$m = V_t \times \delta = V \frac{\omega}{g}$$

$V = A \times v$ (es el volumen de un segundo)

$V_t = A \times v \times t$ (volumen escurrido en el tiempo t)

$$\therefore m = A v t \frac{\omega}{g}$$

$$\therefore Ft = A v^2 t \frac{\omega}{g} \quad \therefore F = \frac{\omega}{g} A v^2$$

valor del empuje del agua contra la pared. En realidad, el segundo miembro debe afectarse de un coeficiente que depende de la forma del cuerpo arrastrado, como se verá después. Por ahora no es necesario introducir este "coeficiente de forma".

Es decir, el empuje es proporcional al cuadrado de la velocidad:

$$F = C_1 v^2$$

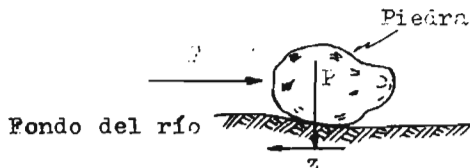


Figura 2.

La piedra representada en esta figura, y que está en el fondo del río, puede moverse o no; depende del valor del empuje F .

Suponemos que F no acelera a la piedra, sino que apenas la mueve con movimiento uniforme de velocidad v :

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (\text{Area expuesta por la piedra})$$

$$F = \frac{\omega}{g} \times A v^2 = C_1 A v^2$$

$$F = C_1 \frac{\pi d^2}{4} \times v^2 = C d^2 v^2 = F \dots (a)$$

Por otra parte, la piedra está sujeta a la acción de su propio peso (aparente) y a la fricción: según la ley de la fricción, (z) es proporcional a (F) ; existen, además, otras

fuerzas, como el "rodamiento", que las despreciamos.

$$F = \mu P$$

(μ) designa el coeficiente de fricción entre la piedra y el material del fondo.

Si se conviene en que el volumen de la piedra quede representado por (V) y su peso específico aparente (dentro del agua), por (w'), se tiene:

$$P = w' V = w' \frac{\pi d^3}{6}$$

$$F = \mu w' \times \frac{\pi d^3}{6} \dots \dots \dots (b)$$

De (a) y (b) se deduce:

$$C_1' d^2 v^2 = w' \frac{\pi d^3}{6}$$

Si se hace $\mu w' \times \frac{\pi}{6} = C_2$, se obtiene:

$$C_1' d^2 v^2 = C_2 d^3$$

$$\therefore d = \frac{C_1'}{C_2} \times v^2 \quad \text{Si} \quad \frac{C_1'}{C_2} = C_3$$

$$d = C_3 v^2$$

"El diámetro del cuerpo arrastrado es proporcional al cuadrado de la velocidad".

Vemos como varía el peso del cuerpo arrastrado:

$$P = w' \frac{\pi d^3}{6}$$

suatituyendo: $d = C_3 \times V_1^2$

$$P = w' \frac{\pi}{6} (C_3 V_1^2)^3 = C_4 V^6 \quad P = C_4 \times V^6$$

El "poder de arrastre" es el peso máximo del cuerpo que puede ser arrastrado, y es proporcional a V^6 (sexta potencia de la velocidad).

Es de enorme importancia la capacidad de arrastre debido

al aumento de la velocidad por el estrechamiento del cauce:

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{v_1^6}{v_2^6}$$

Estas consecuencias son toscamente aproximadas, puesto que hemos supuesto que las piedras son esféricas, hemos despreciado el efecto de rodamiento, etc.

A continuación se proporcionan algunos datos experimentales sobre la velocidad de arrastre de diferentes materiales.

Clase de material que constituye el lecho del río.	Velocidad de arrastre	
	mínima	máxima
Aluvión suave	menor de 0.15m/seg.	
Arena	0.30 m/seg.	0.45 m/seg.
Arcilla ordinaria	0.50 m/seg.	1.00 m/seg.
Arcilla compacta	1.50 m/seg.	2.00 m/seg.
Grava gruesa	1.00 m/seg.	2.00 m/seg.

Fórmulas de Hermanek y Siedeck .- Las fórmulas siguientes:

$$V = (30.7 \sqrt{t}).(\sqrt{t \times S}), \text{ para } t \leq 1.5 \text{ m.}$$

$$V = (34.0 \sqrt{t}).(\sqrt{t \times S}), \text{ si } 1.5 \text{ m.} < t \leq 6.0 \text{ m.}$$

$$V = (50.2 + 0.5 t).(\sqrt{t \times S}), \text{ si } t > 6.0 \text{ m.}$$

fueron establecidas por Hermanek para cauces naturales. Tienen la particularidad de no hacer intervenir coeficientes de rugosidad. En la práctica, dan resultados bastantes concordantes con las observaciones que se han hecho para comprobarlas. En estas fórmulas (t) es el tirante del agua y (S) es la pendiente hidráulica de la corriente.

Por su parte, Siedeck propone la siguiente fórmula:

$$V = \frac{t \sqrt{S}}{\sqrt{b} \times \sqrt{0.001}} = \frac{31.6 t \sqrt{S}}{\sqrt{b}}$$

en la que (b) es el ancho del río. Esta fórmula parece que da valores de la velocidad inferiores a los reales, tratándose de cauces naturales; para ríos regularizados da valores de la

velocidad muy aproximados.

PROCEDIMIENTO "DINAMICO" PARA ESTIMAR LA VELOCIDAD

Este procedimiento se basa en la estimación del empuje dinámico que ejerce el agua; y que es capaz de arrastrar materiales pétreos del fondo. Sólo puede considerarse como un sistema de muy tosca aproximación, ya que los fenómenos que trata de cuantificar son de una complicación extrema.

En síntesis, el procedimiento consiste en cuantificar el empuje dinámico del agua sobre un cuerpo sólido que está apoyado en el fondo del río, y estimar la resistencia que este cuerpo sólido ofrece a ser arrastrado. Se iguala aquel empuje con esta resistencia y se establece cierta relación entre la velocidad del agua, el diámetro del cuerpo (que se supone de forma esférica) y el peso específico aparente de éste.

He aquí el fundamento del procedimiento.

"Se han hecho varios intentos para determinar la resistencia (de un fluido) y de los coeficientes (de las fórmulas) por medios teóricos, pero sin éxito, excepto en muy contados casos especiales. Debido a la naturaleza tan complicada del problema, los datos cuantitativos sobre él obtienen por métodos experimentales, con unas cuantas excepciones notables". (Dodge and Thompson, "Fluid Mechanics" Pag. 303, Mc. Graw Hill 1937).

"por conveniencia, la fuerza ejercida por el fluido puede considerarse como la resultante de la fricción en la superficie del cuerpo, el efecto de las turbulencias, y el choque. Estas fuerzas no son independientes; así, la fricción tiene influencia en la producción de turbulencias, y estos dos efectos, a su vez, influyen en la variación de la cantidad de movimiento (choque); no obstante, se puede introducir algunas simplificaciones en el problema si se considera la importancia relativa de estos factores en cada caso particular. Por ejemplo, si se coloca una lámina delgada y plana con sus caras planas paralelas a la dirección de una corriente fluida, turbulenta, la fuerza ejercida sobre esa lámina se origina princi-

almente por la fricción en su superficie; y la variación de cantidad de movimiento (chocue) de la corriente y la correspondiente reacción de la lámina, depende sólo de las fuerzas de fricción. Si se hace girar la lámina de suerte que sus caras planas sean normales a la dirección de la corriente, la fuerza de fricción se convierte en secundaria y la causa principal de la resistencia es la generación de grandes turbulencias en los bordes de la lámina. La energía de traslación se convierte en energía de rotación por la aplicación de una fuerza que, naturalmente, está en relación con la variación de la cantidad de movimiento de la corriente. Si se coloca la lámina diagonalmente a la dirección del escurrimiento, desvía la corriente y da origen a una fuerza transversal; la importancia relativa de la fricción en la superficie y de la formación de turbulencias, depende del ángulo según el cual se coloque la lámina". (M. P. O'Brien and G. H. Hickox, "Applied Fluid Mechanics" págs. 178 y 179 Mc. Graw Hill 1937).

Se ha deducido ya la expresión:

$$E = \frac{w}{g} A v^2, \text{ en la que:}$$

w = peso específico del fluido, en kg/m^3

g = aceleración de la gravedad, en m/seg^2

v = velocidad del fluido, en m/seg .

La forma del cuerpo modifica el valor de (E), introduciendo en la expresión anterior un factor, llamado "coeficiente de forma":

$$E = C \frac{w}{g} A v^2 \dots \dots \dots (1)$$

Si se prescinde del efecto de la viscosidad, el coeficiente C es una magnitud sin dimensiones; es decir, un número.

(La fórmula (1) es la llamada "Ley newtoniana de la resistencia de un fluido").

"Podría suponerse que a igualdad de área expuesta (A), todos los cuerpos habrían de ofrecer la misma resistencia a una corriente fluida dada. Ocurre, sin embargo, todo lo contrario, y la resistencia depende en gran manera de la forma del cuer-

no. Experimentalmente se demuestra que la resistencia varía mucho con la forma del cuerpo, y que alcanza su valor mínimo cuando éste tiene forma de "Gota" con la punta hacia el lado de sotavento".

Para dar una idea más precisa de la influencia que tiene la forma de un cuerpo en la resistencia que ofrece a una corriente fluida, considérese el siguiente hecho:

"Experimentando (en un túnel aerodinámico) con un cuerpo en forma de gota ligeramente "aplanada" (preciforme), se ha encontrado que si este cuerpo tiene una área transversal (A), presenta en realidad una resistencia que es sólo $1/19$ de la resistencia que presenta un disco plano de la misma área (A). El área $A_1 = A/19$ es lo que se llama el "área perjudicial del cuerpo".

El coeficiente C es, pues, de máxima y capital importancia para el cálculo del empuje que una corriente fluida ejerce sobre un cuerpo sumergido en dicha corriente.

Si se trata de cuerpos irregulares en su forma, como en el caso de los guijarros, de los cantos rodados, y otros materiales arrastrados por el agua en ríos y arroyos, se comprende que el valor del coeficiente C es muy incierto, tanto más que los experimentos hechos se refieren a cuerpos geométricos regulares (esferas, elipsoides, prismas, etc.). Sin embargo, para las aplicaciones prácticas, con la precisión que es de esperarse del procedimiento, parece acertado suponer $C = 0.21$, tratándose de piedras que se arrojan en su forma a una esfera o a un elipsoide de revolución. (Según los experimentos de A. Frank, en el aire, para "elipsoides apuntados" $C = 0.2$ - Vittenbauer, "Problemas de Mecánica General y Aplicada", T. III, pág. 358").

Si se está, pues, en posibilidad de calcular el valor del empuje que aproximadamente experimenta un guijarro por efecto de la corriente dada, ocurre preguntarse si ese empuje es suficiente para arrastrarlo. Basta para ello considerar las fuerzas que obran sobre el guijarro.

so específico "aparente" y el diámetro de la piedra.

El procedimiento indicado, da resultados que concuerdan bastante con los valores dados por las fórmulas habituales, para el caso de altas velocidades. Más es susceptible de mejorarse haciendo observaciones sistemáticas en el campo y en el laboratorio, no se pretende que se perfecto, sino útil en algunos casos, cuando menos.

Estimación del caudal por los métodos de sección y pendiente

Ya sea que se use la fórmula de Manning:

$$v = \frac{r^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

o cualquiera de las de Hermanek ó Siedeck, es necesario medir la pendiente hidráulica (S) que figura en todas estas fórmulas, para calcular la velocidad. Conocida ésta, el caudal ó gasto de la corriente se calcula por la evidente relación:

$$Q = A \cdot V ,$$

siendo:

A = El área hidráulica de la sección considerada

V = Velocidad media calculada

En avenidas, la pendiente de la superficie libre del agua (pendiente hidráulica) es sensiblemente igual a la pendiente geométrica del eje del río a lo largo del curso de éste. Por ello, para fines de estimación de la velocidad del agua en crecientes, es suficientemente preciso medir esta pendiente del fondo del río. En consecuencia, el Ingeniero debe levantar el perfil longitudinal del fondo del río en la zona en que pretenda hacer el aforo. Se recomienda que la longitud de este perfil longitudinal no sea menor de 500 m.

Por otra parte, debe levantarse secciones transversales del río, en cada una de las cuales se indica el nivel de las aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.), el nivel de las aguas mínimas (N.A.Mín.) y el nivel de las aguas máxi-

mas ordinarias (N.A.M.E.).

Desde luego, conviene que el tramo del río que se elija para tomar estos datos de sección y pendiente, tenga un alineamiento sensiblemente recto, sección constante y que el fondo no tenga rávidas ni resaltos en dicho tramo.

Por excepción podrá el Ingeniero determinar con precisión el N.A.M.E., ya sea por las basuras que se atorán en los arbustos o en los árboles próximos al río, por huellas de humedad en las márgenes ó en construcciones cercanas, etc. Por regla general, el Ingeniero tendrá que atenerse a la información de los moradores de la región, que no siempre son precisos ni concordantes.

Supuesto que el encargado de hacer el estudio de campo puede conocer el N.A.M.E. con más o menos exactitud, hay un fenómeno que no siempre se toma en cuenta al estudiar la velocidad y el gasto de los ríos durante las avenidas, y que puede ser causa de que los valores calculados para estas magnitudes difieran enormemente de la realidad: LA SOCAVACION.

Si la sección ó las secciones hidráulicas que se estudian en el estiaje permanecen constantes durante las avenidas, la aplicación de las fórmulas para calcular la velocidad y el gasto es lícita, partiendo del área hidráulica y del perímetro mojado que se han medido. Es decir: el método es aplicable a verdaderas "secciones de control".

Pero si la velocidad alcanzada por la corriente durante las avenidas es capaz de socavar el fondo, evidentemente las fórmulas tendrán que aplicarse a la sección socavada, NO A LA SECCION DE ESTIAJE.

METODO DE LEBEDIEV PARA PREDECIR LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

Existen varios métodos para predecir el valor del gasto máximo que puede presentarse en una sección de un río; pueden subdividirse en dos grupos: métodos empíricos y métodos probabilísticos.

La predicción del gasto máximo con métodos probabilísticos se puede hacer directamente, basándose en los datos de escurrimiento, o bien, utilizando datos de precipitación y después efectuando una transformación de precipitaciones a escurrimientos, por ejemplo, con el método del hidrógrafo unitario.

Los métodos empíricos, entre los que se encuentra el de Creager, gozan de una mayor difusión y popularidad que los probabilísticos, pues su aplicación es más sencilla y expedita; sin embargo, los segundos permiten obtener valores más precisos (si la expresión se puede usar). Entre los segundos se encuentran el método de Gumbel y el método de Lebediev.

Mediante la aplicación del método de Lebediev se puede determinar el gasto máximo probable que puede presentarse con una frecuencia de "f" años, a partir de los gastos "Qi" máximos anuales instantáneos registrados durante un número "N" de años de observación. La hipótesis principal, en la que este método se basa, consiste en suponer a los gastos máximos anuales como una variable aleatoria del tipo III de Pearson.

El gasto máximo de diseño probable está dado por la suma del gasto Q_m instantáneo máximo probable más otra cantidad dada por la amplitud del intervalo de confianza, que nos indica la magnitud del error que se pueda cometer al valuar Q_m

$$Q_d = Q_{m\max} + \Delta Q \quad \text{-----} \quad (1)$$

donde Q_m está dado por

$$Q_{m\max} = Q_m (K_{Cv} + 1) \quad \text{-----} \quad (2)$$

y la amplitud del intervalo de confianza

$$\Delta Q = \pm \frac{A \cdot E_r \cdot Q_{m\max}}{JN} \quad \text{-----} \quad (3)$$

ya que se desea obtener el gasto más desfavorable para el diseño, siempre se tomará en cuenta el signo positivo.

Los términos que aparecen en las fórmulas (2) y (3) valen

$$Q_m = \frac{\sum_1^N Q_i}{N} \quad (\text{gasto medio}) \quad \text{-----} \quad (4)$$

donde Cv coeficiente de variación que se obtiene de

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_1^N \left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^2}{N}} \quad \text{-----} \quad (5)$$

donde

K coeficiente que depende de Cs y P (en %) escogido para que se repita el gasto de diseño. Su valor se encuentra en las tablas I a, b y c.

N años de observación

Qi gastos máximos anuales observados

Cs coeficiente de asimetría dado por la fórmula

$$Cs = \frac{\sum_1^N \left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^3}{N Cv^3} \quad \text{-----} \quad (6)$$

cuando el número de años de observación es grande (40)

Si se cuenta con pocos años de registro se puede utilizar la recomendación de Lebediev, quien aconseja utilizar

Cs = 2 Cv para corrientes producidas por deshielo

Cs = 3 Cv para corrientes producidas por tormentas

Cs = 5 Cv para corrientes producidas por tormentas en cuencas ciclónicas

Entre estos valores y el dado por la fórmula (6) se escoge el mayor

P probabilidad o frecuencia relativa, en porcentaje dado por

$$P = \frac{1}{f} \times 100 \quad \text{-----} \quad (7)$$

f = período de retorno en años (años para los cuales se de sea conocer el gasto máximo)

A = coeficiente que en promedio vale 1 y que varia entre

0.7 para ríos con muchos años de registro (40) a 1.5 para ríos que por primera vez se estudian

E_r = coeficiente que depende de C_v y P , se encuentra en la figura I

Para determinar el gasto de diseño máximo probable que con una frecuencia N de años puede presentarse en algún punto sobre un río, se recomienda formar una tabla con los encabezados que se presentan, donde las dos primeras columnas son datos extraídos de un boletín hidrológico.

Años de Observación	Gasto máximo instantáneo	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$\left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^2$
---------------------	--------------------------	-------------------	-----------------------	--

Los pasos a seguir son los siguientes:

- 1° se obtiene Q_m con la fórmula (4)
- 2° se obtiene C_v con la fórmula (5)
- 3° se obtiene C_s (mayor valor entre la fórmula (6) y los recomendados por Lebediev)
- 4° se obtiene P con la fórmula (7)
- 5° de la tabla Ia, ó b, ó c, con los valores de P y C_s se obtiene K
- 6° de la figura I, para un P y C_v se obtiene E_r
- 7° substituyendo los valores encontrados en las fórmulas (2) y (3) y éstos a su vez en (1), tendremos el gasto máximo de diseño.

TABLA 1a K - VALORES

Cs	P, en por ciento																				Cs		
	0.01	1.10	0.50	1	2	3	5	10	20	23	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
0.00	1.72	3.09	2.53	2.33	2.02	1.68	1.64	1.28	0.34	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.34	-1.23	-1.64	-1.23	-2.33	-3.09	0.00
0.05	1.03	2.16	2.62	2.33	2.06	1.20	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.28	-0.52	-0.68	-0.34	-1.23	-1.62	-1.66	-2.29	-3.02	0.05
0.10	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.34	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.35	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.93	0.10
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.83	0.65	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.35	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.20	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.33	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.35	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.20
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.13	1.93	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.35	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.30	4.38	3.52	2.88	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.35	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.30
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.35	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.40	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.35	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.34	0.40
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.35	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.50	4.83	3.81	3.04	2.63	2.31	2.03	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.09	-0.33	-0.58	-0.71	-0.35	-1.22	-1.49	-1.66	-1.99	-2.40	0.50
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.35	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.60	5.05	3.98	3.13	2.75	2.36	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.35	-1.20	-1.45	-1.61	-1.89	-2.27	0.60
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.35	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.70	5.23	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.35	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.70
0.75	5.33	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.35	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.80	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.35	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.80
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.35	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.90	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.35	-1.15	-1.33	-1.47	-1.66	-1.90	0.90
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.35	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.00	5.93	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.35	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.00
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.35	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.10	6.18	4.67	3.53	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.35	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.10
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.34	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.20	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.34	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.20
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.34	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.30	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.34	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.30
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.34	-1.05	-1.18	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.40	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.33	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.40
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.32	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.50	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.29	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.32	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.50
1.55	7.20	5.38	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.28	-0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.32	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.60	7.31	5.47	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.32	0.68	0.46	0.28	-0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.31	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.60
1.65	7.42	5.54	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	-0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.31	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.70	7.53	5.59	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	-0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.31	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.70
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	-0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.30	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABLA Ib K - VALORES

Cs	P, en porcentaje																					Cs	
	7.01	7.10	7.50	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99		99.9
1.30	7.76	5.84	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.940	-1.020	-1.060	-1.090	-1.110	1.80
1.35	7.67	5.79	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.930	-1.000	-1.040	-1.060	-1.080	1.85
1.40	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.920	-0.980	-1.010	-1.040	-1.050	1.90
1.45	8.10	5.34	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.03	-0.03	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.910	-0.960	-0.990	-1.020	-1.020	1.95
1.50	8.21	5.21	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.900	-0.950	-0.970	-0.990	-1.000	2.00
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.890	-0.932	-0.950	-0.967	-0.976	2.05
2.10		6.04	4.31	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.10
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.20		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.20
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.62	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.30		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.30
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.40		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.40
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.50		6.50	4.60	3.92	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.50
2.55		6.58	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.60		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.60
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.70		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.70
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.727	2.75
2.80		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.80
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.90		7.00	4.81	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.690	-0.690	2.90
2.95		7.05	4.83	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.679	-0.679	2.95
3.00		7.10	4.85	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.00
3.05		7.16	4.93	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.10		7.21	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.10
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.635	-0.636	-0.636	3.15
3.20		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.20
3.25		7.43	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.30		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.07	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.30
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.40		7.55	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.40
3.45		7.58	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.50		7.64	5.25	4.21	3.15	2.66	1.93	1.04	0.29	0.09	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.50

IIb. S O C A V A C I O N

Una de las causas más importantes que provocan la falla que se produce al pie de las pilas y estribos de un puente en el cruce de un río, es sin duda la SOCAVACION. La magnitud de esta socavación está relacionada con otras erosiones que se producen en los cauces naturales de los ríos, los que dependen de las características de la corriente y de las propiedades de los materiales del fondo.

Este fenómeno, representa uno de los principales problemas que debe analizarse con el mayor cuidado en el estudio de campo del proyecto de un puente, ya que en muchas ocasiones no es factible alcanzar un manto rocoso en el que se puedan apoyar las pilas y estribos, y las erosiones pueden ser de tal magnitud que revasen el desplante de estas estructuras y provoquen la falla total del puente.

Cuando ocurre una avenida en un río, se producen alteraciones en la corriente, en el fondo y orillas del cauce. Los cambios que sufre la forma del cauce se deben a la mayor capacidad que tiene la corriente para arrastrar el material sólido del fondo, que es levantado con más facilidad y sostenido en suspensión durante un cierto tiempo, de tal manera que al pasar la creciente es depositado nuevamente. Una vez que el nivel de agua ha descendido, se nota que el fondo se encuentra a la misma altura, y además que su posición en general se ha mantenido salvo en algunos lugares donde el cauce principal ha cambiado de lugar. El fenómeno es más notorio en zonas donde se tengan reducciones de área útil, como sucede en los cruceros de los puentes, donde se construyen pilas, estribos y terraplenes de acceso.

Para determinar la socavación general se utiliza el criterio propuesto por Lischvan - Lebediev. Al aplicar su método, ellos hacen una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos y de los materiales de que están formados.

La primera clasificación consiste en determinar si existe un cauce principal definido, es decir, con orillas bien marcadas, por donde hay arrastre de fondo constante (fig. 1),

o si es indefinido, o sea que existe una superficie casi plana sobre la que el río escurre por varias partes al mismo tiempo (fig. 2).



Fig. 1 Sección de un río con cauce principal definido

- (a) cauce principal, con franca arrastre de material
- (b) cauce de avenidas, en algunas ocasiones cubierto con algo de vegetación
- (1) nivel de aguas mínimas ordinarias
- (2) nivel de aguas máximas ordinarias



Fig. 2 Sección de un río con cauce principal indefinido

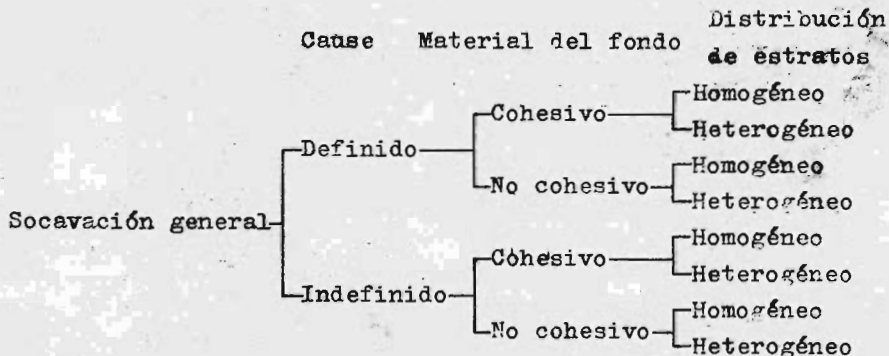
- (a) posible cauce principal
- (1) nivel de aguas mínimas
- (2) nivel de aguas máximas ordinarias

Una segunda clasificación toma en cuenta la naturaleza del material del fondo: cohesivos como limos y arcillas y

no cohesivos como arenas, gravas, etc.

En el estudio de la socavación general se considera además la distribución del material en el subsuelo, ya sea en forma homogénea o heterogénea.

De acuerdo con lo explicado, las condiciones que hay que tomar en cuenta al realizar el cálculo aparecen condensadas a continuación.



2.1. Socavación general en cauces definidos

La determinación de la erosión se hace con el siguiente criterio: al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce, siendo mayor en la sección de cruce del puente, por ser generalmente menor el área útil en esos lugares. El aumento de velocidad provoca una mayor capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo. Al descender el fondo aumenta poco a poco el área hidráulica, se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, hasta el momento en que se alcanza un estado de equilibrio.

Ese equilibrio existe cuando son iguales la velocidad media real de la corriente " V_r ", y la velocidad media que se requiere para que un material de características dadas sea arrastrado " V_e ". Para suelos NO COHESIVOS esta última no es la velocidad de inicio de movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generaliza

do de material del fondo. Para suelos COHESIVOS, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas.

La primera velocidad está dada en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La segunda en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente; para valuarla, lo que se va a tomar en cuenta es:

para materiales no cohesivos, el diámetro medio de las partículas del suelo

para materiales cohesivos, el peso específico del material seco.

2.1.1. Socavación general para suelos cohesivos

El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar bajo un puente, al pasar una avenida con un gasto de diseño Q_d , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los cálculos subsecuentes se requiere conocer Q_d y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección de estudio.

El gasto máximo de diseño se determina a partir de los datos consignados en un Boletín hidrológico, así como las características físicas de la cuenca, mediante la aplicación de un método empírico, estadístico, o bien por medio del hidrógrafo unitario.

La elevación que alcanza la superficie libre del agua para ese gasto, se obtiene de la curva elevaciones-gasto, para la sección considerada.

El valor de la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por

$$V_e = 0.60 \cdot \gamma_s^{1.18} \beta H_s^x \quad (1)$$

donde

H_s tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar el material

- x exponente variable que está en función del γ_s , el cual se encuentra en la tabla II. Ahí mismo se indica el valor de $1/(1+x)$ y el de x cuando el material de fondo no es cohesible; en este último caso x es función del diámetro medio de los granos
- β coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor aparece en la tabla I
- γ_s peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , ton/m^3

T A B L A I

Valores del coeficiente β

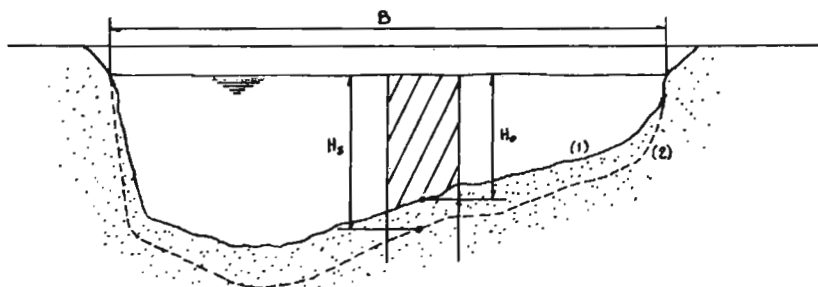
Probabilidad, en porcentaje, de que se presente el gasto de diseño	coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

T A B L A II

Valores de x y $1/(1+x)$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	Dm (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	Dm (mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.33	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.36	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

La variación de la velocidad media V_r de la corriente, en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede ser obtenido analizando una franja vertical de la sección transversal (fig. 3). La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto unitario en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

Fig. 3 Variables para el cálculo de V_r

- B ancho de la superficie libre
 H_o tirante en el punto P antes de la erosión
 H_s tirante supuesto, para el cual se desea conocer el nuevo valor de la velocidad
P punto cualquiera en el cual se desea conocer el cambio de velocidad al aumentar el tirante
- (1) perfil antes de la erosión
 - (2) perfil de equilibrio al terminar la erosión

Partiendo de la figura anterior y utilizando la fórmula de Manning, tenemos que el gasto de diseño está dado por la siguiente expresión:

$$Q_d = \frac{\mu}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad (2)$$

donde

- Q_d gasto de diseño
 B_e ancho efectivo de la superficie libre, que es igual al ancho total menos el ancho de las pilas (cuando la corriente incide normal al eje de las pilas). Más adelante se indicara cómo encontrar el valor de B_e que debe ser tomado en cuenta, cuando la corriente forma un ángulo cualquiera con el eje de las pilas
 H_m tirante medio de la sección; el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho B_e
S pendiente del gradiente hidráulico
n rugosidad
 μ coeficiente de contracción necesario para afectar el valor de Q_d , debido a las turbulencias que se forman cerca de pilas y estribos, el cual se encuentra tabulado en la tabla III

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección, $\frac{1}{n} S^{1/2}$ es constante para cualquier punto y se denominará α , por lo tanto la expresión anterior quedará de la siguiente manera:

T A B L A III

Coefficiente de contracción *A*

Velocidad media en la sección en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.96	0.97	0.93	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2.00	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.50	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.50	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
6 mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

$$Q_d = \alpha H_m^{5/3} B_e$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e} \quad (3)$$

Ahora bien en la franja en estudio, al incrementarse H_0 y alcanzar un valor cualquiera H_g , la velocidad disminuye a otra nueva que es la real de la corriente (V_r), y vale

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_g} \quad (4)$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de V_r , velocidad de la corriente capaz de producir arrastre, y V_e velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, sean iguales.

$$V_e = V_r \text{ condición de equilibrio}$$

2.1.2. Socavación general para suelos no cohesivos

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos formados por granos sueltos, arenas a boleas, V_r tiene el mismo valor que para los suelos cohesivos; en cambio V_e está expresado por

$$V_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x \quad (5)$$

d_m diámetro medio de los granos del fondo, obtenidos según la expresión, en mm

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i \quad (6)$$

donde

d_i diámetro medio de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza, mm
 p_i porcentaje del peso de esa misma porción, comparada con el peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser necesariamente iguales entre sí.

2.1.3. Cálculo de la profundidad de socavación en suelos homogéneos

Quando se trata de suelos homogéneos, la determinación de la profundidad de equilibrio está dada por una simple expresión, cosa que no sucede con los suelos heterogéneos. Únicamente se distinguen dos condiciones diferentes, según sea el material cohesivo o no.

a) Suelos cohesivos. Condición de equilibrio $V_e = V_r$ donde V_e está dada por la fórmula 4 y V_r por la 1.

$$0.60 \beta \gamma_s^{1.18} H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s^{1+x} = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}}$$

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \beta \gamma_s^{1.18}} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (7)$$

b) Suelos no cohesivos. En este caso V_e está dada por la fórmula 5. Condición de equilibrio $V_e = V_r$

$$0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (8)$$

En la fig. 4 se indican seis puntos P_i del perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, para los cuales se requiere determinar el valor que alcanzará la socavación. Esa profundidad llega hasta el punto R_i correspondiente para cada uno de ellos. Al unir todos los puntos R_i calculados, se obtiene el perfil teórico máximo

que se puede alcanzar después de la erosión en esa sección.

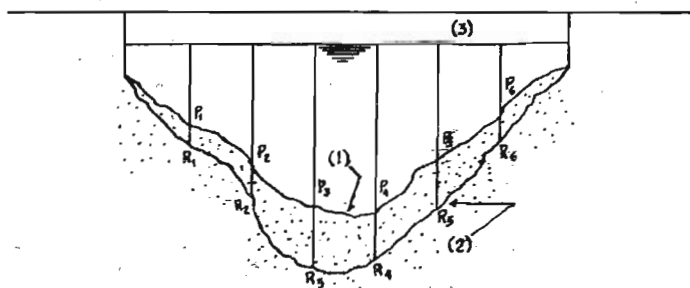


Fig. 4 Erosión en un suelo homogéneo

P_i puntos estudiados, antes de la erosión

R_i puntos teóricos que se alcanzan durante la erosión

(1) perfil transversal antes de la erosión

(2) perfil transversal después de la erosión

(3) nivel de aguas máximas

2.1.4. Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos heterogéneos.

Se conoce como suelos heterogéneos aquellos que están compuestos por más de dos materiales distintos, cualquiera que sea su diferencia, y que se encuentren en estratos o capas diferentes. Cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio se puede obtener analíticamente, a base de tanteos, o mediante un método semi-gráfico.

Método analítico por tanteos. Escogido un punto P_i para el cual se desea calcular la posible socavación, y conocida la distribución geológica bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las fórmulas 7 u 8, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia capas más profundas. En el primer estrato donde se cumpla que la profundidad H_e calculada caiga dentro de él, esa profundidad es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite por varios puntos de la sección (fig. 5), que al ser unidos, darán el perfil teó-

rico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

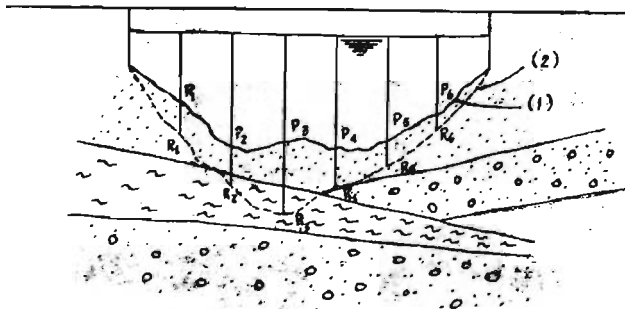
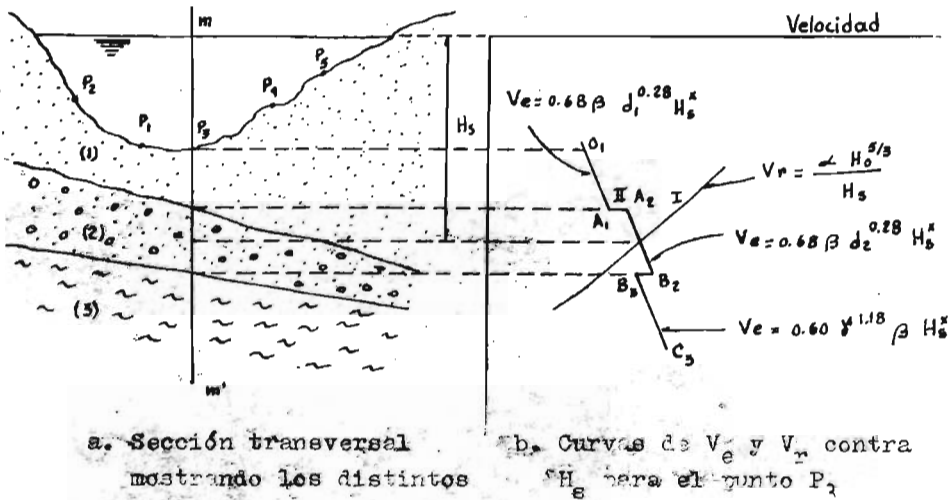


Fig. 5 Erosión en un suelo heterogéneo

- arena
- arena con grava
- limo
- P_i puntos bajo estudio
- (1) perfil transversal antes de la erosión
- (2) perfil transversal después de la erosión

Método semi-gráfico. Se considera un punto P_i cualquiera a una profundidad inicial H_0 , cuyo estado geológico se conoce. Una vez que se conocen las profundidades de las fronteras entre los diferentes estratos, se encuentra V_e con la ayuda de las fórmulas 1 ó 5 para cada estrato, en las correspondientes fronteras entre ellos. A continuación, para distintas profundidades escogidas arbitrariamente, se determina el valor de V_r dado por la fórmula 4.

Terminadas las operaciones anteriores, se llevan esos valores a un sistema de ejes coordenados de velocidades contra profundidades H_s , y se dibujan las curvas para V_e y V_r . El punto de intersección de estas curvas indica la profundidad de equilibrio de la erosión y la velocidad media a la que se obtiene. En la figura 6 se muestra esquemáticamente para un solo punto P la erosión que éste sufre.



a. Sección transversal mostrando los distintos estratos

b. Curvas de V_e y V_r contra H_s para el punto P_1

Fig. 6 Método semi-gráfico.

- H_s profundidad
 mm' vertical para el punto P_3
- I curva que indica la variación de V_r con respecto a la profundidad
- II curva que indica la variación de V_e con respecto a la profundidad, tomando en cuenta el material del fondo. Esta curva fue obtenida de calcular V_e en O, A, B y C para ambos materiales de la frontera. Así, para el punto A, por ejemplo, se obtuvo una V_e para el material 1 (arena) indicado en la figura 6b por el punto A_1 , y una V_e para el material 2 (arena y grava) indicado por el punto A_2 , etc.

2. Influencia de la rugosidad

Lo anteriormente expuesto consideraba que la rugosidad del fondo era uniforme en toda la sección transversal. En muchas ocasiones existe una diferencia grande entre el coeficiente de rugosidad del cause principal y el de avenidas, debido principalmente a que en el segundo existen muchas veces algo de vegetación y a que los tirantes son menores. En ca-

En los extremos, la rugosidad puede variar entre un claro y otro de los formados entre las pilas del puente.

En todos esos casos, es necesario valuar el coeficiente para cada cauce o para cada claro, el cual estará dado por

$$\alpha_i = \frac{Q_i}{H_i^{5/3} B_{ei} \mu} \quad (9)$$

En la ecuación anterior

B_{ei} ancho efectivo. Si la corriente incide paralelamente al eje de las pilas, esa longitud será la del tramo considerado menos el espesor de las pilas que están dentro de él. Cuando la corriente incida con un cierto ángulo ϕ contra el eje de las pilas (fig. 7), la expresión más general para calcular el ancho efectivo, cuando las pilas son rectangulares o se pueden asimilar a esa figura, es:

$$B_{ei} = (B - \sum b_i) \cos \phi - (n + 1 - N) a \sin \phi \quad (10)$$

a largo de la pila

Si el tramo B considerado, es el claro comprendido entre dos pilas, la fórmula 10 se expresa como

$$B_e = B \cos \phi - a \sin \phi \quad (11)$$

$\sum b_i$ suma de los anchos de las pilas dentro del tramo indicado por B

H_i profundidad media, en metros, en el tramo considerado

n número de caras de las pilas dentro del intervalo B . como ejemplo, en el caso de la fig. 7 son seis

N número de pilas consideradas al tomar en cuenta n

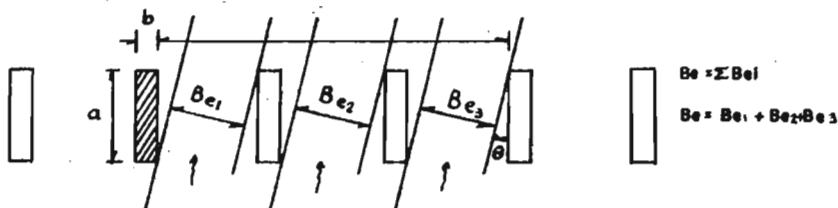


Fig. 7 significado de B_e

Reducción del ancho efectivo debido al esviajamiento de la corriente en el cruce. Cuando la forma de la pila no es rectangular, se puede encontrar B_e gráficamente. Se trazan las líneas que indican la dirección de la corriente, tangentes a las pilas, y se miden los claros que dejen

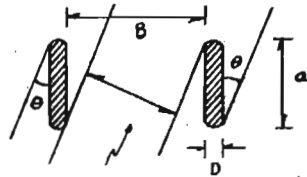


Fig. 8 Obtención gráfica de B_e

Q_i gasto de agua, $m^3/\text{seg.}$, que pasa bajo el tramo i y que se calcula mediante la expresión

$$Q_i = \frac{Q_d A_{ei} C_i \sqrt{H_i}}{\sum_i^n (A_{ei} C_i \sqrt{H_i})} \quad (12)$$

$\sum_i^n (A_{ei} C_i \sqrt{H_i})$ suma del producto indicado y que se ha calculado para todos los tramos bajo el puente

A_{ei} área hidráulica, m^2 , de cada tramo considerado antes de la erosión, es decir, el área hidráulica menos el área de la sección transversal de las pilas que están bajo la superficie del líquido. Si la corriente incide con un ángulo ϕ contra el eje de las pilas, el área que deberá tomarse en cuenta es

$$A_{ei} = A_{neta} \cos \phi \quad (13)$$

C_i coeficiente de rugosidad de Chezy. puede ser encontrado a partir de la expresión dada por Manning

$$C_i = \frac{H_i^{1/6}}{n_i} \quad (14)$$

n_i coeficiente de rugosidad de Manning en el tra-

mo en estudio

Otra expresión más útil para valuer C_i es

$$C_i = 18 \log \frac{6H_i}{k} \quad (15)$$

- k radio de las esferas que producen la misma rugosidad que el fondo, por lo que en fondos de arena, grava, etc., será igual al radio de los granos o a la amplitud de las dunas, si es que se han formado

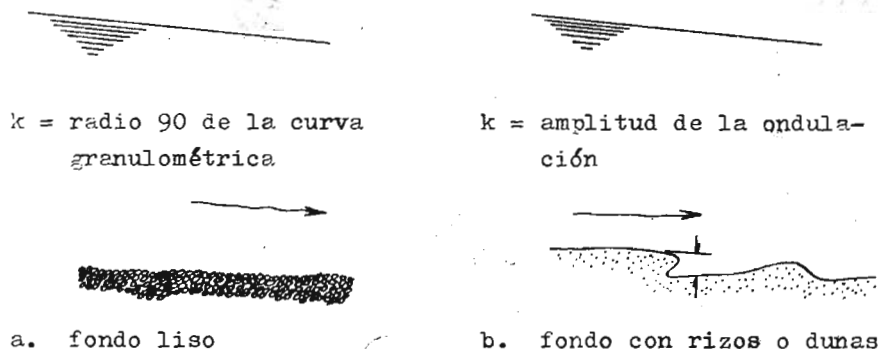


Fig. 9 Significado físico de k

Una vez conocido el valor de α_i para cada tramo, el valor de la erosión se calculará en forma similar a la descrita, sustituyendo ese valor en las fórmulas 7, 8 y 4 según sean las características del material del fondo.

2.3. Cálculo de la socavación general en cauces indefinidos

Cuando un río carece de un cauce bien formado, por ejemplo aquellos que tienen más de dos corrientes pequeñas que se cruzan entre sí, y esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad, se tiene una actividad erosiva más reducida. En estos ríos se cumplen las siguientes condiciones

$$\frac{v}{v_c} \leq 0.25 \quad (16)$$

donde

- Q_a gasto sumado que pasa por todos los cauces
 Q_p gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje y que llamaremos cauce principal

La segunda condición es

$$\frac{B_o}{B_r} = 0.80 \quad (17)$$

donde

- B_o ancho del cauce para un nivel normal del agua
 B_r ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas

Para el cálculo de la socavación general en cauces no definidos, no se toma en cuenta V_e ; sino una velocidad, V_c , denominada no erosionable, la cual depende también del material del fondo y del tirante de la corriente. Los valores de V_c se encuentran anotados en la tabla IV para materiales no cohesivos y en la tabla V para materiales cohesivos.

En términos generales la velocidad V_c para cualquier profundidad está dada por

$$V_c = V_{cl} H^{0.2} \quad (18)$$

donde

- H profundidad, en m, que se ha alcanzado en el punto en estudio
 V_{cl} velocidad no erosionable máxima, en m/s, cuando el tirante es de 1m. El valor de V_{cl} también depende del material del fondo, y se obtiene de las tablas IV y V, en la columna correspondiente a $H = 1m$.

2.3.1. Cálculo de la profundidad de la socavación para cauces no definidos con materiales homogéneos

Cuando el fondo está formado por material homogéneo, el equilibrio se obtiene si $V_c = V_r$

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} = V_c$$

$$H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_c} \quad (19)$$

donde V_c se toma de las tablas IV y V o bien, si se sustituye V_c por el valor expresado en la fórmula 18

$$H_s = \frac{H_o^{5/3} \alpha}{V_{cl} H_s^{0.20}}$$

$$H_s = \left[\frac{H_o^{5/3}}{V_{cl}} \right]^{0.833} \quad (20)$$

2.3.2. Cálculo de la profundidad de la socavación para cauces no definidos formados por materiales heterogéneos

Para un suelo heterogéneo y un suelo geológicamente estratificado, la profundidad de la erosión general en una vertical cualquiera de la sección transversal se obtiene mediante cualquiera de los dos procedimientos descritos al tratar los cauces definidos. Tanto en el método de tanteos como en el semigráfico las expresiones a tomar en cuenta son

$$V_c = V_r$$

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$V_c = V_{cl} H_s^{0.20}$$

2.4 Efecto en la socavación cuando la corriente arrastra mucho material en suspensión

Para cauces formados por materiales no cohesivos, y cuando por las condiciones de aguas arriba la corriente arrastra en suspensión materiales arcillosos o limosos, se tiene una reducción en la profundidad de la socavación para la misma velocidad media. Esto puede ser debido a que para levantar una partícula cualquiera, se necesita un cierto grado de turbulencia. Esta, a su vez, es función de la velocidad de la corriente dividida entre la viscosidad cinemática del líquido. Cuando este trae mucho limo o arcilla en suspensión, aumenta su peso específico y su viscosidad, con lo que disminuye el grado de turbulencia de la corriente. Por lo tanto, si para un tirante dado se desea tener una condición que provoque la misma erosión que en el caso de aguas más limpias, se requiere que la velocidad media aumente. Eso se toma en cuenta al introducir en la fórmula 5 el coeficiente ψ que depende del valor de γ'_m de la mezcla agua - materiales en suspensión.

$$V_e = 0.68 d_m^{0.28} H_s^x \psi \beta \quad (21)$$

Esto hace que para suelos homogéneos, la fórmula 3 se exprese

$$H_s = \left[\frac{\propto H_o^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \psi \beta} \right]^{1/1+x} \quad (22)$$

T A B L A VI
Valores del coeficiente ψ en función de γ'_m

γ'_m (ton/m ³)	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

T A B L A IV

Velocidad media del flujo para iniciar el movimiento de las partículas en succion granularen (m/s)

Diámetro medio de las partículas (mm)	Profundidad media del flujo (m)					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	Más de 10
0.005 - 0.05	0.15 - 0.2	0.20 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
0.05 - 0.25	0.20 - 0.35	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
5.0 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.55	1.50 - 1.85	1.65 - 2.00	2.00 - 2.30
25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	3.60 - 4.00
75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
300 - 400	4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.95 - 5.30	5.30 - 5.50	5.50 - 6.00	6.00 - 6.20
400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20

IIC. SOBREELEVACION

SOPREELEVACION

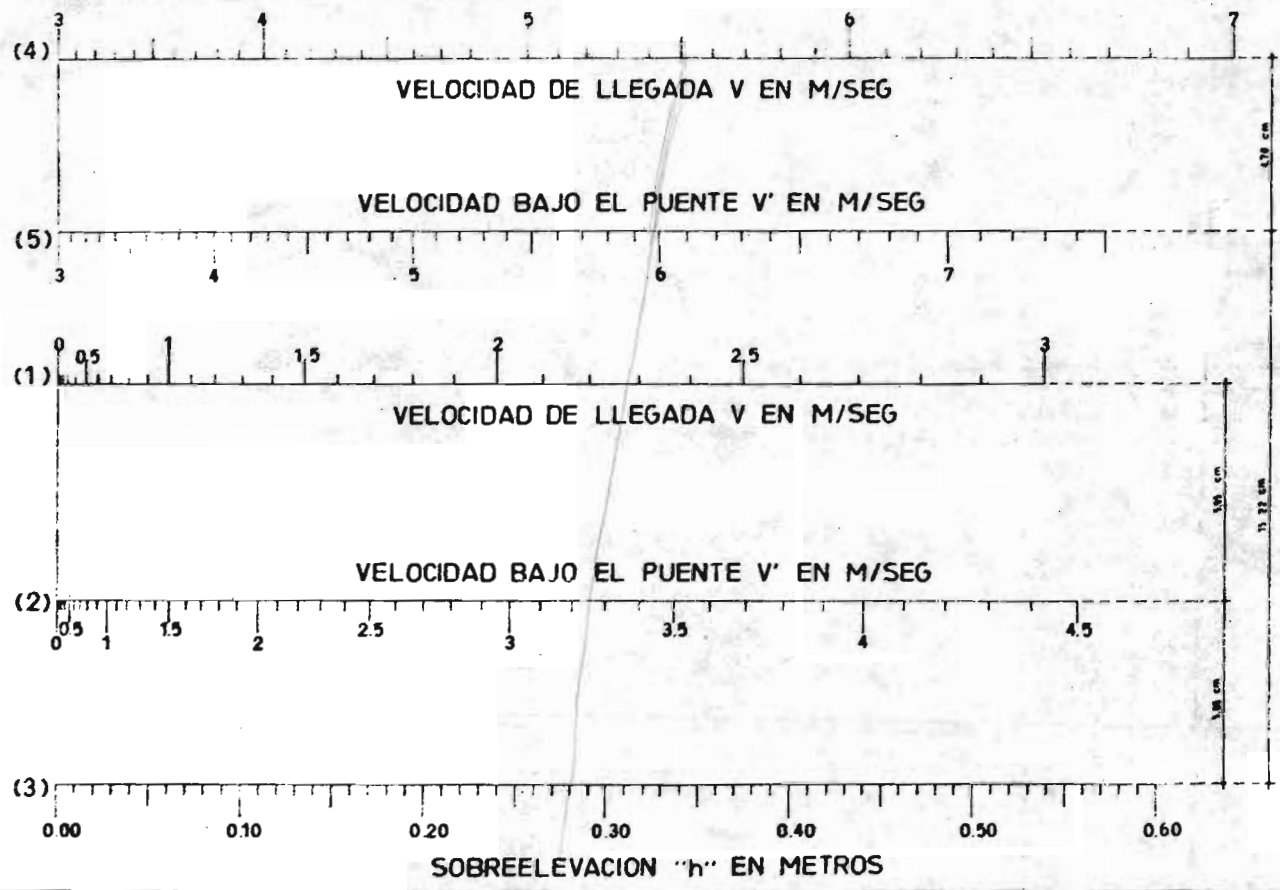
Uno de los factores de importancia a considerar en el proyecto de un puente para librar un río, es la llamada sobre-elevación, que es debida al estrechamiento del cauce, la cual se incrementa al instalar la cimentación (pilas, pilotes, estribos, zapatas, etc.) dentro de este.

Criterios para fijar el espacio libre vertical del puente.

Se deberán considerar los siguientes incisos:

- 1) La altura sobre el agua que puedan tener los cuerpos flotantes durante las avenidas.
- 2) El grado de incertidumbre que pueda haber en el nivel de aguas máximas extraordinarias.
- 3) En el caso de puentes importantes, es justificable dar espacios libres mayores que los mínimos indispensables.
- 4) Los requisitos de navegación que se deban observar.

A continuación se muestra el nomograma que nos ayuda a resolver la fórmula $V = (V') - 2gh$, empleada para obtener la sobre-elevación.



NOTAS

Objeto
 Este nomograma tiene por objeto resolver la ecuacion $V = (V') - 2gh$ que se emplea en los calculos hidraulicos de proyectos y anteproyectos de puentes.

Simbolos
 V = Velocidad de llegada en/m seg
 V' = Velocidad bajo el puente en m/seg
 h = Sobreelevación en metros
 g = Aceleración de la gravedad con valor 9.81 m/seg

Manera de usarse
 Conocidas dos de las variables, y localizadas en sus escalas respectivas, se traza una recta que une dichos puntos, determina su intersección con la escala de la tercera variable, el valor buscado.
 (1) con (2) y (3) o (4) con (5) y (3); en ninguna otra forma de asociar las escalas se obtienen valores reales

Ejemplos
 Sea V = 5.5 m/seg escala (4)
 V' = 6.0 m/seg escala (5)
 Uniendo estos puntos mediante una recta, se obtiene, en su intersección con la escala (3) un valor h = 0.29 m
 Sea V = 1.2 m/seg escala (1)
 h = 0.25 m escala (3)
 en la escala (2) se obtiene un valor de V' = 2.52 m/seg

DIRECCION N. DE CAMINOS	
DEPARTAMENTO DE PUENTES	
DATOS PARA PROYECTO	
CALCULOS HIDRAULICOS	
NOMOGRAMA PARA SOBREELEVACION	
EL JEFE DEL DEPTO.	
EL DIRECTOR GENERAL	

Ile.

TIPOS DE
SUPERESTRUCTURAS

SELECCIÓN DEL TIPO DE PUEBTE

Un factor determinante en la vida de un puente es la elección de su tipo, pues para un mismo cruce comunmente hay más de un mo dele de estructura que cumple con su cometido, sin embargo, como se esentó anteriormente, atendiendo a los claros predeterminados y a la cimentación necesaria, la variación en las formas del puente es relativamente restringida en igualdad de su estabilidad y de su vida útil.

Normalmente podemos considerar dos clases de corrientes hidrá ulicas; la de montaña con velocidades altas, cauce definido y le cho rocoso, y, la de llanura, con corriente de velocidad baja, cauce extendido, a veces divagante y lecho socavable; entre éstas dos clases pueden presentarse cauces con características combi das.

Para el primer caso, el puente correspondiente, en general emplea una cimentación por apoyo directo, ya sea que contenga va rios claros o uno solo. La altura de la superestructura es consi derable por razones de rasante y terreno accidentado, resultando por este motivo, los claros económicos también grandes.

Para el segundo caso, en llanura, es la frecuente que la ci mentación sea por apoyo indirecto; sin embargo, en variadas oca siones, se emplea también el apoyo directo sobre estratos de te rreno resistente. Si se registran socavaciones en las capas supe riores, pues los fondos de los ríos frecuentemente están forma dos por de pósitos, de arra stre que acusan movimientos en avenidas los apoyos podrán cimentarse en las capas resistentes no socava**bles**, profundizando el desplante, abajo del nivel de socavación.

Así mismo, en la porción de los ríos cercanos a su desemboca**dura**, se presentan llanuras de inundación con divagaciones de los cauces, resultando un problema difícil, la localización del puente y la elección del tipo más conveniente. En estos casos, la longitud económica de los claros puede ser corta si la ci men tación de los apoyos es directa o, de mayor longitud si la ci men tación es indirecta o si la rasante es elevada.

Para un mismo cruce se eligen varias alternativas de puentes:

variando su claro ó claros entre cierto límite, el número y clase de apoyos y los materiales que se emplearán en su construcción. La cimentación también puede diferir ya que, en claros cortos, se emplea normalmente el apoyo directo en los pilotes y, en claros más largos resulta económico el apoyo directo en los cajones o los cilindros de cimentación.

Para determinar con más precisión el tipo de puente adecuado, conviene desarrollar varios anteproyectos, eligiendo de entre ellos, el más económico, tanto por el costo como por su programa de construcción, equipo y personal requeridos que, en última instancia, redundan en mayor o menor economía de la obra. Para lograr lo anterior es indispensable que estos estudios, los lleven a cabo ingenieros experimentados en proyectos y construcción de esta clase de estructuras, basados en los estudios, topohidráulicos y de suelos relativos. Durante la construcción, es posible sean necesarios cambios fundamentales al proyecto por razones constructivas, mismos que deberán resolverse de común acuerdo entre los proyectistas y los constructores.

TIPOS DE SUPERESTRUCTURAS

Puentes de Tramo Sencillo. Es la aplicación más simple de la idea del tramo recto: que consta de una losa que se apoya de modo isostático sobre los dos estribos que contienen el terraplén. Si el cauce permite apoyos intermedios, se repite la solución recibiendo cada pila las extremidades de dos losas contiguas. Generalmente en este tipo de puentes la sección transversal de la losa se mantiene constante, pero también se emplean con variación de espesores crecientes desde los extremos al centro. El tipo de material empleado en la construcción de las losas es el concreto normal, el concreto pretensado normal y el concreto aligerado, ya sea normal o pretensado.

En la figura 1 se muestra la morfología de las losas para puentes de tramo sencillo. En la figura 2 un ejemplo de un puente de tramo sencillo.

Puentes de Tramo Compensado. La idea fundamental de estos puentes es conseguir la aminoración de los momentos de flexión en el centro que se presentan en los puentes de tramo sencillo, aumentándose las ventajas en ellos, por consiguiente, su forma estética presenta al estribo y a la losa solidarizadas en una sola pieza obteniéndose un pórtico sencillo ó en otro caso se aprecia la losa en voladizos que producen flexión de sentido contrario a la que existe en el tramo simple por carga permanente. En esta clase de puentes el material utilizado en su construcción es el mismo que se usa en los de tramo sencillo.

En la figura 3 se aprecian algunos de los puentes de tramo compensado.

- a) Puente con estribos finales y voladizos de losa de sección constante.
- b) Puente con estribos finales y voladizos de losa de sección aumentada.
- c) Puente con macizos sustentados sobre el terreno.
- d) Puente con estribos finales y apoyos en las extremidades del tramo.

- e) Puente con macizos sustentados sobre el terreno con introducción de articulaciones intermedias.
- f) Puente de ménsula única.
- g) Puente de dos ménsulas.
- h) Puente de ménsula en contrapeso directo sobre un mismo pilar.
- i) Puente de ménsulas en contrapeso directo de varios tramos.

Puentes de Tramos Continuos. La idea de solidarizar las losas para obtener compensación mutua de flexiones es la característica de estos puentes que son de tramo recto y cuyos resultados ventajosos son notorios tanto en la disminución de momentos de flexión totales, que trae consigo una reducción en la altura de vigas y por ende la del peso propio del puente. Los puentes de tramos continuos alternan espacios cortos y largos para sus apoyos sobre los pilares generalmente cilíndricos de poco diámetro, dichos pilares pueden ser verticales ó pilares en V que reúne en un solo cimiento a los dos.

En la figura 4 se muestra la distribución de los espacios en los puentes de tramos continuos.

El material empleado en la construcción de estos puentes es el concreto normal, el concreto pretensado y el concreto aligerado ya sea normal o pretensado. La morfología de los puentes continuos pretensados es más rica que la de los de concreto normal, debido a la variedad de los apoyos intermedios proporcionados por la distribución de las luces que es una de las características más expresivas de los puentes de varios claros.

Puentes Pórticos. Los puentes pórticos surgen al solidarizar los estribos con la losa, en el caso de puentes de un solo tramo, para comenzar las flexiones a que está sometido el puente, el material empleado en su construcción es el mismo que el de los puentes de tramos continuos, pero con el concreto pretensado se logra un gran aumento de luz en el puente.

Los puentes pórticos se pueden agrupar en tres tipos carac-

terísticos desde el punto de vista morfológico.

- a) El de un solo tramo normal en el que no aparecen destacados los pilares. En este tipo sobresale la losa, generalmente de altura variable quedando los pilares ocultos.
- b) El de pilares inclinados, que con la misma apariencia desde el punto de vista estructural, puede ser pórtico sencillo, pórtico en π o losa sustentada en células triangulares. En el caso de pórtico sencillo la losa se prolonga en los extremos quedando en voladizo cuando las longitudes son pequeñas o bien se llevan hasta dos apoyos extremos, con lo que aparecen dos estribos independientes con sus respectivas cimentaciones o sobre pilares verticales, cuando parten de los cimientos de los otros pilares forman una célula en triángulo rectángulo.
- c) El pórtico múltiple, es decir, con losas solidarizadas a pilares aparentes. En estas es solución frecuente el pórtico en π con extremidades apoyadas en los cuales la losa es de altura constante o variable y pilares de ancho constante o sección trapecial.

En la figura 5 se muestran estos tipos característicos de puentes pórticos.

Puentes Arcos y Puentes de tramos Colgados. Los arcos son estructuras portantes en las cuales el eje del sistema se aparta poco de la línea de presiones para peso propio. Bajo los efectos del peso propio el arco ejerce, además de las reacciones verticales, empujes horizontales sobre los apoyos. El ideal de la estructura de arco consiste en trabajar a compresión pura.

Sus normas de clasificación considerando el puente integrado de arco y tablero, y clasificándolo ateniendo a la disposición relativa de ambos elementos en la estructura longitudinal y en la transversal, se tienen tres tipos principales de puentes:

- a) Tablero superior
- b) Tablero medio

c) Tablero inferior

Con tablero inferior, el tablero queda colgado del arco sin colaboración estructural, o se solidariza con él formando un arco atirantado o se unifican integrando una viga Virendel de cabeza superior curva.

Existe también el arco sin tablero, denominados arcos tímpanos, los cuales pueden ser con tímpanos rellenos hasta la rasante del camino o con tímpanos parciales o losa sobre células triangulares. La arcada múltiple se forma al agrupar arcos sobre pilas de cierta esbeltez.

En cuanto a la forma del arco se agrupan dependiendo del trazado geométrico de la directriz, clasificándose en : arco circular, parabólico, catenario, etc. En la estructura transversal de los puentes, con tablero superior el arco puede ser bóveda continua o anillada, esta segunda es la única para puentes de tablero inferior.

En la figura 6 se muestra la clasificación por la estructura transversal.

El material que se emplea para la construcción de los puentes de arco es el concreto simple y el concreto pretensado.

En la figura 7 se muestran puentes de arco donde el material fundamentalmente empleado es el concreto simple.

El concreto pretensado influye sólo de manera indirecta en el aspecto exterior de los puentes de arco, aunque bastante influencia e importancia en algunos casos, pues si bien no altera lo esencial de la estructura, modifica su apariencia, especialmente en los arcos de tipo clásico (arcada múltiple y arco con tablero inferior) pues en ellos disminuye la cantidad de apoyos intermedios.

En la figura 8 se muestran puentes de arco donde el material fundamentalmente empleado es el concreto pretensado.

Los puentes de tramos colgados son puentes cuya característica principal es de que se sostienen con cables los cuales se apoyan independientemente en torres, la solución clásica son los cables curvos con péndola vertical. En su construcción se

emplea el concreto normal, el concreto pretensado o el acero. En el concreto pretensado se emplean cables rectos inclinados independientes en cada torre y anclados con simetría a cada lado con respecto al eje de las torres.

En la figura 9 se muestran los puentes de tramo colgado.

En la actualidad la Secretaría de Obras Públicas (S.O.P.) edita publicaciones que cuentan con toda la información requerida para la construcción de algunos puentes que son tipo, dicha clasificación tipo de puentes depende fundamentalmente del claro por salvar y de la capacidad del terreno.

A continuación se muestra la presentación de parte de esta información contenida en una de las mencionadas publicaciones, no incluyendo los planos estructurales presentadas en las mismas.

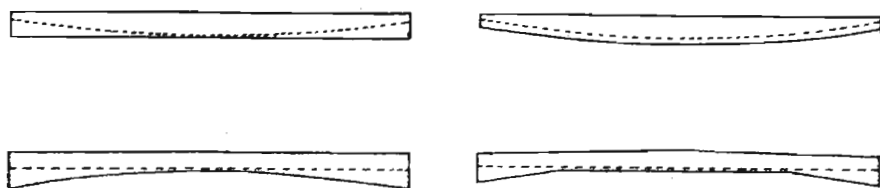


FIG. 1 Morfología de las losas para puentes de tramo sencillo.

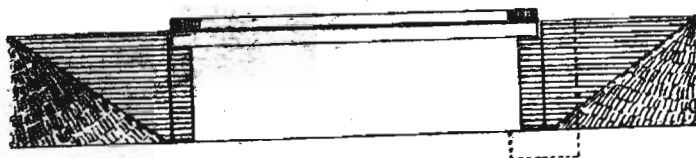


FIG. 2 Puente de tramo sencillo.

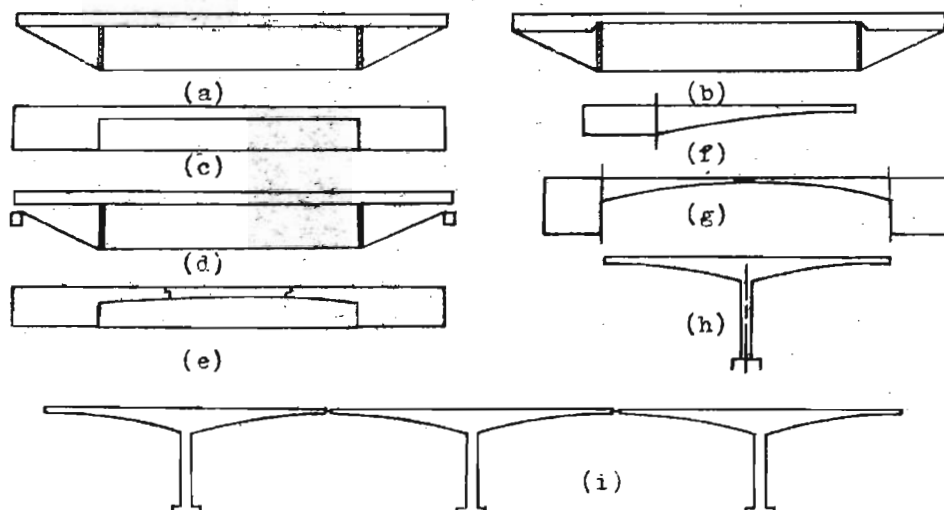


FIG. 3 Puentes de tramo compensado.



Alternancia de espacios cortos y largos (Pilares verticales)



Alternancia de espacios cortos y largos (Pilares en V)

FIG. 4 Distribución de espacios en los puentes de tramos continuos.

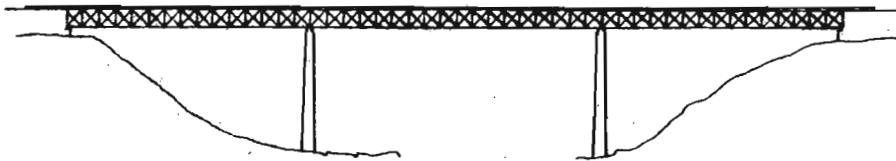


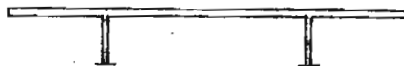
FIG. 4 Tipos de puentes de tramos continuos.



c) Tramos multiples



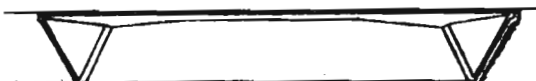
b) Pilares inclinados Pórticos π



c) Pilares en F, para puentes de tramos multiples



b) Pilares inclinados, losa sustentada sobre células triangulares.



Ejemplo típico de puente pórtico

FIG. 5 Tipos característicos de puentes pórticos.

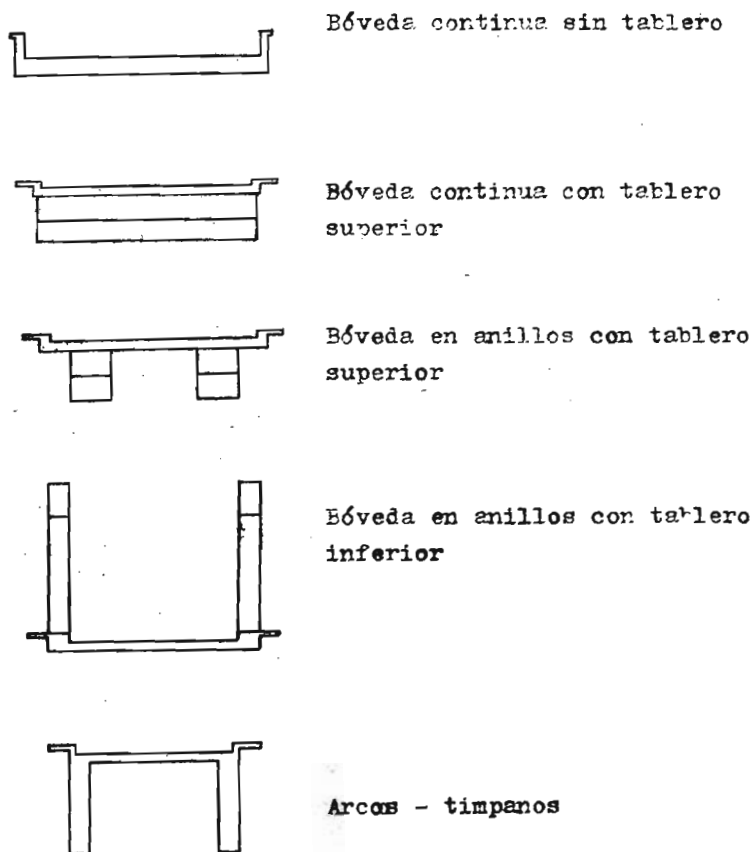


FIG. 6 Clasificación de los puentes de arco por la estructura transversal.



Arco de tímpanos rellenos



Arcada múltiple



Arco con tablero superior



Arco con tablero intermedio



Arco con tablero inferior



Arco apoyado por el tablero

FIG. 7 Puentes de arco de concreto simple

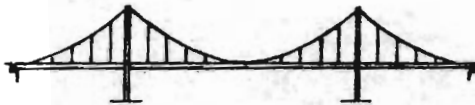


Timbanos parciales

Losa sobre células trian-
gulares

Arcos tradicionales con
disminución de apoyos intermedios

FIG. 8 Puentes de arco de concreto pretensado



Tipo tradicional



Tiro de cables rectos

FIG. 9 Puentes de tramos colgados

SUPERESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

1. Materiales

- a) Se usará cemento Portland tipo I o III, según SOP.100-2
- b) El agua deberá ser limpia, clara y estar libre de materias perjudiciales tales como aceite, grasas, materia orgánica y sales en exceso, como se indica en SOP.100-9
- c) Los agregados deberán estar constituidos por partículas de piedra dura, con buena granulometría y exentos de arcilla y materia orgánica, como se indica en SOP. 100-6
- d) Para losas nervuradas reforzadas con acero de alta resistencia, con límite elástico igual o mayor de 4000 Kg/cm², el concreto deberá tener una compactidad no menor de 0.80.

Se entiende por compactidad la suma de los volúmenes absolutos de los agregados y del cemento contenidos en un metro cúbico de concreto.

$$\text{Compactidad} = \frac{A}{a} + \frac{G}{g} + \frac{C}{c}$$

A = peso de la arena en un m³ de concreto

G = peso de la grava en un m³ de concreto

C = peso del cemento en un m³ de concreto

a = peso específico de la arena

g = peso específico de la grava

c = peso específico del cemento

- e) El acero de refuerzo será de grado estructural, o intermedio tipo A ó C, con límite elástico aparente no menor de 2300 Kg/cm².

En las superestructuras con acero de alta resistencia, éste tendrá un límite elástico aparente no menor de 4000 Kg/cm².

El diámetro de las varillas se expresa en los planos por medio de un número seguido de las letras L ó C, según sean lisas o corrugadas. Dicho número de identificación corresponde al número de octavos de pulgada de diá

metro nominal, según se indica en la siguiente tabla. Las tolerancias en peso unitario y en área nominal de varillas se indican en el inciso 101-09.9 (b) de las especificaciones.

Varilla número	Diámetro nominal en pulgadas	Diámetro nominal en milímetros	Área nominal en cm ²	Peso nominal en Kg/m
2	1/4	6.3	0.32	0.25
3	3/4	9.5	0.71	0.56
4	1/2	12.7	1.27	1.00
5	5/8	15.9	1.98	1.57
6	3/4	19.1	2.85	2.25
7	7/8	22.2	3.88	3.07
8	1	25.4	5.07	4.00
9	1-1/8	28.6	6.42	5.07
10	1-1/4	31.8	7.92	6.25
11	1-3/8	34.9	9.58	7.57
12	1-1/2	38.1	11.40	9.01

- f) Las juntas asfálticas se formarán con placas compuestas de fibra vegetal, aglutinadas con asfalto y contenidas entre dos hojas de papel impregnado de asfalto.
- g) El plomo que se utilice en los dispositivos de apoyo deberá ser 99.5% puro.
- h) Los apoyos de neopreno se sujetarán a lo especificado por AASHO en 1.6.57, T.2(58), en donde se establecen los requisitos de dureza, resistencia a la tensión, elongación, deformación bajo compresión, resistencia al desgarramiento y el cambio tolerable de esas propiedades con el tiempo.
- i) El cobre para juntas de dilatación cumplirá con lo indicado en 102-2 de las especificaciones SOP.
- j) Las placas y los pernos de acero que se utilicen en los dispositivos de apoyo será de grado estructural, de conformidad con 101-2 de las especificaciones SOP.

2. Procedimientos de construcción

Todas las operaciones se sujetarán a lo indicado en las especificaciones SOP.

Cuando se usen apoyos móviles con mecedoras de concreto será necesario que para su colocación se tenga en cuenta la deformación por contracción de fraguado de la superestructura. En caso de que se usen apoyos de neopreno deberá tenerse especial cuidado en que las dimensiones de las placas sean precisamente las que se anotan en los planos y que se coloquen de manera que las placas queden totalmente en contacto, en sus dos caras, con las superficies de concreto de las coronas o de las nervaduras y con las placas de acero intermedias. Para ello, se suprimirán los chaflanes de las nervaduras sobre los apoyos y se harán coincidir los ejes longitudinales de éstas con los ejes de las placas.

Los moldes deberán ser suficientemente rígidos para evitar deformaciones excesivas debido al peso o a la presión del concreto, al efecto de los vibradores y a las cargas vivas inherentes al colado. Deberán ser estancos, para evitar la fuga de la lechada y recibirán una mano de aceite mineral antes de que se coloque el refuerzo. Se construirán de manera que se puedan remover sin martillar ni apalancar sobre el concreto.

Las varillas de refuerzo deberán doblarse en frío y mantenerse firmemente en su posición durante el colado.

El colado de la superestructura se hará por frentes continuos cubriendo toda su sección transversal. El tiempo de interrupción entre dos colados consecutivos será de 30 minutos, como máximo. Por ningún motivo deberá dejarse caer la revoltura de más de 1.5 metros de altura, ni se dejará amontonar para extenderla después en los moldes. El vibrado del concreto se deberá ejecutar dentro de los 30 minutos siguientes al colado. Se evitará el vibrado excesivo para impedir la clasificación de la revoltura.

Las superficies expuestas del concreto deberán protegerse contra la pérdida de agua mediante cualquiera de los siguientes sistemas de curado: riegos superficiales; aplicación de membranas impermeables; o con arena, costales o mantas que se mantendrán húmedas. El curado se prolongará durante 7 días a partir de las 24 horas de terminado el colado.

La remoción de los moldes y de la obra falsa se hará después de 14 días de terminado el colado, si se emplea cemento tipo I o después de 7 días si se emplea cemento tipo III.

SUPERESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO

En atención a que la técnica de concreto preesforzado es de reciente aplicación en el país, se ha considerado conveniente presentar con más amplitud los aspectos básicos de su proyecto y construcción.

1. ESPECIFICACIONES Y MATERIALES

Las cargas y su aplicación son como se indican en I.2. Para el diseño y el proporcionamiento de los elementos de concreto preesforzado se siguen las siguientes normas:

ESFUERZOS ADMISIBLES EN MIEMBROS POSTENSIONADOS

Concreto a la compresión

Al preesforzar $0.55 f'c_i$

En operación $0.40 f'c$

Entre el concreto y el dispositivo de anclaje

$$f'c_p = 0.6 f'c_i \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_b}} \leq f'c_i$$

Concreto a la tensión

Al preesforzar $0.05 f'c_i$

En operación, en las fibras tendidas por las cargas, se fijará una compresión de $0.02 f'c$

$f'c$ Resistencia a la ruptura a los 28 días en cilindros de 15 cm ϕ x 30 cm.

$f'c_i$ = Resistencia a la ruptura en el momento de preesforzar.

A_b = Área del dispositivo de anclaje, normal al cable, en con

tacto con el concreto.

A_c = Área de la superficie en la que se reparte la carga que recibe el área A_b . Cada una de las dimensiones puede ser, como máximo, cinco veces la dimensión correspondiente del área A_b . Los centros de gravedad de las superficies A_b y A_c se deben localizar en una misma recta normal a dichas superficies. No se considerarán las áreas de distribución de los diferentes elementos que resulten traslapados.

Acero de preesfuerzo

Esfuerzo temporal máximo absoluto al tensor	0.85 f_R
Esfuerzo máximo (absoluto) al anclar	0.75 f_R
Esfuerzo máximo en operación después de descontar las pérdidas	0.60 f_R

f_R = Esfuerzo a la ruptura

El límite elástico convencional, determinado para una deformación permanente de 0.2%, debe ser igual o mayor que el 80% del esfuerzo de ruptura.

CRITERIO PARA EL PROYECTO DE LOS ESTRIBOS

Se calculará la relación de los esfuerzos normales (n) a los esfuerzos tangenciales netos (v), para las fibras críticas de diversas secciones, en las condiciones de operación, tanto en vacío como en sobrecarga. El efecto del preesfuerzo se tomará con sus valores finales de proyecto y el valor de (v) se calculará considerando el ancho total de la sección de concreto sin descontar los ductos.

Para relaciones de $\frac{n}{v}$ mayores o iguales a 3.2, los estribos se proporcionarán con área de $A_v = 0.0025b's$. Para relaciones de $\frac{n}{v}$ menores a 3.2, se calculará la tensión principal y se proporcionarán los estribos con área de :

$$A_v = \frac{V Q_s \tan \alpha}{I f_v}$$

A_v = área de los estribos con espaciamiento "s", perpendicular al eje del miembro.

b' = ancho del alma sin descontar anchos de los ductos.

- s = espaciamiento de los estribos.
 I = momento de inercia de la sección considerada.
 Q = momento estático del área de la sección ubicada a un lado de la fibra considerada, con respecto al eje de gravedad.
 α = ángulo de inclinación de la tensión principal. Se considerará $\tan \alpha = \frac{2v}{n} = 1$

f_v = esfuerzo permisible en el acero del refuerzo del alma.

Se tomarán los siguientes valores:

Para tensión principal menor o igual que $0.02 f'_c$:

$$f_v = 2300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (6 FLE)}$$

Para tensión principal mayor que $0.02 f'_c$:

$$f_v = 1300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (6 } \frac{\text{FLE}}{2}\text{)}$$

FLE = Límite elástico del acero de refuerzo del alma.

En general la tensión diagonal se calculará en las secciones localizadas a $1/8$ ó $1/4$ del claro a partir del apoyo, si todos los cables se anclan en los extremos de la trabe. Si se emplean cables levantados, se analizarán dos secciones adyacentes para cada salida de estos cables, una anterior y otra posterior a dicha salida. Este análisis se hará únicamente para las secciones localizadas en los cuartos extremos de los claros.

PERDIDAS DE PRESFUERZO POR DEFORMACIONES

Las fórmulas que se indican a continuación son las que se emplean actualmente en el Departamento de Estructuras de la DGPL.

a) Por deformación instantánea del concreto.

$$\Delta_i = \frac{n-1}{2} \times \frac{1.2 f_g E_a}{n E_i}$$

n = número de cables

f_g = esfuerzo del concreto al nivel del centro de gravedad de los cables, en la sección al centro del claro, en operación y en vacío, para trabes libremente apoyadas. En vigas continuas, Gerber o en doble boladizo, se hará un análisis más detallado.

E_a = Módulo de elasticidad del acero.

E_i = Módulo de elasticidad instantáneo del concreto, en $\text{kg/cm}^2 = 20\,000 \text{ f}'c$

b) Por escurrimiento plástico del concreto.

$$\Delta_p = \frac{f_g E_a}{E_f} = \frac{2f_g E_a}{E_i}$$

E_f = Coeficiente de deformación del concreto por escurrimiento plástico. Se acepta: $E_f = \frac{E_i}{2}$

c) Por contracción del concreto.

Esta pérdida es variable con la humedad atmosférica y la compacidad del concreto. Se admite como promedio:

Contracción unitaria de 0.0002

$$\Delta_c = d_c \times E_c = 0.0002 \times 21\,000 = 4.2 \text{ kg/mm}^2$$

d) Por relajación del acero.

$$\Delta_a = 0.04 f_A$$

f_A = esfuerzo medio en el acero especial, al anclar.

Se usará un coeficiente diferente de 0.04 si así se determina por pruebas de laboratorio.

e) Coeficiente de fricción para el cálculo de pérdidas de tensión por fricción y curvatura:

$K = 0.006$ por metro de cable.

$M = 0.25$ por radiante de curvatura.

MATERIALES

Todos los materiales deberán ser aceptados por la DGPL y cumplirán las siguientes especificaciones:

Cemento	SOP. 100-2 Tipo I
Agregados	SOP. 100-6
Acero para preesfuerzo	SOP. 101-11
Acero de refuerzo	SOP. 101-9 Tipo A ó C, redondo, corrugado, de grado estructural ó intermedio.

ACERO DE PREESFUERZO

Los elementos de acero para el preesfuerzo de las trabes podrá estar formados por alambres de alta resistencia, por

cables de torones formados con alambre de alta resistencia, los cuales si son torcidos deberán ser fabricados a máquina, o por barras de acero de aleación. Por ser requisito del proyecto ahogar el acero en el concreto, el acero no deberá estar galvanizado y consecuentemente será necesario que se proteja contra la oxidación o contra agentes exteriores hasta el momento de utilizarlo.

Los alambres de alta resistencia que se utilicen para formar cables no fabricados a máquina, deben cumplir los requisitos establecidos en el inciso 101-11 de las Especificaciones Generales de Construcción de la SOP en especial con los de la cláusula 101-11.5 (a) para que el alambre sometido a doblados alternados de noventa grados en uno y otro sentido, sobre un mandril de dos diámetros, soporte por lo menos tres operaciones sucesivas de doblado sin romperse. El diámetro mínimo del alambre usado en cables no prefabricados deberá ser de 5mm.

DUCTOS

Los ductos para los elementos de preesfuerzo serán metálicos, formados con lámina delgada; sus dimensiones interiores serán de 4 a 6 mm. mayores del ϕ de alambre, cables o barras que contengan, a menos que el ϕ de alambre tenga un núcleo central deformable, pudiéndose reducir, en ese caso, las dimensiones antes indicadas. Deberán ser impermeables y suficientemente resistentes para soportar sin deformación excesiva los esfuerzos e impactos que reciban durante el colado.

Los ductos deberán estar provistos de tubos roscados u otro tipo de conexiones adecuadas para la inyección de la lechada que recibirán inmediatamente después de que las operaciones del preesfuerzo hayan sido terminadas, en el caso de que esta inyección de lechada no se haga directamente por el extremo de los cables.

MUESTRAS DEL ACERO PARA EL PREESFUERZO.

El contratista deberá exigir del fabricante, para entregarlas a la DGPL, muestras de cada lote, con las longitudes

que abajo se especifican, del material de preesfuerzo que pretenda emplear. Por cada diez rollos o fracción, se tomará una muestra de alambre, con un mínimo de tres muestras por lote. Cada muestra se tomará de un rollo diferente.

En el caso de alambre que requiera cabeza

1.50m

En el caso de alambre que no requiera cabeza

Longitud suficiente para formar un cable de 1.50 m con el mismo número de alambres que tendrá el cable que se pretenda usar.

Para cables

Porción de cable dotado de sus anclajes extremos de fábrica, con longitud libre interior entre estos, de 1.50 m.

Para barras con extremos roscados y tuercas

Tramo de 1.50m entre las caras internas de las tuercas.

Dispositivos de anclaje

Dos dispositivos completos de cada tamaño y tipo que se pretenda usar, incluyendo placas de distribución, en el caso de que las lleve.

2. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

OBRA FALSA Y MOLDES

Los moldes para las trabes podrán ser de madera, metálicos o mixtos. El contratista presentará a la consideración de la Secretaría el proyecto de las formas para su estudio y aprobación o modificación, según sea el caso.

Se tendrá especial cuidado en que los ductos para preesfuerzo transversal queden colocados con toda precisión; la tolerancia máxima en cualquier dirección será de 5 mm., para asegurar su debida correspondencia en todas las trabes de un mismo tramo. Si para el montaje de la superestructura o de una parte de ella el contratista pretende emplear obra falsa, deberá formular el proyecto de dicha obra falsa, de acuerdo con el inciso 24-04.28 de las especificaciones y presentarlo a la consideración de la Secretaría para su estudio y aprobación o modificación, según sea el caso.

COLADO Y DESCIMBRADO DEL CONCRETO

El concreto deberá satisfacer en su elaboración, vibrado y curado, las prescripciones correspondientes al Capítulo XXIV de las especificaciones. El colado de cada trabe se hará con el alma en posición vertical y en una sola operación.

Todo el concreto será vibrado interior o exteriormente o en ambas formas, según lo indique el Ingeniero representante de la Secretaría. Esta operación se hará en forma cuidadosa para evitar desalojamientos no tolerables de los ductos para el preesfuerzo y de las varillas de refuerzo.

Los ductos de acero de preesfuerzo y las varillas del acero de refuerzo deberán mantenerse firmemente en su posición, mediante escantillones o separadores de acero o bloques de concreto; no se permitira el uso de madera para este objeto. No se admitirán desplazamientos de los ductos de los cables longitudinales de más de 1 cm. en cualquier dirección. Para los ductos de los cables transversales el desplazamiento máximo admisible será de 2 mm. en cualquier dirección. Inmediatamente después del colado se comprobará que los cables pueden ser movidos libremente dentro del ducto, a lo largo de la trabe. En caso contrario se obligará al cable a correr dentro del ducto.

Los moldes de las paredes laterales de las trabes podrán removerse a las 48 horas de terminado el colado. Los moldes para las partes que deben colarse en el lugar podrán removerse cuando los cilindros de prueba indiquen que el concreto ha alcanzado el 75 % de la resistencia del proyecto ($f'c$) y después de efectuado el preesfuerzo transversal.

El concreto deberá presentar, al descimbrar, superficies lisas sin vacíos ni poros.

PREESFUERZO

Generalidades:

El contratista deberá disponer en la obra de un técnico especializado en trabajos de concreto preesforzado, que conozca el sistema que se pretenda usar, y vigile la fabricación de las trabes durante las fases fundamentales: fabricación de los

cables y de los ductos; colocación de ellos en las formas; procesos de tensado (calibración de los manómetros, comprobación de las pérdidas por fricción y curvatura y operaciones del propio tensado). Dicho técnico deberá suministrar toda la instrucción y ayuda necesaria al personal del contratista, en relación con el uso del equipo para el preesfuerzo y de la disposición y manejo de las instalaciones y materiales, de manera de obtener en las operaciones resultados satisfactorios. Si el contratista propone usar para el tensado longitudinal cables con las capacidades diferentes a las indicadas en el proyecto, deberá presentar su proposición, técnicamente justificada, a la Secretaría para su estudio y aprobación o modificación según sea el caso.

Los cables o elementos para el preesfuerzo transversal de las trabes de cada tramo deberán ser, en todo caso, en igual número, a la misma separación y de igual capacidad que los indicados en el proyecto.

El dispositivo de anclaje del sistema de postensionado que se proponga deberá tener capacidad suficiente para realizar sin deslizamientos excesivos el 150 % de la carga inicial de proyecto, o la carga de ruptura de los alambres o de los cables de acero especial que se vayan a utilizar.

El sistema de preesfuerzo que proponga el contratista, deberá haber sido utilizado con resultados satisfactorios en la construcción de tres o más puentes, en la República o fuera de ella. No se aceptarán sistemas que impliquen modificaciones que a juicio de la Secretaría cambien esencialmente el tipo de la superestructura.

Si el contratista emplea un sistema de anclaje diferente al que se ha supuesto, presentará los planos de detalle de extremos de las trabes mostrando la colocación precisa de los dispositivos de anclaje y refuerzo de esa zona de las trabes. Estos planos deberán ser presentados a la consideración de la DGPL para su estudio y aprobación o modificación, según sea el caso. El contratista deberá disponer en la obra, cuanto menos de un manómetro comparador calibrado directamente en la DGPL,

el que se usará exclusivamente para comparar los manómetros de trabajo.

Al preesforzar las trabes, deberán tener su alma en posición vertical y antes de iniciar el tensado de cada cable se comprobará que éste puede ser movido libremente dentro del ducto a lo largo de la trabe. Los esfuerzos en los cables deberán estimarse por la medida de los alargamientos en sus extremos y comprobarse por lecturas hechas con los manómetros calibrados. Para esta comprobación será necesario trazar la gráfica "Presión manométrica - Alargamiento" para cada cable. En caso de excesiva diferencia entre las medidas de la tensión por el alargamiento y por la lectura manométrica, debe investigarse desde luego, la causa de tal discrepancia. Las pérdidas de tensión debidas a acomodados o deslizamientos de los dispositivos de anclaje deben tenerse en cuenta al tensar los cables.

Al tensar la primera trabe deberán determinarse experimentalmente las pérdidas por fricción y curvatura en cada cable de la trabe y corregir de acuerdo con esta determinación los datos de tensado para las operaciones sucesivas. Se informará a la Secretaría de los valores obtenidos experimentalmente para las pérdidas por fricción y curvatura a fin de compararlos con los valores de diseño y modificar en caso necesario, los datos de tensado. Se podrá considerar un valor medio de las pérdidas por fricción para grupos hasta de tres cables contiguos.

Una vez terminada la operación de tensado para cada cable se procederá a inyectar la lechada de cemento a presión en su ducto. Dicha inyección se deberá hacer dentro de las 24 horas siguientes. La lechada deberá estar constituida por las siguientes proporciones en volumen: tres partes de cemento, una parte de arena, como máximo, que pase la malla número treinta y dos y media partes de agua como máximo. La consistencia deberá ser semejante a la de una pintura espesa. Las proporciones indicadas pueden variarse previa autorización de la Secretaría, e inclusive, se puede eliminar la are

na, y usar lechada simple, en caso necesario. La presión a que se inyecta la lechada deberá estar comprendida entre 6 y 9 kg/cm².

Terminadas las operaciones de tensado de los cables y de inyección de los ductos, se colocará el sello de mortero, o de concreto, con tamaño máximo de agregado grueso de 1 cm. para proteger los dispositivos de anclaje. Para hacer este colado se tomarán las precauciones indicadas para las juntas de colado en el inciso 24-04.26 de las Especificaciones. A juicio de la Secretaría podrá emplearse un sistema de aplicación a presión (gunite).

Aplicación del Preesfuerzo

Cuando las pruebas de carga de los cilindros de muestra indiquen que el concreto usado en el colado ya ha alcanzado la resistencia requerida, se podrá proceder a preesforzar las trabes.

MANIOBRAS, TRANSPORTE Y MONTAJE

Las trabes de la superestructura se colarán, de preferencia, en un taller de prefabricación. Las maniobras y el transporte de las trabes se podrán iniciar tres días después de aplicado el preesfuerzo de valler y de inyectada la lechada de cemento en los ductos correspondientes.

El procedimiento para maniobrar, transportar y montar las trabes deberá someterse a la aprobación de la Secretaría. Si para el montaje se planea transportar una trabe sobre otras que ya estén colocadas en su lugar definitivo, previamente, deberá comprobarse si los esfuerzos que originarían en las trabes de apoyo, de acuerdo con el peso y las características de los elementos auxiliares para ese transporte, son admisibles.

Las traves se transportarán invariablemente con el alma vertical y apoyándolas exclusivamente en la zona de sus extremos y sin acuar ni introducir apoyo intermedio alguno, lo que podría causar la falla completa de la trabe. Los cables o tirantes para izar las trabes, si se emplean, se conectarán ú

nicamente a los extremos de las trabes.

Durante el montaje de las trabes y durante el colado y preesforzado de la losa y de los diafragmas se deberán tomar todas las precauciones del caso, para evitar el pandeo transversal de las trabes, para lo cual se colocará un contraventeo horizontal provisional.

SUPERESTRUCTURAS DE ACERO PRÉESFORZADO

1. ESPECIFICACIONES Y MATERIALES

Las cargas y su aplicación son como se indica en I.2 y I.3. Para el proyecto de la losa y de las trabes de acero y su contraventeo, se siguen en lo general las especificaciones de la AASHO. Para el proporcionamiento de las trabes se consideran los siguientes estados de carga, con sus correspondientes elementos resistentes.

ESTADO DE CARGA	ELEMENTOS RESISTENTES
a) Peso del acero estructural	Trabes de acero y acción del preesfuerzo
b) Peso del acero estructural y peso del concreto	Trabes de acero y acción del preesfuerzo
c) Peso del acero estructural peso del concreto y carga viva	Trabes de acero en colaboración con la losa de la calzada y acción del preesfuerzo

ESFUERZOS ADMISIBLES PARA PESO PROPIO Y CARGA VIVA

<u>Concreto</u>	
Compresión	0.4 f'c
<u>Acero estructural</u>	
A tensión	1300 kg/cm ²
A compresión en el patín superior de las trabes	1300 kg/cm ²
A compresión en los elementos de contraventeo	1055-0.0176 $\left(\frac{L}{r}\right)^2$
A esfuerzo cortante	773 Kg/cm ²
<u>Acero de preesfuerzo</u>	
Esfuerzo temporal máximo (absoluto) al tensar	0.85 f _R
Esfuerzo máximo (absoluto) al anclar	0.75 f _R

Esfuerzo máximo en operación, después de descontar las pérdidas

$$0.60 f_R$$

f_R = Esfuerzo a la ruptura.

PERDIDAS DE PREESFUERZO POR DEFORMACIONES

Las fórmulas que se indican a continuación son las que se emplean actualmente en el Departamento de Estructuras de la DGPL.

a) Por deformación instantánea del acero

Al tensarse individualmente los alambres

$$\Delta_i = \frac{n-1}{2n} f_p$$

f_p = esfuerzo medio del patín inferior de las trabes, en el centro del claro, al anclar el acero de preesfuerzo.

b) Por relajación del acero de preesfuerzo

$$\Delta_a = 0.04 f_A$$

f_A = esfuerzo medio en el acero de preesfuerzo, al anclar.

Se usará un coeficiente diferente a 0.04, si así se determina por pruebas de laboratorio

PERDIDA DE PREESFUERZO POR FRICCIÓN

Esta pérdida se valúa con la siguiente fórmula:

$$\Delta_f = K \cdot f \cdot l$$

K = 0.001 por metro de cable

f = esfuerzo en el extremo de tensado, al tensar

l = longitud en metros, entre el extremo de tensado y la sección considerada

MATERIALES

Todos los materiales deberán ser aceptados por la DGPL y cumplirán las siguientes especificaciones:

Cemento	SOP. 100-2 Tipo I ó III
Agregados para concreto	SOP. 100-6
Agua para concreto	SOP. 100-9
Acero estructural	SOP. 101-7
Acero de refuerzo	SOP. 101-9 Tipo A ó C, corrugado, de grado estructural
Acero para preesfuerzo	SOP. 101-11 y además lo indicado en estas notas

Electrodos para soldadura	SOP. 101-29
Pintura de rojo de plomo	AASHO M71-42 6 M72-51
Pintura de aluminio	AASHO M69-54
Lámina de cobre	ASTM E100-55
Neopreno	AASHO 1.6.57, t.2(58). Las placas se fabricarán en unidades de las dimensiones indicadas.

Concreto

Deberá satisfacer todo lo que corresponda del capítulo XXIV de las especificaciones. Se empleará concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Tamaño máximo de agregado grueso, 2.5 cm. Revenimiento de 8 cm. Vibrado al colocarlo.

Acero de refuerzo

Deberá satisfacer todo lo que corresponda al capítulo XXV de las especificaciones. Los empalmes de las varillas podrán hacerse traslapándolas o con soldadura a tope.

Acero de preesfuerzo.

El preesfuerzo de las trabes se dará con cables o alambres de alta resistencia, que deben cumplir con los requisitos establecidos en el inciso 101-11 de las especificaciones, en especial con los de la cláusula 101-11.5 (a) para que el alambre sometido a doblados alternados de noventa grados en uno y otro sentido, sobre un mandril de dos diámetros, soporte por lo menos tres operaciones sucesivas de doblado sin romperse.

El límite elástico convencional, determinado para una deformación permanente de 0.2 %, debe ser igual o mayor que el 80 % del esfuerzo de ruptura.

Los alambres que se utilicen podrán ser de cualquier diámetro, siempre que el número requerido para dar el preesfuerzo pueda alojarse en la sección indicada del patín inferior y que se hagan las modificaciones necesarias en las zonas de anclaje.

El contratista deberá exigir del fabricante, para entregar las a la DGPL, muestras de 1.50 m de longitud del material de preesfuerzo que pretenda emplear. Por cada diez rollos o fracción, se tomará una muestra de alambre, con un mínimo de tres

muestras por lote. Cada muestra se tomará de un rollo diferente.

iii.

TIPOS DE
SUBESTRUCTURAS

SUB E S T R U C T U R A S

Los datos que se obtienen en el campo mediante observaciones en sondeos efectuados en el lugar donde se construirán las obras, realizadas por ingenieros cuyos conocimientos de las diferentes teorías que existen en la Mecánica de Suelos le permite una valuación adecuada de los factores que intervienen en el funcionamiento y comportamiento mecánico de las obras, para que así, utilizando el mejor de los criterios, se obtengan los datos mencionados en cada caso mediante comparaciones precisas con las situaciones estudiadas.

La información que se obtiene del estudio, una vez que se conoce el tipo de obra necesaria y ubicación es la siguiente:

- 1- Tipo de material en el sitio de cruce en que se desplantará ubicándolo en la clasificación respectiva de suelos.
- 2- Esfuerzo permisible aproximado del terreno de cimentación, a diferentes profundidades de desplante.
- 3- Tipo de arrastre en la corriente o escurridorero.

En la información que se presenta puede darse el caso de proporcionar varios desplantes probables con sus respectivas capacidades de carga para ~~si~~ dar oportunidad al Ingeniero Proyectista del Drenaje la preferencia por alguna de ellas que pueda representar un menor costo, según el tipo de obra que pretenda realizarse, como pueden ser las losas, bóvedas, tubo, etc.

Si el terreno de cimentación proporciona capacidades de carga menores de 5 Ton/m^2 se recomienda sustituir el espesor necesario de material de mala calidad por un material seleccionado para aumentar la capacidad de carga; deberá compactarse hasta un 95% mínimo según las especificaciones usadas en la Secretaría de Obras Públicas.

La capacidad de carga admisible o de trabajo, es con la que se diseñará una cimentación. La capacidad de carga admisible en un caso dado será siempre menor que la de la falla y deberá estar suficientemente lejos de ésta como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres

referentes a las propiedades de los suelos, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción.

En la práctica se ha generalizado la costumbre simplista de expresar la capacidad de carga admisible por una fracción de la capacidad de carga a la falla, obtenida dividiendo ésta entre un número mayor que uno, el cual se denomina factor de seguridad (F_s).

Los valores de F_s a usar en un caso dado en la práctica pueden variar algo según la importancia de la obra y el orden de las incertidumbres que se manejan; en rigor debería de ser diferente en cada caso y producto de un estudio de este caso. Sin embargo, en aras de simplicidad, existen valores típicos aceptados por la costumbre que se aplican a las cimentaciones. Así, si en el análisis de las cargas actuantes se consideran solo las permanentes es recomendable usar un F_s mínimo de 3. Si se toman en cuenta cargas permanentes y carga viva eventual, el valor anterior puede reducirse a 2 ó 2.5. Si, además, se consideran efectos de sismo en regiones de tal naturaleza, el factor de seguridad puede llegar a tomar valores tan bajos como 1.5.

A veces es conveniente verificar el factor de seguridad correspondiente a los tres casos anteriores independientemente.

Todo lo anterior se refiere a problemas de falla en las cimentaciones; sin embargo, hay casos en que el asentamiento representa la condición dominante. En estos casos habrá de usarse una capacidad de carga aún menor que la admisible y tal que los hundimientos de subsuelo sean compatibles con el buen funcionamiento de la estructura.

La mayoría de las teorías de capacidad de carga desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías la observación y el empirismo juegan un papel muy importante.

TEORIA DE TERZAGHI. Esta teoría es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la Mecánica de Suelos los resultados de la Mecánica de Medio Continuo.

La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y posiblemente sea la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en el caso de cimientos poco profundos.

Terzaghi desprecia la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola solo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que solo produce un efecto que pueda representarse por una sobrecarga.

Trabajando algebraicamente con la fuerza que interviene en el equilibrio K. Terzaghi llegó a una expresión de la siguiente forma:

q_u = componente cohesiva + componente de confinamiento + componente friccionante

Y expresándolo en literales:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 1/2 \gamma_2 B N_\gamma$$

donde:

q_u = Capacidad de carga última, en Ton/m²

c = Cohesión del suelo, en Ton/m²

γ_1 y γ_2 = Peso volumétrico del suelo, en Ton/m³, por arriba y por abajo del nivel de apoyo de la cimentación respectivamente

D_f = Profundidad de apoyo, en m

B = Ancho del cimiento (recuérdese que es continuo) en cm

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga, adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo y de su comportamiento bajo carga.

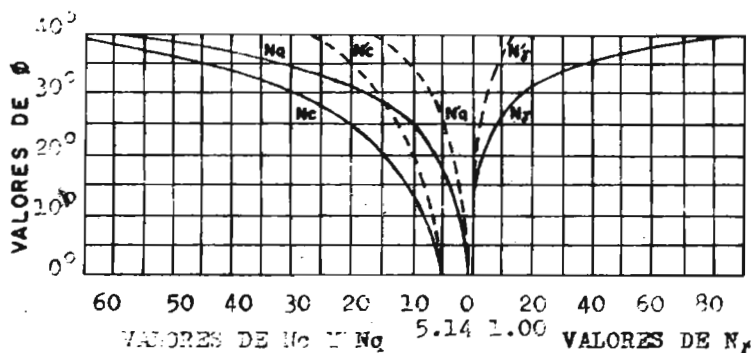
En las gráficas siguientes se pueden obtener los factores de capacidad de carga.

Según la teoría de Terzaghi lo anterior es para falla general en la cual, la curva esfuerzo - deformación del material es parecida a la curva C1; cuando se presenta la falla local,

la curva esfuerzo - deformación toma una forma semejante a la curva C2 (ver fig. 5). Para este caso, los valores obtenidos anteriormente se alteran de la forma siguiente:

$$c' = 2/3 c$$

RELACION ENTRE ϕ Y LOS FACTORES N_c , N_q Y N_r



AREA CARGADA DE ANCHO B:

Carga por unidad de área de zapata:

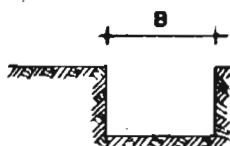
$$\text{Palla general: } q_d = CNc + f Df Nq + \frac{1}{2} f BN_r$$

$$\text{Palla local: } q'_d = \frac{2}{3} CN'c + f Df N'q + \frac{1}{2} f BN_r$$

ZAPATA CUADRADA, ANCHO B:

Carga por unidad de área:

$$q_{ds} = 1.2 CNc + f Df Nq + 0.4 f BN_r$$

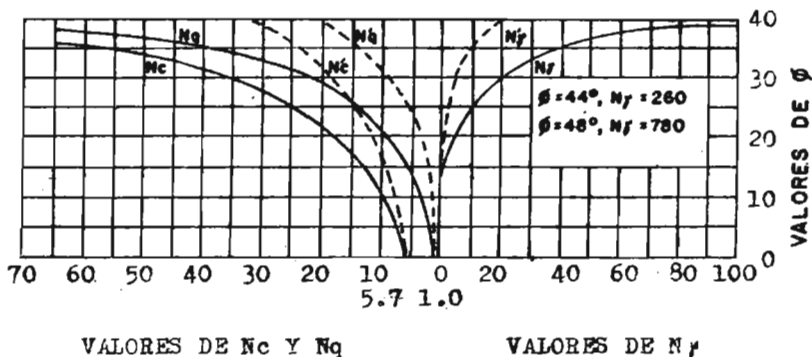


Peso volumétrico del material =
Resistencia al esfuerzo cortante,
 $S = C + \text{Tan } \phi$

FIG. 1

GRAFICA DE TERZAGHI PARA DETERMINAR LOS FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

METODO SIMPLIFICADO PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA



Falla por corte general $q_c = 2B (CN_c + \gamma D_f N_q + \gamma' B N_f) \dots\dots A$

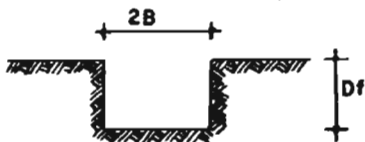
Falla por corte local $q_c = 2B \left(\frac{2}{3} CN_c' + \gamma D_f N_q + \gamma' B N_f \right) \dots B$

(A y B por unidad de longitud de zapata)

Zapata circular Diámetro = $2R$

Carga crítica total $Q_{Dr} = R^2 (1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma' R N_f)$

Zapata cuadrada $q_c = 1.3 CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma' B N_f$

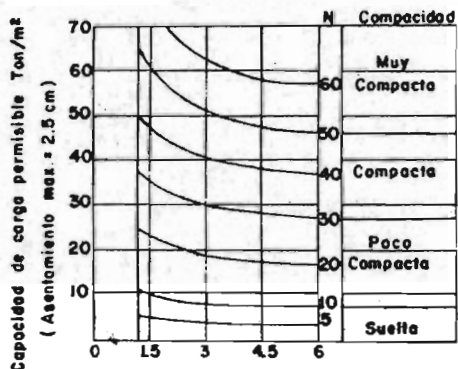


Peso específico de la tierra = γ'

FIG. 2

GRAFICA DE TERZAGHI PARA DETERMINAR LOS FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

PARA ARENAS



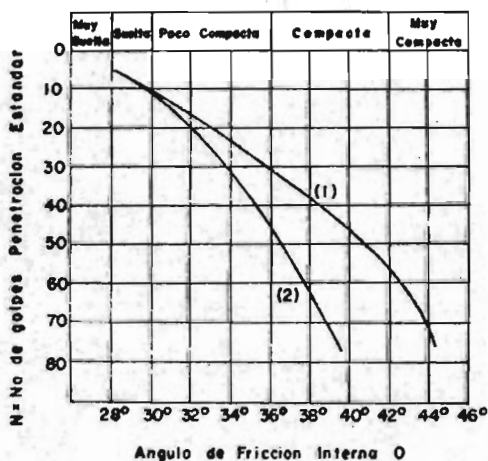
Ancho de cimiento B, en metros
 N.A.F. a profundidad mínima B, bajo el nivel
 de desplante, N.A.F. en desplante tomar 1/2
 Capacidad de Carga

FIGURA. 4

PARA ARCILLAS

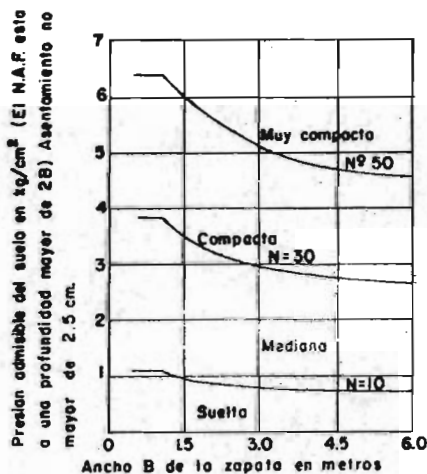
N	Arcilla	qu
N	Consistencia	Ton/m ²
2	Muy blanda	2.5
2-4	Blanda	2.5-5.0
4-8	Poco firme	5-10
8-15	Firme	10-20
15-30	Muy firme	20-40
30	Dura	40

N	ARENAS	Compacidad relativa %
0	4 Muy Suelta	0
4	10 Suelta	5
10	30 Poco compacta	25
30	50 Compacta	60
50	Muy compacta	75



(1) Granos angulares o redondeados, tamano medio a grueso.
 (2) Arenas finas o arenas limosas.

FIGURA. 5



Gráfica para determinar la presión admisible del suelo para zapatas en arena, en función de los resultados de ensayos normales de penetración

FIGURA. 3

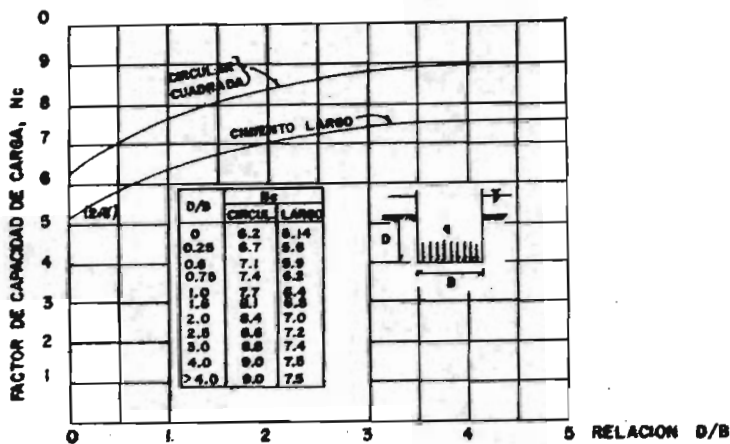


Figura 6. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos

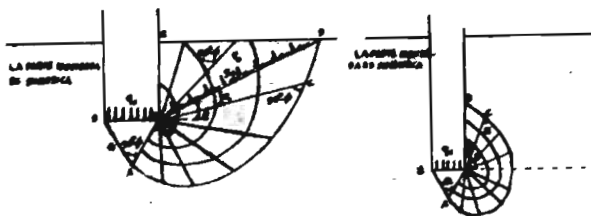


Figura 7. Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof

- a) A poca profundidad
- b) A gran profundidad

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

$$q_c = \frac{2}{3} c N'c + \delta' f D_f N'q + \frac{1}{2} \delta' B N'_f$$

Donde $N'c$, $N'q$ y N'_f son los factores de capacidad de carga para falla local y se obtienen de la misma gráfica que los factores para falla general.

Las fórmulas de Terzaghi para capacidad de carga en zapatas cuadradas y zapatas circulares son las siguientes:

$$\text{Zapata cuadrada: } q_c = 1.3 c Nc + \delta' f D_f Nq + 0.4 \delta' B N_f$$

$$\text{Zapata circular: } q_c = 1.3 c Nc + \delta' f D_f Nq + 0.6 \delta' B N_f$$

TEORIA DE SKEMPTON. Esta teoría se usa generalmente para suelos puramente cohesivos dadas las limitaciones de la teoría de Terzaghi para ellos.

Skempton propone adaptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_c = c Nc + \delta' f D_f$$

No, aquí ya no vale siempre 5.14 sino que varía con la relación D/B donde D es la profundidad de desplante del cimiento y B el ancho del mismo. En la figura 6 se indica la gráfica obtenida por Skempton.

Meyerhof, con más información sobre el particular propuso un nuevo mecanismo de falla en la cimentación, principalmente prolongando la superficies de deslizamiento hasta la superficie del terreno como se indica en la figura 7.

La expresión de capacidad de carga es similar en forma a la de Terzaghi, pero aparece el concepto de la "superficie libre equivalente" correspondiente al efecto del material contenido en la cuña BDE , donde actúan los esfuerzos P_0 y S_0 .

$$q_c = c Nc + P_0 Nq + \frac{1}{2} \delta' B N_f$$

Los resultados del cálculo de capacidad de carga para cimentaciones someras son similares en ambas teorías, sin embargo la de Terzaghi es más sencilla de aplicar.

Para el caso de cimentaciones profundas en cambio la teoría de Meyerhof ofrece mejores predicciones.

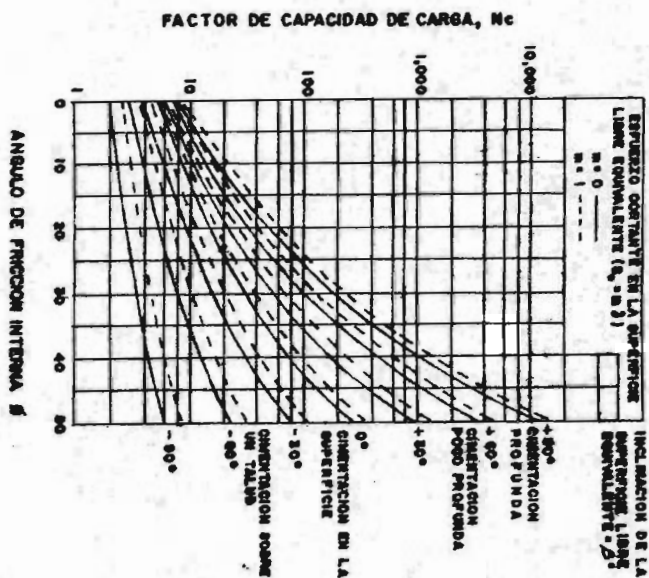
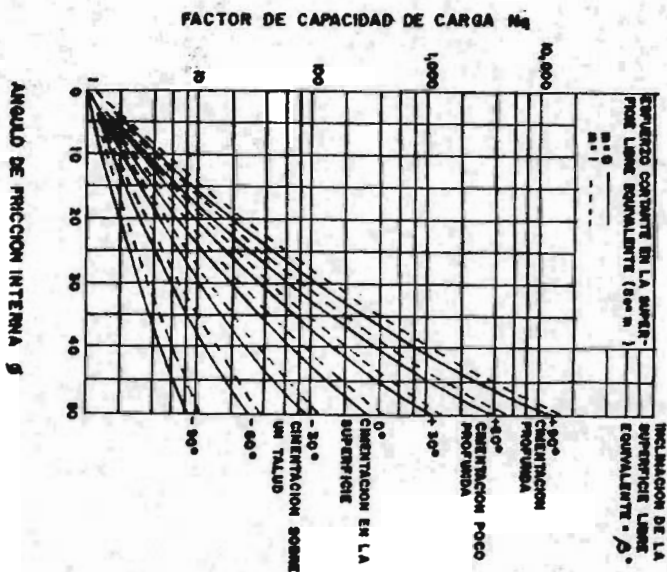
Meyerhof, en el año de 1957 presentó en la IV Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos, una teoría que permite calcular capacidad de carga en taludes o bien cerca del borde de taludes.

Las expresiones de la teoría distinguen sólo dos tipos de suelo:

Friccionantes (arenas) $q_u = \frac{1}{2} \gamma H N_c q$

Cohesivos (arcillas) $q_u = c N_c q$

El valor de los factores de capacidad de carga para un cimiento se obtienen con las gráficas que se muestran en las figuras de la 8 a la 13.

Figura 8. Valores de N_c para cimientos largos, según MeyerhofFigura 9. Valores de N_q , para cimientos largos según Meyerhof

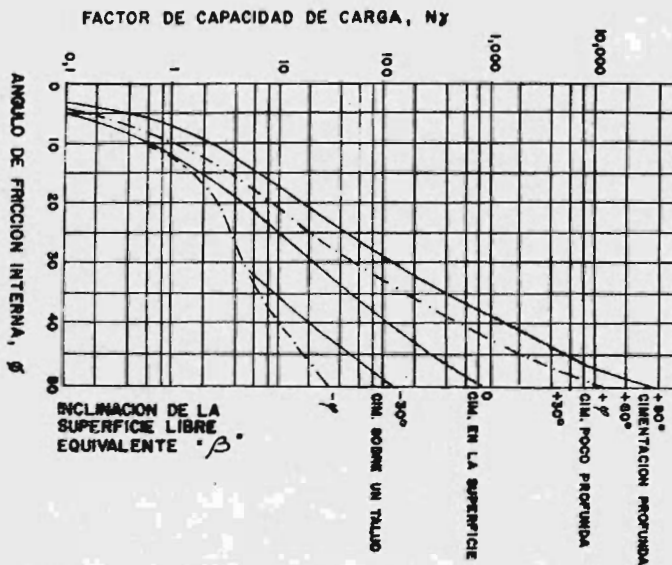
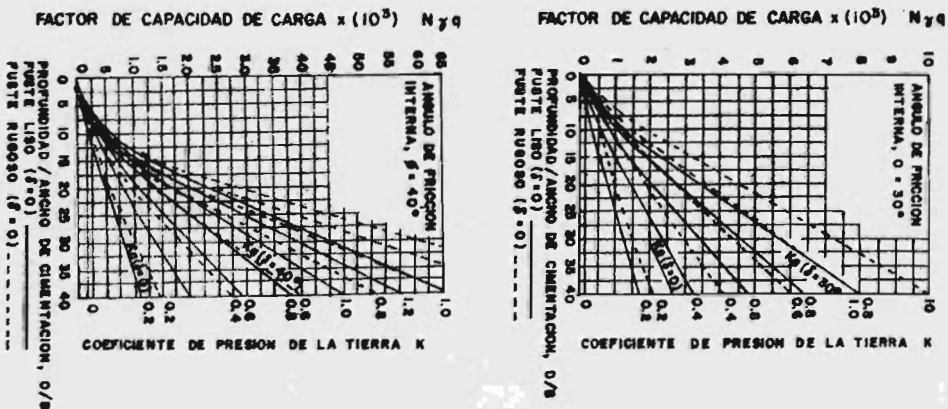


Figura 10. Valores de N_q para cimientos largos, según Meyerhof



FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES LARGAS EN MATERIAL NO COHESIVO

FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES LARGAS EN MATERIAL NO COHESIVO

Figura 11. Valores de N_q para cimientos largos de arenas, según Meyerhof

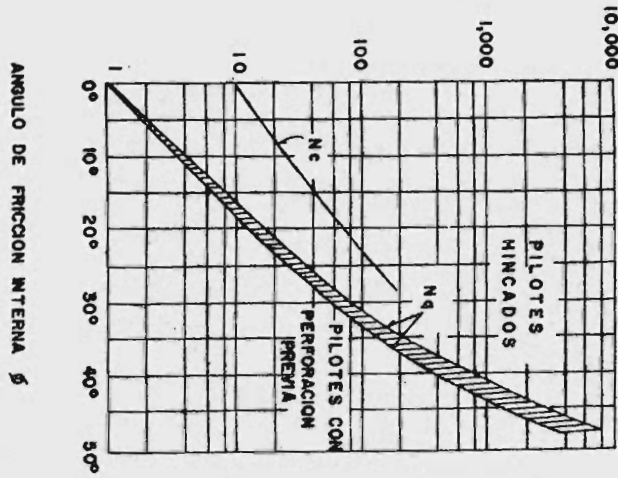


Figura 12. Valores de N_c y N_q para pilotes, según Meyerhof

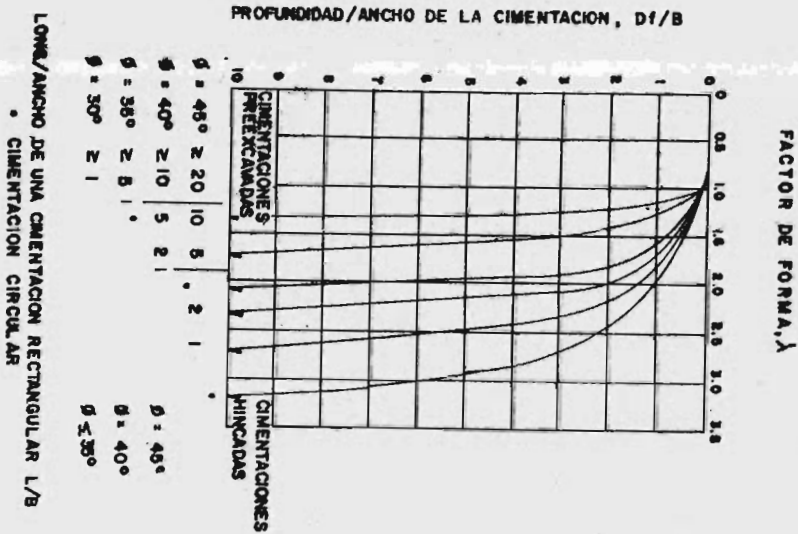


Figura 13. Valores del factor de forma en cimientos no muy largos o pilotes, en arenas, según Meyerhof

TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular o rectangular, que son las más comunes.

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30m y 1.0m se denominan pilotes. A pesar del amplio rango de dimensiones que se indicó, la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30m y 0.60m; pueden ser de madera, concreto o acero.

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0m pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas. Sin embargo, no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pilas y pilotes y el criterio arriba expuesto tiene el único mérito de ser seguido por un cierto número de especialistas. Para otros, una pila es simplemente un elemento que, trabajando exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad que la que suele considerarse en aquellas; según estos especialistas un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es 4 o mayor, en tanto que para una zapata suelen considerarse relaciones del orden de 1. Por último, cabe mencionar que para muchos ingenieros, pila es, en el lenguaje diario, cualquier apoyo intermedio de un puente. En cualquier caso, las pilas se construyen de mampostería o de concreto.

Por último, se requieren muchas veces elementos de mayor sección que los anteriores a los que se da el nombre de cilindros, cuando de esa forma geométrica son o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedicos. Los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3.0 y 6.0m, se construyen huecos para ahorro de material y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material.

En la figura 14 aparecen esquemáticamente los tipos de cimentaciones descritas.

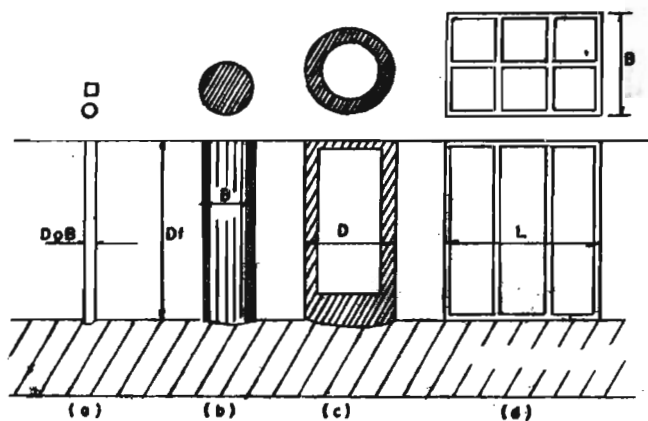


FIG. 14 Tipos de cimentaciones profundas

- a) Pilote
- b) Pila
- c) Cilindro (corte)
- d) Cajón de 6 celdas (corte)

GENERALIDADES SOBRE PILOTES

En general, se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere:

1. Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo de estos pilotes podría visualizarse como similar a la de las columnas de una estructura.
2. Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.
3. Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.
4. Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablestacas, por ejemplo) o resistir las fuerzas

laterales que se ejerzan sobre ellas (como en el caso de un puente). En estos casos es frecuente recurrir a pilotes inclinados.

5. Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Estos son pilotes de tensión.
6. Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos nocivos.
7. Proteger estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, etc., contra el impacto de barcos u objetos flotantes.

Evidentemente, los pilotes pueden ser diseñados para cumplir dos o más de las funciones anteriores.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en de punta, de fricción y mixtos. Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente. Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea. Los pilotes mixtos aprovechan a la vez es los dos efectos.

Atendiendo al material del cual están hechos, los pilotes pueden ser de madera, de concreto, de acero o de una combinación de éstos materiales.

CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES. FORMULAS DINAMICAS.

La determinación de la capacidad de carga de un pilote es uno de los puntos de la actual Mecánica de Suelos más sujetos a las incertidumbres emanantes de lo imperfecto de las teorías de que se dispone, de la dificultad de cuantificar la influencia del método constructivo del pilote y del desconocimiento de como deben ser tomadas en cuenta las características esfuerzo - deformación de los suelos, por otra parte tan impresisa-mente conocidas hoy en día.

Por todo lo anterior, el diseño y construcción de las cimen-taciones piloteadas es uno de los campos de la Mecánica de Suelos en que más se requiere el criterio de un ingeniero que no

se confie únicamente en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los materiales.

Para calcular la capacidad de carga de pilotes de punta, que trabajan por apoyo directo en un estrato de resistencia garantizada, se han usado fórmulas y criterios que pueden agruparse en tres clases principales, que se citan a continuación:

Las llamadas fórmulas dinámicas tratan de obtener la capacidad de carga del terreno a partir de la energía comunicada del pilote por el impacto del martillo de hincas. Su aplicación está limitada por lo tanto a los pilotes de punta hincados al golpe.

Las fórmulas empíricas en que la capacidad de carga del pilote se obtiene de experiencias locales.

Las fórmulas estáticas, en que la capacidad de carga del pilote se obtiene a partir de una teoría que valúe la capacidad de carga del suelo, a partir de sus parámetros de resistencia.

Es preciso insistir en lo necesario de un completo conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos, previo a la aplicación de cualquier fórmula. Dicho conocimiento sólo podrá lograrse con una exploración completa y adecuada, para la cual, el ingeniero no deberá ahorrar ningún esfuerzo. Las propiedades mecánicas del suelo se obtendrán entonces por pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras obtenidas con cuidado; estos dos renglones fundamentales tampoco debe el ingeniero regatear su vigilancia y su interés, pues de ellos depende en gran medida el éxito o fracaso de su diseño.

Las fórmulas mencionadas de Meyerhof dan la capacidad de carga de un pilote a la falla, el cual no es el valor recomendable de diseño. Es necesario afectar la capacidad de carga última por un factor de seguridad conveniente para llegar a la capacidad admisible en el proyecto.

PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES

Generalmente el mejor método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual en cierto lugar, es el realizar

una prueba de carga a escala natural en ese lugar.

Una limitación de importancia que afecta a las conclusiones obtenidas de una prueba de carga es que ésta se realiza generalmente en un solo pilote y el comportamiento de un grupo es diferente del de una unidad aislada. Las pruebas de grupos de pilotes son muy escasas, debido al costo y a la magnitud de las cargas que se requeriría movilizar en la prueba.

Con una prueba de carga puede obtenerse información sobre los siguientes aspectos:

- a) La capacidad de carga última por punta de un pilote.
- b) La capacidad de carga de un pilote por fricción lateral.
- c) El asentamiento total del pilote bajo la carga.

PILOTES DE PUNTA HINCADOS AL GOLPE

En esta sección se consideran aquellos pilotes prefabricados que se hincan en el terreno por medio de golpes dados por el martillo de una piloteadora o martinete.

Siempre habrá la necesidad de explorar el área que vaya a ocupar una cimentación piloteada. Los pilotes de punta, en especial, se apoyan en un estrato de suelo resistente, cuyo espesor y características han de ser cuidadosamente verificados en todas partes, pues cambios no previstos en espesor y resistencia ha sido causa de numerosas fallas.

Antiguamente era costumbre hincar los pilotes hasta que ya no era posible introducirlos a mayor profundidad bajo los golpes de un martillo autorizado por la práctica. Este criterio era conocido como criterio de rechazo para la hincada de los pilotes. Considerado así, como fundamental para definir el desplante del conjunto de los pilotes de una cimentación, este criterio es muy defectuoso y puede inducir a graves errores de trascendencia. Considérese por ejemplo, el caso de la figura 15 que se presenta como ilustrativo de una gran variedad de situaciones imposibles de individualizar.

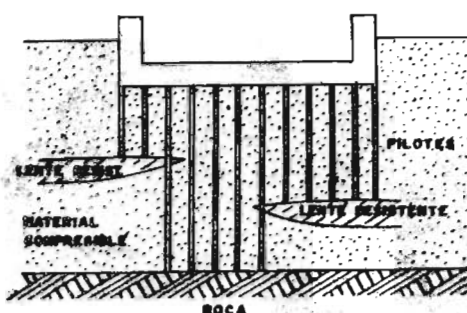


FIG. 15 Esquema que ilustra los peligros de hincado de pilotes "Al Rechazo"

En la figura se señalan con un rayado lentes de materiales resistentes a los que se supone capacidad para producir rechazo en los pilotes que se apoyan en ellos. Siendo la distribución de estas lentes irregular, los pilotes del conjunto quedarán a diferentes profundidades, con la consecuencia a lo largo del tiempo de que los pilotes apoyados en la roca permanecerán totalmente fijos, en tanto que los apoyados en los lentes resistentes se asentarán de manera diferente unos de otros por ser distinto el espesor de material compresible que queda bajo cada lente. La estructura de la figura seguramente está destinada a sufrir daños por asentamientos diferenciales.

Otro peligro de un pilote hincado al rechazo es que cualquier sobrecarga que el pilote reciba o cualquier disminución de resistencia en el suelo a lo largo del tiempo, podrán hacer penetrar al pilote en un estrato resistente delgado que, sin embargo, hubiera presentado buenas condiciones en el momento de la hinca.

La profundidad de desplante de un pilote debe establecerse con base en el conocimiento del suelo a través de la exploración; de esta manera puede localizarse el estrato resistente hasta el que debe ser llevado el pilote; en este caso, el criterio de rechazo es una buena comprobación de haber alcanzado

en la hinca el estrato deseado.

La necesidad de llevar pilotes a profundidades de desplante previamente elegidas y correspondientes a estratos de plena garantía en lo que se refiere a apoyo, plantea el problema de atravesar estratos de cierta resistencia, que dificultan la hinca, sin llegar a garantizar un apoyo permanente. Cuando estos estratos son de naturaleza friccionante suele ser de buen resultado ayudar la hinca a golpes con la inyección de agua a presión. Los inyectoros de agua (chiflones) han de ser previstos y dispuestos con anticipación en el propio pilote, antes de construirlo.

Frecuentemente se ha dicho que la inyección de agua no es efectiva para atravesar mantos de arcilla o de suelos finos plásticos en general. Sin embargo, la experiencia ha señalado buenos resultados en estos casos, siempre que en torno al pilote no se cierre el espacio que permita la salida del agua hacia el exterior.

PILOTES DE FRICCIÓN HINCADOS AL GOLPE

Como ya se ha dicho, se denominan pilotes de fricción a aquellos que están totalmente embebidos en material blando, de modo que su resistencia proviene total o casi totalmente de la adherencia que se desarrolla en el fuste, en el caso de suelos cohesivos o de la fricción entre suelo y pilote, en el caso de suelos friccionantes. La resistencia por punta se considera muy pequeña o despreciable.

En ningún caso y bajo ninguna circunstancia pueden usarse fórmulas dinámicas para calcular la capacidad de carga en pilotes de fricción.

Para calcular la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcilla blanda hay dos procedimientos practicables: a partir de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo o a partir de los datos de una prueba de carga.

La estimación de la capacidad de carga de los pilotes por fricción hincados en arenas es un problema prácticamente no resuelto en el campo teórico. Se ha supuesto que la fricción la-

teral sigue una ley lineal a lo largo del fuste, aumentando la fricción con la profundidad.

PILOTES COLADOS EN EL LUGAR

Existe una gran variedad de pilotes que se construyen directamente en el lugar en que definitivamente van a cumplir su cometido; pilotes que no se construyen en otra parte para después ser hincados a golpes hasta su posición definitiva como los que hasta ahora se han venido tratando; genéricamente se denomina a estos pilotes colados en el lugar o pilotes colados in situ.

Estos pilotes se distinguen y clasifican por los procedimientos que sirven para construirlos; éstos son sumamente variados y comprenden la excavación de perforaciones, además o no, que después se rellenan de concreto; gatos que hacen penetrar los ademes a presión; chiflones que permiten hacer llegar los trabajos al nivel deseado o métodos que involucran la utilización de explosivos.

La capacidad de carga en pilotes colados en el lugar se calcula básicamente en la misma forma que se describió para los pilotes hincados al golpe.

PILOTES COMPUESTOS

Se denominan pilotes compuestos a aquellos constituidos por dos materiales seleccionados siempre entre madera, concreto y acero. También caen dentro de esta denominación los pilotes de concreto formados por una parte precolada y otra colada en el lugar.

Cuando se use madera para formar pilotes ha de tenerse en cuenta que las fluctuaciones del nivel freático, con períodos alternados de humedecimiento y secado, son sumamente perjudiciales; en cambio, un pilote de madera siempre bajo el nivel freático se conserva en forma excelente. Así, las secciones compuestas de concreto y madera pueden usarse cuando el nivel freático no esté más profundo de 15 o 20 m., límite que suele considerarse para la sección de concreto de un pilote compues-

to; si el nivel freático está más profundo ya sería conveniente pensar en un pilote sólo de concreto.

Un punto delicado en este tipo de pilotes es la unión entre las secciones diferentes, la que se logra actualmente con varios dispositivos prácticos, generalmente patentados.

Cuando la sección superior haya de soportar esfuerzos de flexión que produzcan esfuerzos laterales de importancia, puede convenir construirla de acero, generalmente de secciones tubulares, obteniéndose así un pilote compuesto de acero y madera.

Los pilotes compuestos de concreto y acero suelen tener de este material el tramo de punta, con lo que se logra una mayor facilidad de penetración en terrenos duros; las puntas de acero suelen entonces ser de sección H.

PILOTES DE ACERO

Se llaman así los pilotes en que el acero es el material básico o el único. Se construyen usualmente con secciones de tubo o con secciones H.

Los pilotes de acero de sección tubular se colocan en el terreno hincándolos o presionándolos y pueden tener su punta tapada o ser abiertos. Los pilotes suelen rellenarse con concreto una vez que alcanzaron la profundidad de desplante. Es común que sean compuestos por secciones unidas entre sí por juntas especiales o soldadas; con esto se logra ventaja de maniobrabilidad y menor requerimiento de espacio para la colocación.

Se ha dicho con frecuencia que estos pilotes son apropiados para ser hincados a golpes a través de suelos más o menos duros en los que es difícil el hincado de pilotes de concreto, aún con ayuda de chiflonaje.

PILOTES DE CONTROL

Existe un problema muy común en las cimentaciones piloteadas con pilotes de punta, cuando se presenta una estratigrafía básicamente formada por un cierto espesor compresible subyaciendo por el estrato resistente de apoyo y cuando dicho manto

compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducido. Este es el caso de estribos de puentes en los que el estrato compresible disminuye de espesor y se consolida con el peso de los terraplenes de acceso.

Los pilotes de punta, apoyados en un estrato no consolidable y resistente permanecen comparativamente fijos, respecto a los suelos blandos que se enjutan, tendiendo a bajar a lo largo de su fuste. Esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes que, por ser en sentido descendente, sobrecargan a éstos al colgarse materialmente el suelo circunvecino de los pilotes. Si estas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente. Este es el fenómeno de fricción negativa en los pilotes de punta. En el mejor de los casos, es decir, cuando los pilotes aguantan la sobrecarga, la estructura apoyada sobre los pilotes parece emerger sobre la superficie del terreno, con lo que fácilmente producirá daños a estructuras vecinas, (ver figura 16).

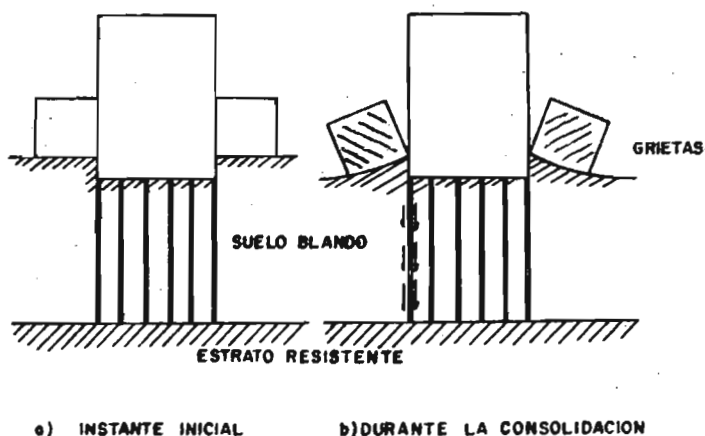


FIG. 16 Inducción de la fricción negativa a lo largo del fuste de pilotes de punta por Consolidación de los estratos blandos

Aún en el caso en que la fricción negativa no induzca falla y sea resistida, fácil es comprender que su efecto es maléfico, pues ocupa una buena parte de la capacidad de carga del pilote, que está soportando al suelo circunvecino y no carga útil.

Los efectos dañinos en las estructuras vecinas, la pérdida de capacidad de carga útil por fricción negativa y los peligros que entraña la penetración diferencial de los pilotes en los estratos firmes, han hecho pensar en soluciones que permitan manejar a los pilotes de punta superando estos problemas, para no desecharlos como cimentación posible en lugares en que existe enjutamiento de terrenos blandos y fricción negativa.

La primera solución que se ocurrió se ilustra en la figura 17.

Se trata simplemente de construir la cimentación de forma que los pilotes la atraviesen libremente, de modo que no haya ningún contacto o unión entre ambos elementos. La estructura se carga entonces directamente contra el suelo, el cual comenzará a ceder bajo su peso. Esta cedencia hace que el suelo accione sobre los pilotes por un mecanismo de fricción negativa, con lo que éstos toman por lo menos parcialmente la carga de la estructura, con la correspondiente disminución de las presiones efectivas en el suelo blando; así, los pilotes originalmente separados de la cimentación llegan a trabajar con cargas importantes, haciendo además que los asentamientos de la estructura disminuyan grandemente.

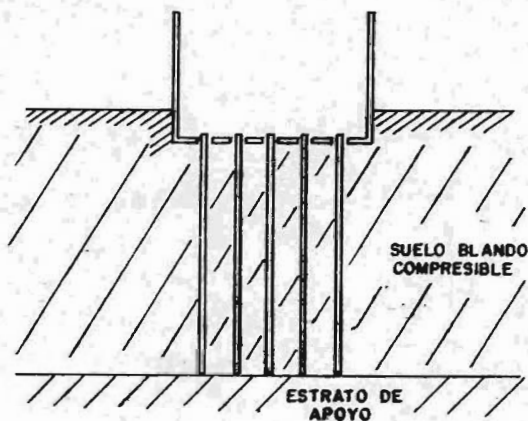


FIG. 17 Pilotes de punta atravesando libremente la cimentación

PILAS, CILINDROS DE CIMENTACION Y CAJONES

Como ya se ha dicho, no existe entre pilas y pilotes una diferencia más substancial que su diámetro; ya se establecieron al respecto los límites que la costumbre suele fijar para diferenciar ambos elementos. La capacidad de carga y los asentamientos en pilas pueden establecerse en la misma forma descrita para los pilotes.

Las pilas suelen ser preexcavadas a mano o con maquinaria especial, pues sus dimensiones prohíben su hincada a golpes. El procedimiento denominado del bozo seco consiste simplemente en fabricar manualmente un pozo hasta el estrato resistente, convenientemente adomado y de dimensiones tales que un hombre por lo menos pueda trabajar en su interior; como su nombre lo indica, el método sólo puede aplicarse en terrenos secos o en los que las filtraciones sean muy pequeñas. El llamado método Chicago es una variante del anterior, en la que se va excavando el material hasta una profundidad del orden de 1 a 2 m, según su consistencia; la excavación se adoma con largueros verticales de madera, que se mantienen con anillos de acero; se conti-

ría después la excavación, repitiendo las operaciones de adema- do en cada tramo; al alcanzar el nivel de apoyo, suele ampliar se la base, para mejorar el poder portante del elemento; el hueco así producido, se rellena de concreto. Si las filtraciones de agua resultan grandes puede usarse el método Gow en el cual se van introduciendo en el terreno secciones tubulares de acero, telescópicamente, excavando a mano el material que va quedando dentro de cada sección (figura 18).

Los métodos de excavación a mano resultan muy costosos en la actualidad, por lo cual se han desarrollado últimamente máquinas capaces de construir pilas, que además no tienen la limitación que la presencia de agua impone a los métodos manuales. Entre éstas destaca la máquina Benoto, de patente francesa, que fabrica pilas del orden de 1 m de diámetro.

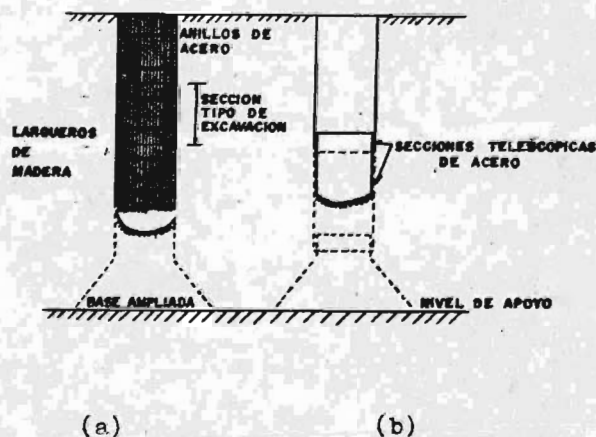


FIG. 18 Pilas

- a) Excavada por el método Chicago
- b) Excavada por el método Gow

La excavación se realiza hincando un tubo exterior resistente, del que se va extrayendo el material usando una cuchara de almaja. El tubo se hinca con un efecto combinado de presión y rotación alternado, con lo que se asegura que no se adhiera al

suelo. Al terminar la perforación se vacía dentro concreto, a la vez que se extrae la tubería de perforación.

Los cilindros son secciones circulares de concreto reforzado, que por su mayor diámetro (superior generalmente a los 3 m) se construyen huecos. El procedimiento de construcción 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 él, hasta llegar al estrato resistente. La penetración se facilita con punta biselada o cuchilla de acero en la parte inferior. Cuando son de gran longitud (y se han llegado a construir de 40 m) se construyen por tramos, colando cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad. Frecuentemente, en cilindros largos, se hace necesario lastrarlos a fin de vencer la fricción lateral que se opone a su descenso; en otras ocasiones se utilizan chiflones para el mismo fin. Una vez colocado el elemento en posición se cuela un tapón en su parte inferior y una tapa en la superior, quedando el interior hueco.

La capacidad de carga y los asentamientos de estos elementos se pueden estimar con los métodos descritos para pilotes, con las mismas incertidumbres analizadas en aquel caso, incrementadas inclusive ahora, por la falta de pruebas a escala natural, pues por ser los cilindros de cimentación elementos más costosos que los pilotes, son más escasas en la literatura las descripciones de pruebas de carga en cimentaciones construidas con ellos.

Los cajones de cimentación, se distinguen de los cilindros sólo por su forma paralelepédica. Las técnicas para su construcción y manejo se describen brevemente en lo que sigue, debiéndose observar que mucho de todo ello es aplicable también al manejo de cilindros.

Pueden distinguirse dos casos que obligan a adoptar técnicas diferentes: que exista o no un tirante de agua en el lugar de colocación del cajón. Si no hay agua, el cajón de una o varias celdas puede hacerse como se describió para el caso de los ci-

lindros, extrayendo el material de su interior y colocando el elemento en tramos, a medida que se va hundiendo en el susuelo. Obviamente, las celdas deben tener las dimensiones apropiadas para permitir la excavación. En cajones muy altos es frecuente también recurrir allastrado o al chiflonaje para vencer la fricción lateral.

Cuando en el lugar existe un tirante de agua, puede recurrirse a dos técnicas distintas. En la primera se lleva flotando al lugar un molde de acero, que constituirá la sección inferior del cajón; el molde reproduce la forma del cajón, de modo que los futuros muros de las celdas de éste aparecen como cámaras huecas entre dos láminas de acero en aquel. Ya en el lugar se vacía concreto en el molde, para ir colando los muros de las celdas del cajón; este concreto sirve de lastre y hace que el molde de acero descansa en el fondo. Ya en esta posición, se trabaja excavando el material dentro de las celdas, con lo que el cajón es llevado a la profundidad deseada bajo el fondo del río, lago, etc. Por supuesto el molde debe tener una altura algo mayor que el tirante de agua en el lugar; si este es muy grande, el molde podrá formarse por secciones, conforme se va hundiendo.

En la segunda técnica, se coloca un tablestacado de acero que sobresalga del agua y que encierre la zona de construcción. El espacio interior se va rellenando de arena, hasta que ésta sobresale del agua, a modo de isla. Así se logra hincar el cajón como si no hubiera tirante de agua.

En el cajón neumático, el trabajo en seco se logra creando por medio de aire a presión una cámara de trabajo en su extremo inferior. La técnica está limitada por la presión que soportan los trabajadores que ocupan la cámara y excavan al terreno bajo el cajón, hasta llevar a éste a su posición final. El factor anterior hace que las profundidades en que se usa el método oscilen entre 10 y 30 m.

PILAS DE PUENTES

En esta clase de proyectos la característica principal que influye en la elección del tipo de estructura que ha de utilizarse por debajo de la superficie del terreno o del agua sea el método de construcción. También son influencias básicas el carácter de la superestructura, sus dimensiones y su peso y cargas. Por supuesto, hay que tomar tal como son las condiciones del suelo y puede que estas restrinjan el número de variantes de proyectos que puedan realizarse.

El planteamiento de las cimentaciones es una parte integrante del desarrollo del proyecto completo de un puente.

Las investigaciones concienzudas de las condiciones locales son absolutamente especiales y también el estudio cuidadoso de todos los desarrollos futuros probables que pueden afectar a la estructura y a sus emplazamientos.

Es sumamente importante la cooperación de arquitectos e ingenieros en el planteamiento preliminar del proyecto de un puente y de todas sus partes principales de manera que la estructura, una vez terminada, presente el aspecto más agradable compatible con el servicio requerido, ambiente local, condiciones del subsuelo y economía posible.

Los estudios preliminares de topografía, las condiciones del subsuelo y superestructura es probable que sugieran unas cuantas variantes posibles para el puente.

La forma general de una pila que queda sobre el agua y sus características arquitectónicas dependen en gran manera del tipo, tamaño y dimensiones de la superestructura. Así, sucede a menudo que en cierto lugar conviene un tipo y tamaño específico de pila.

Las formas y detalles de las pilas que pueden utilizarse son casi en número infinito. Se muestran varias ilustraciones con el fin de sugerir ideas que se puedan aprovechar al plantear un proyecto de pilas.

- Elección del tipo de Puente y Pila. En la práctica, el planteamiento del proyecto de los cimientos -pilas y estribos- y de la superestructura constituye un problema general, en que

cada parte está influenciada y depende en cierto modo de las otras.

En primer lugar, el puente ha de tener una cierta capacidad y resistencia para dar cabida y soportar el tráfico deseado. Después, la estructura completa deberá ser la más apropiada, económica y agradable que pueda concebir el proyectista. El problema que aquí se trata es, principalmente, el de plantear el proyecto de los cimientos. Entre las cosas más importantes que pueden influir en la elección de las características básicas del conjunto de la estructura figuran las siguientes:

1. Las grandes luces horizontales y verticales necesarias para la navegación pueden afectar al planteamiento del proyecto de tal manera que únicamente son factibles ciertos tipos de estructuras de tramos largos y altos, tales como puentes suspendidos, arcos o vigas de celosía en voladizo y continuas.

2. Puede que se quiera una estructura de gran altura con tráfico ininterrumpido de manera que, evidentemente conviene utilizar unos cuantos puntos de cimentación altos y tramos largos, tal como vigas de celosía o vigas en voladizo y continuas, arcos o quizá una serie de vigas de celosía simplemente apoyadas.

3. Los accesos largos y elevados puede que resulten tan costosos e inconvenientes que sea preferible una estructura en un nivel más bajo con cierto tipo de tramo móvil. Entonces, lo más práctico puede que sea una serie de tramos cortos con vigas rectas o vigas de celosía y un puente levadizo, basculante o giratorio como unidad dominante.

4. Los puentes de tablero superior proporcionan una mejor vista del paisaje que los de tablero inferior, especialmente para el tráfico de carretera. Además, si la luz libre vertical no es importante, generalmente, para tramos de igual longitud, las vigas de celosía, arcos o vigas rectas de los puentes de tablero superior resultan más económicas que las de los de tablero inferior. Esto es debido no solo a la economía de la superestructura, sino también a la menor altura de las pilas.

5. Si se considera necesario o muy conveniente utilizar un

materiel determinado, acero, concreto o madera, automáticamente afectará al planteamiento del proyecto, ya que cada material es prácticamente apto para ciertos tipos de estructura.

6. Un terreno rocoso, con roca firme y sana, en lugares poco profundos puede permitir el uso de muchos tipos de estructuras de luces pequeñas o de otras pesadas de luces grandes. Los suelos flojos y lugares poco profundos pueden hacer que convenga mejor utilizar vigas rectas ligeras de tramos de cortos o palizadas. Las cimentaciones profundas pueden ser individualmente tan costosas que impongan el empleo de una superestructura de tramos largos. Las hondonadas profundas rocosas pueden ser ideales para arcos. Así, las condiciones topográficas y del suelo de un lugar pueden prácticamente limitar la elección de una estructura entre dos o tres posibilidades generales.

7. Los cimientos sobre suelos débiles pueden hacer preferible emplear estructuras estáticamente determinadas antes que arcos y puentes continuos debido al efecto de los esfuerzos que aparecerían en la superestructura si inesperadamente ocurriera una diferencia de asentamientos grandes. Sin embargo, no se contruirán cimientos de puente de los cuales se espera que no merecen confianza.

8. La cantidad de fondos disponibles puede controlar mucho lo que un ingeniero puede hacer, pero éste nunca permitirá que resulte una construcción que no ofrezca seguridad. Sin embargo, si se necesita un cierto tipo de estructura, de ordinario el planteamiento apropiado del proyecto permitirá conseguir una estructura agradable a un costo prácticamente igual que otra similar pero de aspecto feo.

9. El tipo de tráfico puede limitar algo la libre elección. Por ejemplo, el servicio de ferrocarril requiere una estructura rígida de manera que es más aconsejable el empleo de unas robustas vigas metálicas de celisia que de un puente colgante flexible.

Hay muchos caminos por los que el tipo de superestructura que hay que construir determinará o sugerirá el tipo de pila que hay que utilizar, al menos para la parte que queda sobre

el agua o terreno.

La coronación de una pila ha de tener suficiente superficie para recibir los apoyos. Ha de ser capaz de soportar las cargas longitudinales y laterales, así como las verticales. Será practicable y duradera, requiriendo un mínimo de mantenimiento.

En las figuras 1 y 2 se representan varios tipos de pilas. Los dibujos están hechos para representar las características básicas de las partes visibles de las estructuras y mostrar distintos detalles más que los procedimientos de apoyo bajo el agua o terreno. En general, una pila es más satisfactoria cuando es sencilla, bien proporcionada y evidentemente apropiada.

Fuerzas que Actúan en las Pilas. Es difícil establecer unas especificaciones generales sobre las fuerzas que hay que aplicar a todas las pilas de puente para comprobar su resistencia y estabilidad. Esto se debe a las diferencias en las condiciones locales, las características especiales de una estructura particular y las cargas a que el puente ha de estar sometido.

A falta de otras normas, las especificaciones siguientes pueden servir para estimar las cargas que hay que aplicar en un análisis preliminar de las pilas y estribos del puente. Los diagramas a que se hace referencia tienen por objeto dar una escala general de valores; no pueden ser exactos debido a las grandes variaciones en las estructuras. En las descripciones, la palabra transversal indica una dirección perpendicular a la línea longitudinal de los centros del puente mientras que longitudinal, por supuesto, significa la palabra a esta línea de centros.

Cálculo de Estabilidad. Una pila ha de ser lo suficientemente robusta para soportar la superestructura sin sufrir deformaciones permanentes. En raros casos será esto un problema serio, ya que la mayor parte de las pilas razonablemente dimensionadas resultan relativamente voluminosas y funcionan más como bloques que como pilas esbeltas. Naturalmente, también los suelos situados bajo la pila han de ser capaces de resistir las cargas verticales y todas las demás sin bascular, deslizarse o asentarse de modo peligroso. Aquí es donde corrientemente surgen

las dificultades de los proyectos de pilas.

Por supuesto, la superficie del suelo en que apoya la base de una pila ha de soportar siempre el peso propio de la estructura. Al desarrollar el proyecto deberá incluirse las sobrecargas verticales.

Al tener en cuenta el viento y las demás cargas laterales junto con las sobrecargas verticales y peso propio se presenta la cuestión de la probabilidad de las combinaciones que originan los máximos. En la tabla a continuación se dan unos valores que se creen aceptables para calcular la máxima presión admisible sobre el suelo en función de su capacidad de carga admisible p para las distintas combinaciones teóricas de cargas.

Presiones admisibles sobre los suelos para distintas combinaciones de carga

Carga permanente más sobre carga vertical (incluyendo el impacto cuando sea necesario).....	p
Carga permanente más viento.....	p
Carga permanente más viento más la acción del hielo y las olas.....	1.5 p
Carga permanente más sobrecarga más viento.....	1.33p
Carga permanente más sobrecarga más sobrecarga horizontal.....	1.33p
Carga permanente más sobrecarga más viento más sobrecarga horizontal.....	1.5 p

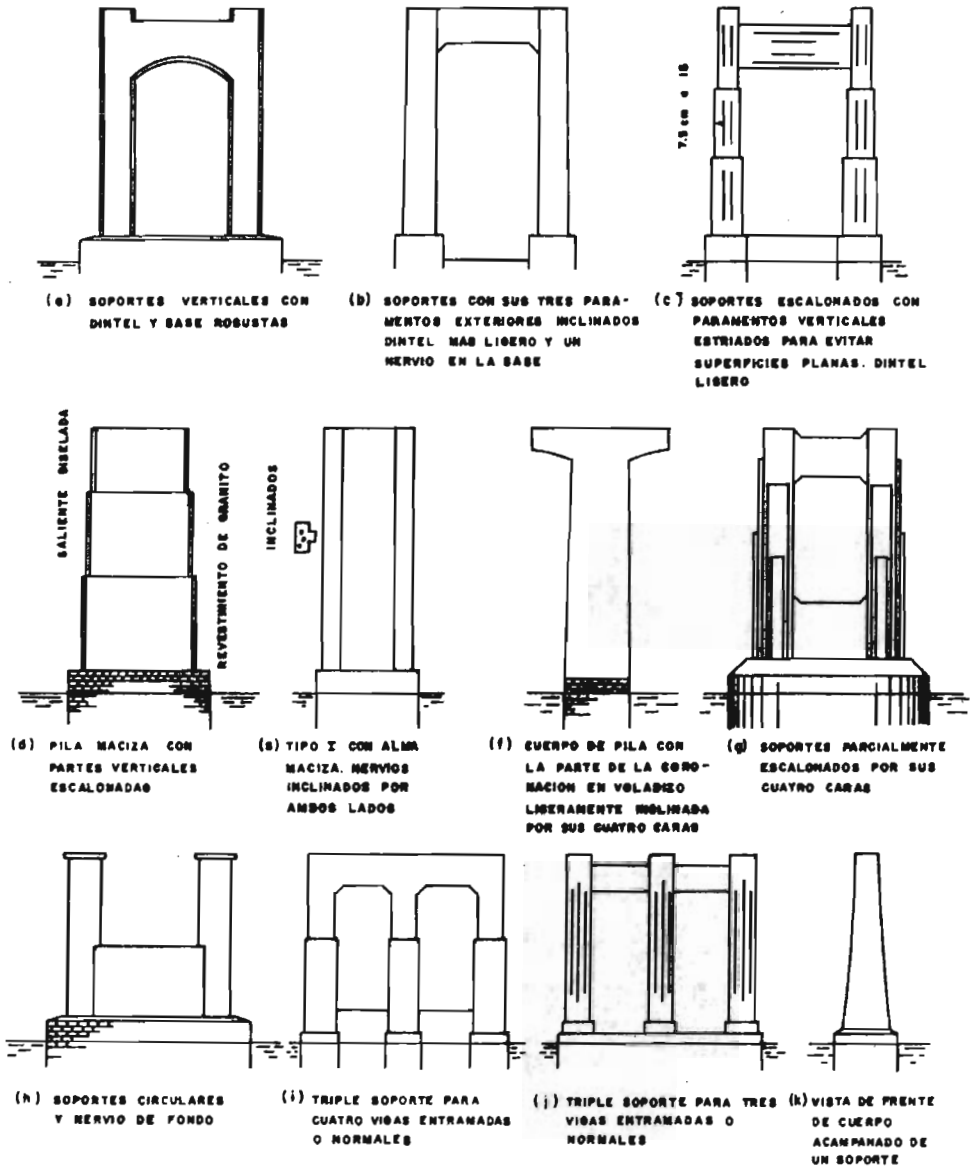


FIGURA I. Formas generales de algunas pilas para puentes grandes

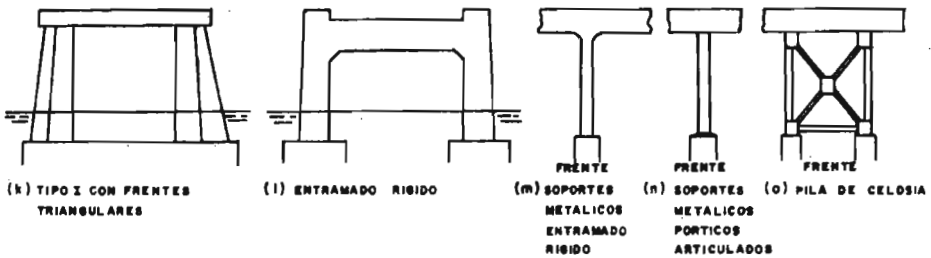
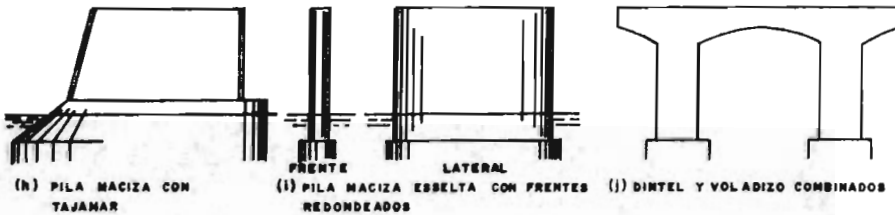
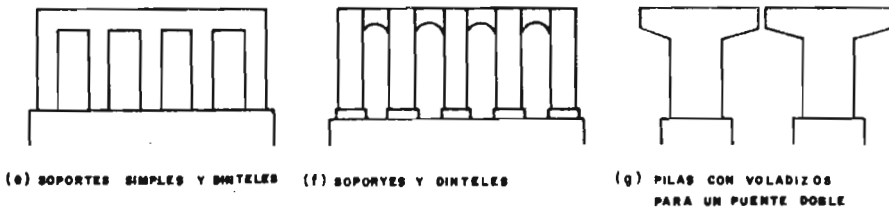
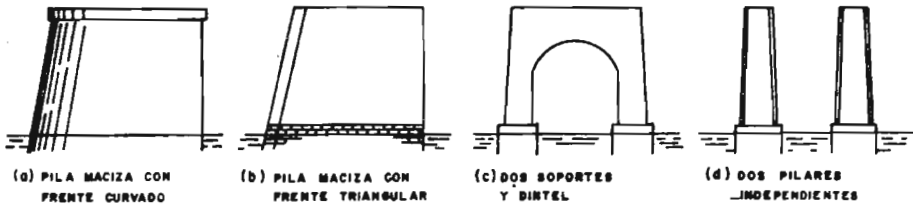


FIGURA 2. Formas generales de algunas pilas para puentes pequeños

ESTRIBOS DE PUENTES

En general, se puede definir un estribo como la cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente. Es natural que un puente, cuando se le considera con referencia al tráfico que lo utiliza, tenga un comienzo y un final, y éstos son los llamados estribos.

Los estribos de puentes modernos están hechos generalmente de concreto armado. En ocasiones se puede utilizar la mampostería, pero generalmente se emplea como revestimiento, que es el caso que se presenta cuando se desea conseguir efectos arquitectónicos especiales y gran duración de la superficie.

Si el tipo de estribo a utilizar en un lugar dado no viene determinado automáticamente por consideraciones arquitectónicas, el ingeniero puede tener sus preferencias basadas en experiencias anteriores o sobre lo que se ha utilizado en algún caso similar sin embargo, en cada caso son siempre importantes la seguridad, economía y la posibilidad de construcción. Si se trata de grandes estructuras está generalmente justificado el redactar varios proyectos y presupuestos para comparar.

Las dimensiones y naturaleza de la superestructura tiene considerable influencia sobre el tipo de estribo que resulta más apropiado en un caso dado, lo mismo que la topografía del lugar y las condiciones del subsuelo.

- Elección del Emplazamiento. La determinación del emplazamiento de los estribos de un puente es solo uno de los problemas que se presentan en el planteamiento general de la estructura. En algunos casos, un estribo puede ser una parte secundaria que no hace más que sostener el extremo de un tramo de la parte inicial del puente; en otros casos, una cimentación grande y costosa que soporta un extremo de una parte importante de la superestructura.

Puede suceder que un estribo tenga un emplazamiento casi automáticamente determinado por las condiciones locales, lo mismo que puede haber una gran amplitud para la elección de su posición. Las siguientes son unas cuantas de las consideraciones que pueden ser importantes al determinar un emplazamiento:

1. Un estribo debe colocarse en el punto en que un terraplén de acceso llegue a ser tan alto que sea más económico el empleo de una obra de fábrica elevada que la continuación del terraplén.

2. Puede ser tan compresible la arcilla blanda o limo, y como consecuencia ser tan serio el asiento o deslizamiento lateral bajo el peso de un gran relleno, que sea aconsejable ampliar la superestructura mucho más lejos de lo que se haría en otro caso, para evitar el uso de un terraplén masivo.

3. Si el trasado de las carreteras es tal que se necesita una zona abosinada ancha para las uniones laterales, pueden ser preferibles incluso los terraplenes altos, que una construcción elevada complicada y costosa.

4. Una carretera ó ferrocarril transversales, que la nueva estructura ha de cruzar por encima, puede ser un obstáculo, natural que limite la colocación del estribo a la posición justamente detrás de la línea límite (exterior) de zona ocupada, si hay suficiente espacio libre vertical para permitir que la estructura cruce por encima. Si no hay suficiente espacio libre, o si resulta que la posición horizontal constituye un obstáculo, puede ser necesario que la estructura principal termine más allá del lado protegido del agua haciendo necesario el uso de una estructura especial de flanqueo sobre la calzada ó las vías. Tal caso establece un punto determinante en el planteamiento.

5. Generalmente se desea la simetría, o al menos una semejanza razonable en ambos accesos de la superestructura por razones de aspecto general. Por consiguiente, cuando se han situado el estribo y pilas de un acceso a un tramo principal por necesitar requisitos especiales, puede ser de desear usar posiciones semejantes para los del otro acceso si no lo impiden las condiciones locales particulares.

6. Las buenas condiciones locales de un terreno pueden hacer que sea importante situar un pesado estribo para aprovecharlas, mientras deben evitarse en posibles zonas contiguas de terreno poco resistente.

7. A veces la topografía y la presencia de un sólido lecho de rocas casi no dejan dudas sobre dónde deben estar los estribos.

8. Las distancias libres en vertical y horizontal que hay que mantener, originan muchas veces que los estribos estén tan cerca de los límites del obstáculo existente como lo permitan la forma y tipo de estructura.

9. La posibilidad de daños originados por la socavación, erosión del oleaje, hielo y avenidas, puede ser causa de que se separen los estribos, para colocarlos fuera del peligro, aun cuando esto haga que la superestructura sea más larga.

10. Cuando un estribo debe ser de un tipo particular y presentar un cierto aspecto arquitectónico, su situación está determinada en gran modo por la posición en que tenga el tamaño, altura y colocación en la topografía apropiado para producir el efecto estético deseado.

Hay muchos casos en que es muy incierta la mejor situación de los estribos de un puente. Esto es particularmente cierto en el caso de cruce de una corriente en que se dan condiciones como las siguientes:

1. Corrientes anchas con zonas amplias de aguas poco profundas cerca de la orilla.
 2. Corrientes con zonas pantanosas extensas a lo largo de las orillas.
 3. Corrientes con terreno bajo, llano o con suave pendiente en gran distancia desde la orilla.
 4. Corrientes con zonas amplias de orillas bajas frecuentemente inundables y para las que el cauce no está bien limitado.
 5. Corrientes con meandros en terrenos de aluvión flojos en las que la situación de los canales puede cambiar radicalmente.
 6. Puentes de ferrocarril y puentes de poca altura cuyos accesos tienen nula o pequeña pendiente y que permanecen paralelos al terreno en distancias considerables.
- Estribos para Puentes Simplemente Apoyados y Continuos. Como en el caso de las pilas, hay que prever asientos para los

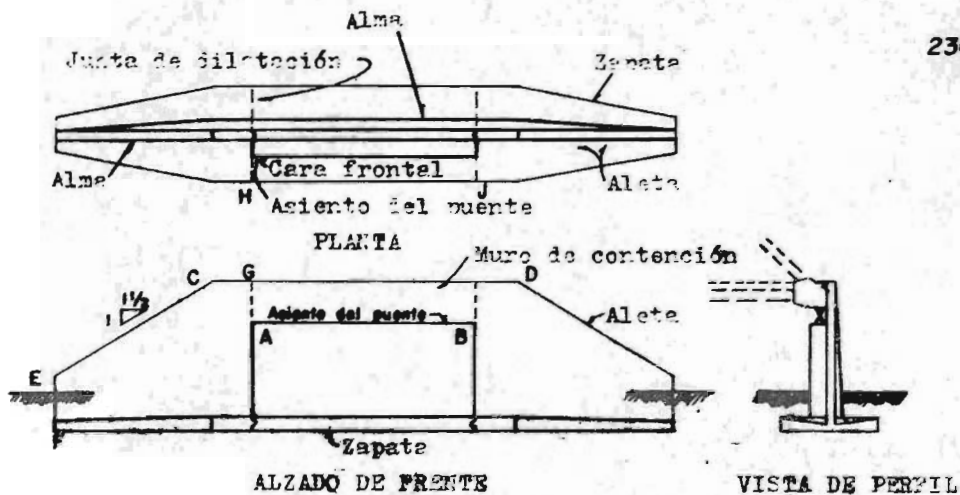
apoyos de los puentes de acero o concreto. Este es uno de los puntos de partida al plantear un estribo. La superficie del asiento debe ser apropiada y los apoyos de los puentes de acero deberán colocarse de modo que puedan inspeccionarse y conservarse fácilmente.

Consideremos primero algunos de los tipos de estribos ordinarios que se utilizan en puentes de acero o de concreto que no son de pórticos rígidos o arcos. Los detalles de construcción varían mucho en la práctica según las condiciones locales. Sin embargo, por comodidad, se agruparán diversos estribos y se designarán de acuerdo con algún principio fundamental referente al proyecto de cada uno.

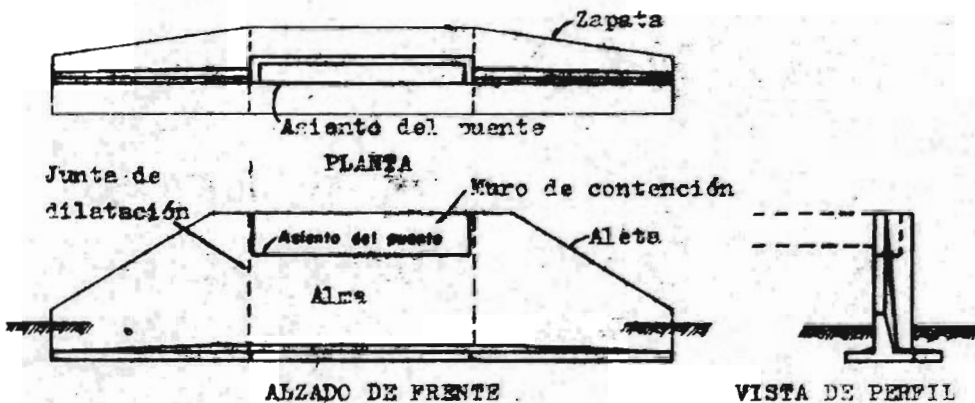
1. Estribos de aletas rectas. La figura 1 muestra dos estribos de este tipo. En general, son muros de contención modificados para soportar la superestructura. Se usan con terraplenes de altura moderada. Se construyen a menudo en cauces de corrientes en las que las aletas evitan que el relleno obstruya la corriente y tienden a evitar la acción de socavación del agua que se arremolina alrededor del soporte principal. En el caso de pasos inferiores, las aletas pueden sustituirse por muros de contención más largos, cuando sea necesario. Este tipo es adaptable para usarlo con puentes oblicuos lo mismo que con los normales. Tales estribos suelen ser macizos y deben resistir grandes momentos de vuelco. Por tanto, deben usarse en terrenos firmes y arenas.

2. Estribos con aletas oblicuas. En cierto modo, la construcción representada en la figura 2 es una modificación poco importante de la figura 1. Sin embargo, en su comportamiento estructural tiene una diferencia notable, cuando la superestructura es estrecha y el ángulo α de las aletas es grande, de 30 a 45°, a causa de que todo el estribo tiene una forma que es fundamentalmente estable, esto es, las aletas sirven de contrafuertes, de modo que la estructura es más resistente de lo que sería un muro de contención en T recto.

3. Estribos en forma de U. La construcción representada en la figura 3 tiene las aletas perpendiculares a la cara frontal,



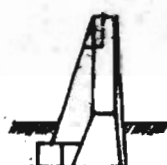
(a) Asiento de Puente Saliente



(b) Asiento de Puente en Rebajo



Sección en el eje



Vista de perfil



Sección en el eje



Vista de perfil

(c) Sección de Gravedad

(d) Construcción con Contrafuerte

Figura 1. Estribos con aletas rectas

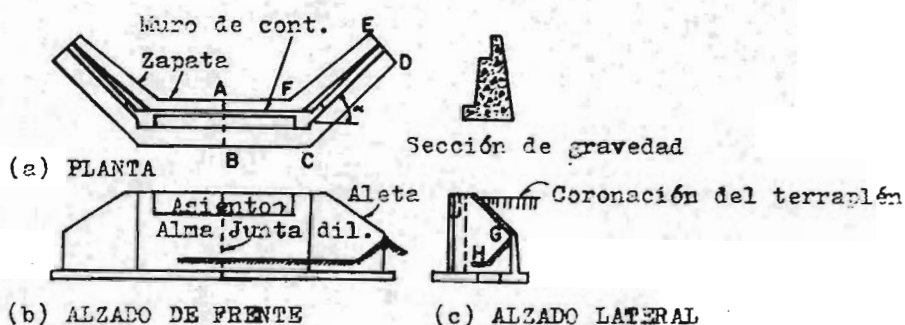


Figura 2. Estribo de aletas inclinadas

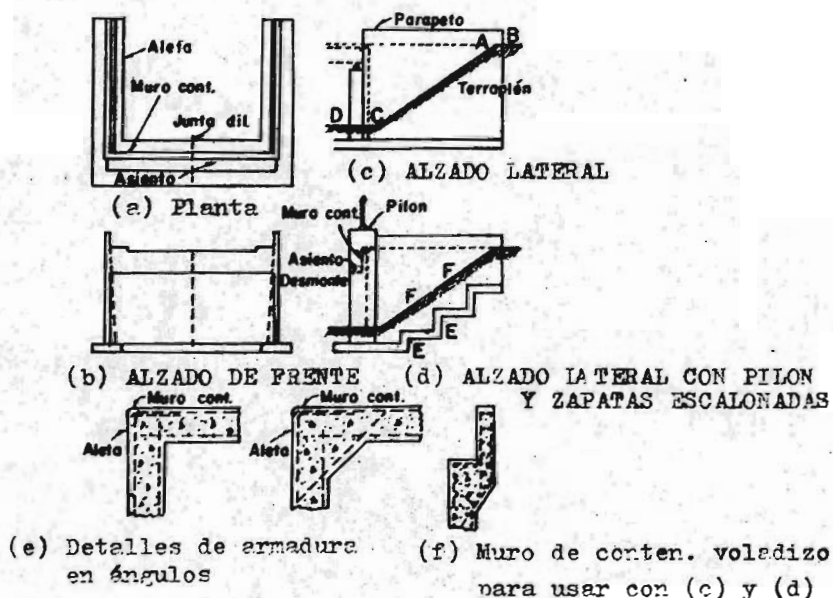


Figure 3. Estribo en forma de U

y sirven como eficaces contrafuertes si el puente no es muy ancho. Por tanto, es una estructura estable cuando se proyecta y cimenta adecuadamente. El dibujo indica que debe usarse para soportar una estructura de tablero de carretera compuesta de pesadas vigas colocadas longitudinalmente bajo la carretera.

Este estribo es apropiado para suprimir cruces a nivel en zonas rurales en que hay que ataluzar los lados del desmonte de la carretera inferior, a fin de evitar el uso de los costosos muros de contención que a menudo son necesarios en tales desmontes en zonas urbanas en que es caro el terreno. En otros casos constituye una terminación adecuada para el terraplén de la carretera superior, por su aspecto de resistencia, de acuerdo con la realidad. Este tipo no es tan aconsejable en cruces fuertemente oblicuos.

Cuando la carretera superior esta en terraplén, se pueden hacer las aletas como en la figura 3 (c), de modo que las zapatas descansen en un buen suelo no perturbado y se permita al relleno seguir su talud en el lado exterior.

Cuando la carretera inferior es en desmonte, las aletas pueden tener zapatas escalonadas, análogas al esquema (d), porque no es necesario excavar zanjas profundas en terreno no perturbado y luego construir en ellas muros que tienen que resistir pequeñas diferencias de presión lateral.

4. Estribos de cajón. Desde el lado exterior, el estribo presentado en la figura 4 puede parecer que tiene forma de U, a causa de las aletas. Sin embargo, es un cajón parcial colocado sobre el suelo. El representado aquí, se puede usar bajo un puente de lisa inferior o de armaduras.

Las dos pilastras son prácticamente pilas sobre zapatas cuadradas. El muro de contención detrás del apoyo, se extiende hacia abajo como una cortina y se puede utilizar para ayudar a repartir las cargas del puente. Puede suprimirse parte de este muro, pero es aconsejable su uso para evitar huecos que puedan rellenarse de escombros. A veces, pueden dejarse aberturas provisionales en él para quitar el encofrado. Las aletas son también muros cortina que pueden tener, o no, zapatas. En la nar-

te trasera, hay un muro secundario con zapatas soportadas en terreno no perturbado cerca de la coronación del talud, o bien puede ir colocado sobre pilares como se ve en el esquema (c) en líneas de trazos, cuando la carretera superior va en terraplén. El tablero de la calzada es una parte integrante del estribo, que igual que las aletas se extiende del muro frontal al secundario. Cuando el puente es estrecho, el tablero y el muro secundario pueden ir a través entre muros aletas bien sustentados.

Un estribo de cajón elimina el relleno que requiere pesados muros de contención en los casos anteriores. Por tanto, puede reducirse el peso y utilizarle en suelos peores, aunque tenga apariencia de macizo. Evidentemente, la estructura del tablero cuesta cara. Con estructuras anchas y desmontes profundos, puede conseguirse más ahorro.

5. Estribos tramos de orilla. En muchos casos es lógico tener la idea de reducir las presiones laterales en los estribos y asegurar aún más la economía. La figura 5 muestra esto en lo que podría llamarse un estribo tramo de orilla. Aquí, los muros de aletas están suprimidos; cuando se pueda reducirá también el muro frontal, mediante el empleo de aberturas rectangulares o en arco.

Este estribo reduce el peso de los elementos estructurales especiales, aunque es fuerte de por sí. El tablero y el muro secundario arriostran la estructura longitudinalmente; el frente debe ser suficiente para actuar como pórtico y para resistir al vuelco, de modo que dé resistencia transversal sin depender del tablero para resistir la torsión. Naturalmente, no se utilizarán juntas de dilatación donde perjudiquen a la acción estructural. Si el puente es muy ancho, debe hacerse el estribo como si fueran dos, uno al lado del otro. Aunque este tipo sea mejor que muchos otros para su empleo en terrenos malos y en pilotes, el estribo se moverá si lo hace la tierra que lo soporta.

6. Estribos sin aletas. Un estribo tramo de orilla puede resultar demasiado largo o demasiado caro para ser práctico,

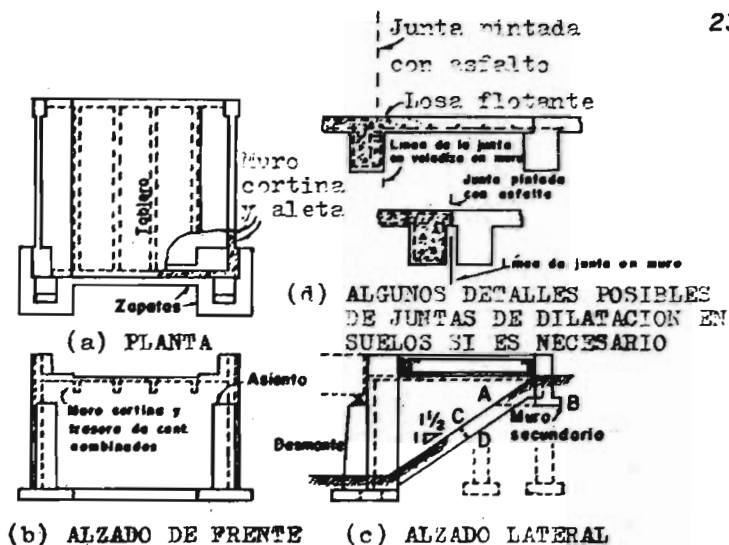


Figura 4. Estribos de cajón

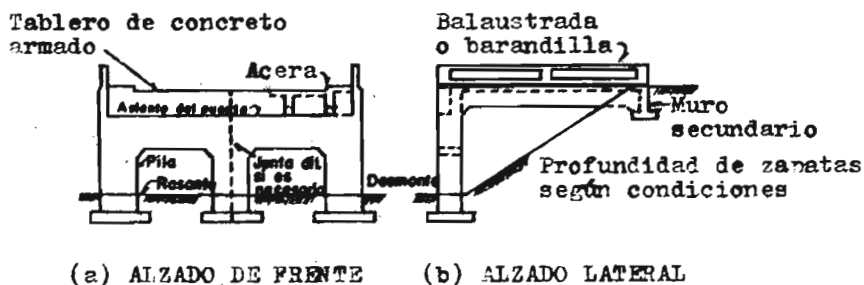


Figura 5. Estribo tramo de orilla

en cuyo caso, puede usarse el tramo final de la superestructura o un tramo terminal especial corto, que puede estar soportado sobre un simple muro con un asiento de puente, muro de contención superior, y muro final, como se ve en la figura 6 (a). Está sustentado simplemente sobre un lecho excavado en el lateral del desmonte, rodeado luego por el relleno. Si las condiciones del suelo o el peligro de socavación lo requieren, se debe profundizar el muro lo necesario. Cuando la calzada está en terraplén, se pueden utilizar dos o más pilas para soportar los apoyos directamente, o para soportar un largo asiento de puente, y el muro de contención sobre éste, se extenderá sobre ellas. Las aletas pueden ser muy pequeñas y pueden ser perpendiculares al asiento del puente o extenderse en los extremos paralelos a él para soportar el relleno de los apoyos, lo que es importante.

Aquí no se intenta terminar el puente por medio de ninguna estructura de apariencia maciza o de tipo especial a efectos estéticos. El soporte está clasificado como estribo, solamente porque sostiene el extremo de la superestructura.

Si el tramo final del puente está simplemente apoyado, se cimienta un muro bajo, como en la figura 6 (a) directamente sobre el terraplén bien compactado. Si éste asienta un poco, el estribo se mueve simplemente con él, y el tramo se inclina ligeramente en sus apoyos. A veces se le llama estribo flotante. Puede ser conveniente cuando el suelo es flojo y es inevitable algún asentamiento, sin que sea apreciable o perjudicial. Evidentemente, el muro debe ser suficientemente fuerte para evitar se rompa si el relleno asienta desigualmente.

Hay casos en que los estribos son tan pequeños que pueden ser de cualquier tipo o de ninguno en especial. Tal caso se ve en la figura 7. La recta a lo largo del desmonte aflora, y el estribo no es más que el asiento del puente y el murete de contención trasero. Puede no ser necesario más que una pequeña construcción del tipo de gravedad. Por otro lado, en este caso influye mucho la calidad de la roca.

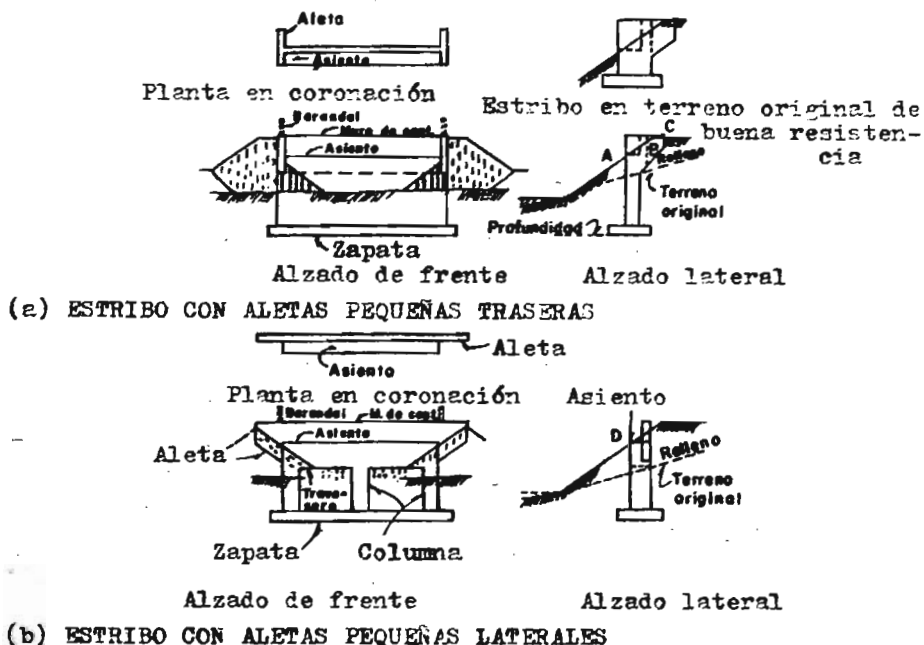


Figura 6. Estribos "sin aletas".

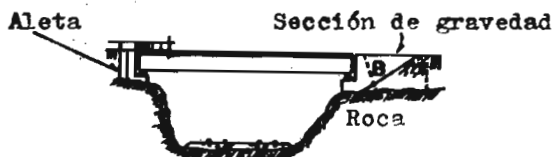


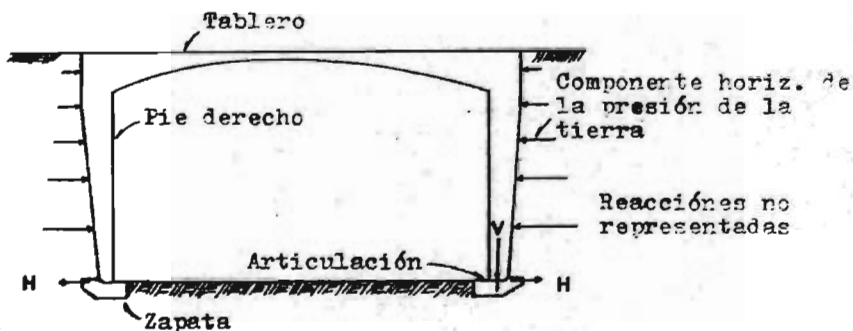
Figura 7. Estribos pequeños asentados en roca desnuda a lo largo del desmonte de ferrocarril.

- Estribos para Puentes de Pórticos Rígidos. Los puentes de pórticos de concreto armado son atractivos y económicos en muchos casos en que se necesitan tramos cortos simples o dobles. Los pies derechos de la superestructura, lo mismo si se trata de una construcción maciza que de una nervada, sirven como muros frontales de este estribo, como se ve en la figura 8 (a). La presión lateral de la tierra en la dirección del puente la resiste la propia superestructura, mientras el estribo debe aguantar solo los lados del terraplén. Evidentemente, debe haber una zapata para soportar la carga vertical V y el empuje horizontal H del pórtico. El último es opuesto a la componente horizontal de la presión del terreno.

Como estos pórticos rígidos necesitan tanto tener apoyos prácticamente inmóviles, su uso en terrenos malos debe ser puesto en duda y estudiado cuidadosamente antes de aceptarlo. Un asiento vertical de un extremo originará que un pórtico simple bascule, pero no se rompa; un descolazamiento horizontal del estribo puede tener consecuencias serias. Las variaciones de cargas y de temperaturas originan algunos cambios en la magnitud y dirección de las reacciones del puente, pero no causan movimientos perjudiciales en ningún caso. Es posible unir los apoyos entre sí para resistir el empuje horizontal, pero no parece sea económico ni aconsejable.

Las figuras 8 (c) y (d) muestran a escala exagerada el comportamiento estructural del pórtico rectangular articulado de (b) cuando actúa sobre él una sobre carga y un aumento de temperatura, respectivamente. Las figuras 8 (e), (f) y (g) representan un estribo simplificado de forma de U para ese puente, suponiendo que la calzada superior está en terraplén.

Los detalles de estribos para pórticos rígidos varían mucho, dependiendo del estilo arquitectónico y el tratamiento deseado. Cuando en una ciudad hay un vaso inferior con muros de contención, el puente puede descansar simplemente en una ranura de los muros, sin ningún estribo especial, como se indica en la figura 9 (a). Cuando la calzada superior es en terraplén, es posible utilizar muros de contención inclinados paralelos a



(a) SECCION DE PORTICO RIGIDO ARTICULADO

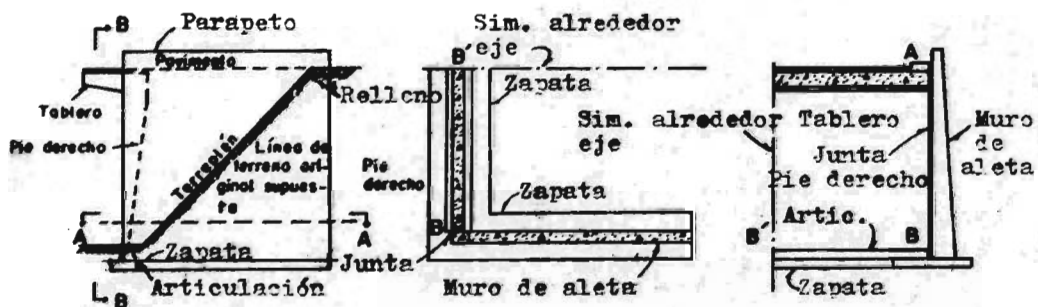
(b) ALZADO LATERAL
DEL ESTRIBO(c) MEDIA SECCION
A - A(d) MEDIA SECCION
B - B

Figure 8. Puente de pórtico rígido y un tipo de estribo.

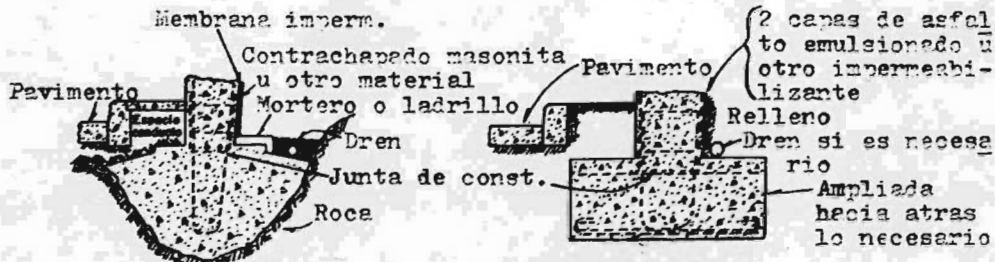
los pies del puente en cierto modo como con los estribos de alas rectas. Sin embargo, esto no produce un aspecto agradable; las aletas deben inclinarse hacia atrás, al menos 45° . En algunos casos se pueden utilizar con ventaja estribos de cajón huecos, eliminando así grandes presiones de tierra contra los pies y el estribo. En las figuras 9 (b), (c) y (d) se muestran unos cuantos esquemas de estos.

- Estribos para arcos. La componente horizontal de la reacción de un arco es, en general, grande; y en muchos arcos ordinarios, excede considerablemente de la componente vertical. Además, se usan arcos para luces que son mucho mayores que la de los órticos rígidos. Por todo ello, los estribos han de soportar cargas pesadas y empujes grandes, por lo que se necesitan buenas cimentaciones para este tipo de estructura.

Las gargantas de roca son muchas veces casos ideales para puentes de arco.

Si se proyecta un arco con extremos empotrados, puede ser difícil hacer los estribos de modo que ofrezcan con certeza el empotramiento necesario. Pueden ser convenientes las cimentaciones en roca; las de tierra o pilotes pueden torcerse lo suficiente para disminuir una gran parte del empotramiento supuesto, sin que pueda apreciarse esto antes de que la estructura esté en peligro. Puede pensarse que podrían enlecharse armaduras o tirantes en agujeros taladrados en la masa, para fijar los estribos tan fuertemente como sea necesario. Sin embargo, se presentan algunos problemas: el alargamiento de las barras largas bajo tensión elevada, la posibilidad de debilitamiento producido por la corrosión, enlechado inadecuado, insuficiencia de adherencia o de anclaje y debilidad de la roca originada por grietas y fisuras.

La mayoría de los arcos de concreto armado largos están sustentados sobre apoyos fijos o empotrados que consisten generalmente en bloques estribo a los que acomete el nervio del arco como si fuera una columna inclinada. La armadura entra en el estribo para conseguir la necesaria resistencia a la flexión. En la figura 10 se representa un tipo de apoyo fijo (empotra-



(a) ZAPATA EN ROCA

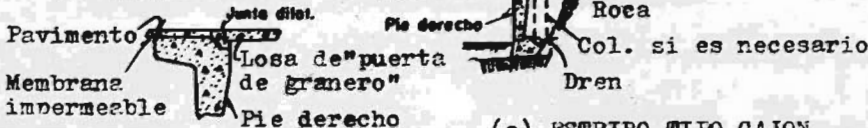
(b) ZAPATA EN TIERRA

Figura 9.1. Detalles de zapatas empotradas para puentes de pórtico rígido de hormigón de tipo macizo



(a) ALETA RECTA

(b) ESTRIBO DE TIPO CAJON



(c) ESTRIBO TIPO CAJON EN ROCA

(d) TIPO DE JUNTA ENTRE PUENTE Y PAVIMENTO

Figura 9.2. Estribos rectos y de tipo de cajón para puentes de pórtico rígido



(a) APOYO "FIJO"

(b) APOYO ARTICULADO DE PASADOR O CHARNELA

Figura 10. Dos disposiciones de apoyo para puentes de arcos articulados de acero.

do) y uno articulado para arcos de acero.

- Anclajes de Puentes Colgantes. Los anclajes de puentes colgantes difieren notablemente de los estribos de puente ordinarios. Su planteamiento y desarrollo detallado en el caso de un puente importante requiere de ordinario el trabajo de varios ingenieros competentes, con conocimientos especializados y experiencia en tales estructuras. Sin embargo, los principios fundamentales son relativamente sencillos.

La figura 11 (a) representa un anclaje construido en una masa de roca de magnitud prácticamente infinita, lo que es un caso casi ideal. La figura 12 (a) muestra un anclaje de "gravedad", constituido por un bloque macizo de concreto que mantiene el extremo de los cables. Estos dos dibujos representan los tipos de anclaje ordinarios. Evidentemente, pueden hacerse variaciones y combinaciones para cumplir condiciones especiales.

Los cables de acero de los puentes pequeños se pueden sujetar directamente a la mampostería de anclaje por medio de casquillos y ligaduras. Los cables de acero de los puentes grandes terminan en zapatas de anclaje fuera de la mampostería.

Las zapatas de anclaje de los cordones se sujetan con uniones articuladas, a las barras o placas pesadas que transmiten la tensión del cable a las vigas de anclaje situadas en la parte de atrás de la mampostería. Estas vigas cargan sobre el concreto y están proyectadas para transmitir una compresión igual a la tracción del cable.

- Detalles Diversos. Los detalles de la junta entre el extremo de la superestructura y el estribo son importantes y pueden ser incluso fastidiosos. Son posibles muchas disposiciones, estando algunas representadas en la figura 13. No solo deben hacerse de modo que cada parte sea suficientemente fuerte estructuralmente para soportar las cargas concentradas y el impacto, sino que deben proyectarse de modo que no puedan introducirse la rueda de una bicicleta, el tacón de un peatón o cualquier cosa que pueda originar un accidente. También debe hacerse de forma que el agua de desagüe no afluya por encima y manche el estribo, perjudicando su aspecto. Esto último puede ser diff-

cil de evitar, pero se hará cuando se quiera tener un aspecto atrayente.

Los terraplenes situados detrás de los estribos para sopor-
tar el tráfico asentarán algo casi inevitablemente.

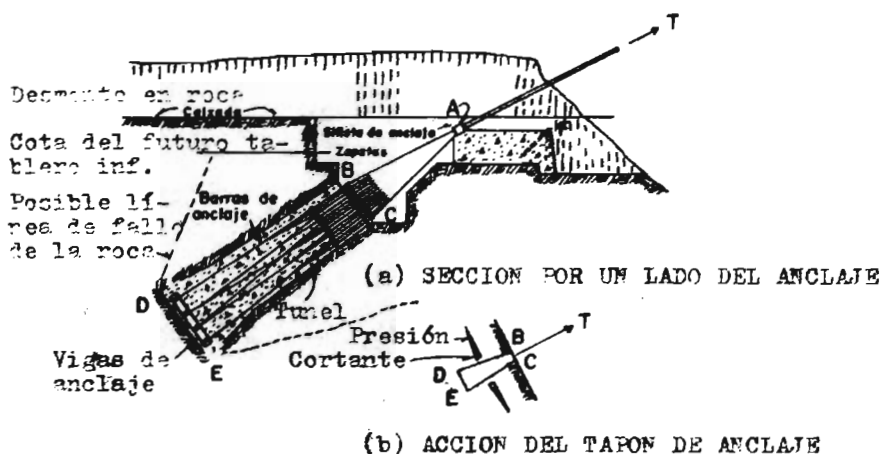


Figura 11. Sección simplificada de anclaje

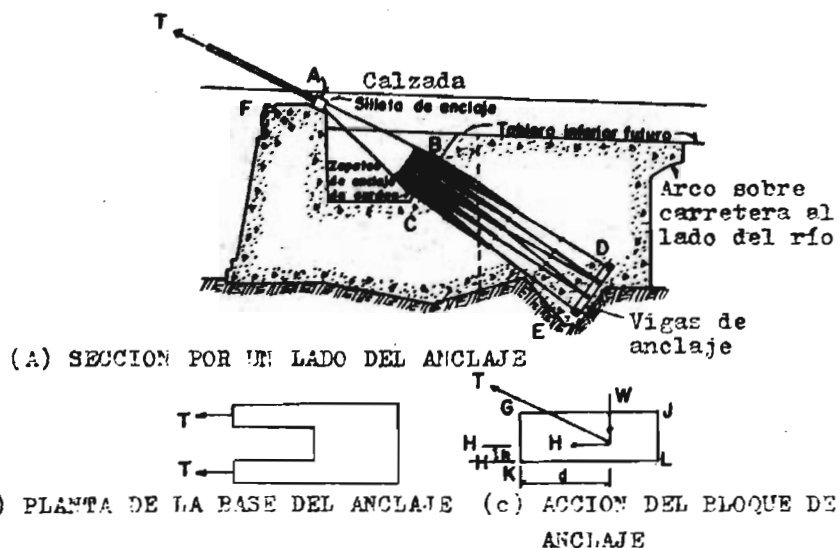
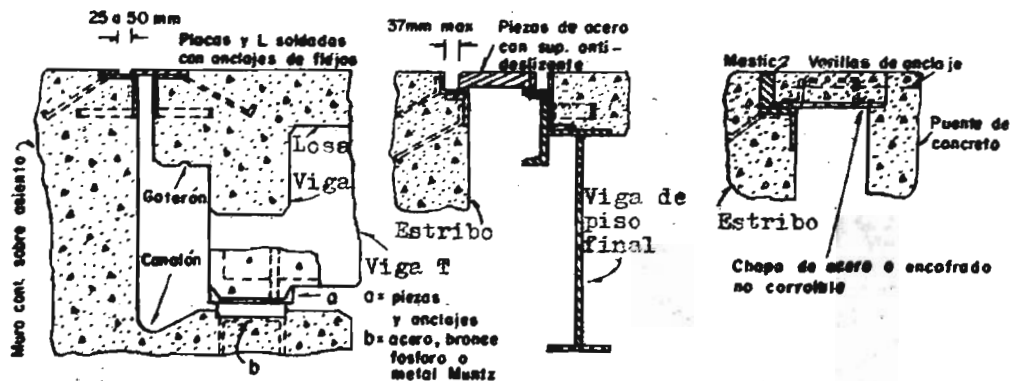
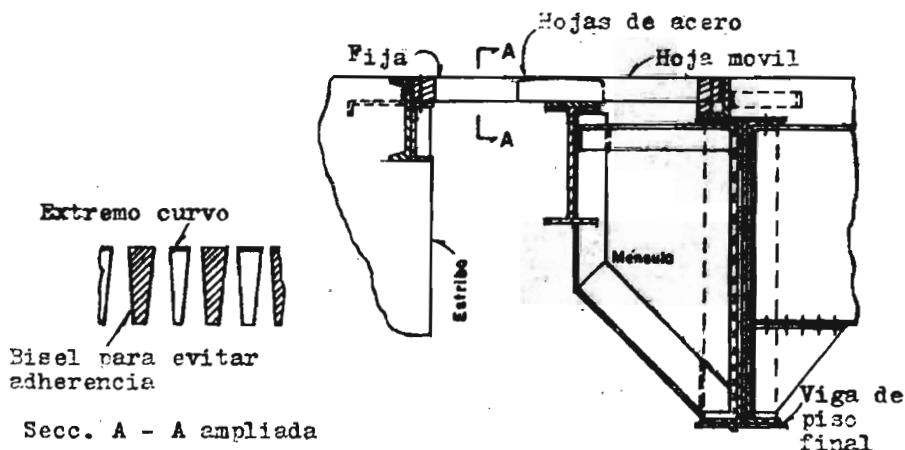


Figura 12. Sección simplificada de anclaje



(a) JUNTA BLINDADA PARA DILATACION MODERADA CON CANALON HASTA DESAGUE
 (b) PIEZA FLOTANTE PARA EVITAR FLEXION VER-TICAL
 (c) LOSA FLOTANTE PARA DI-LATACION PEQUEÑA



(d) JUNTA DENTADA PARA PUENTES QUE NECESITAN GRAN DILATACION

Figura 13. Algunos detalles de juntas de dilatación de estribos de puentes

if.

EJEMPLO

iiig.

EJEMPLO

El ejemplo correspondiente al primer capítulo puede resumirse en el plano anexo a este capítulo.

Es decir, como ya se mencionó anteriormente, la elección de cruce del puente no sólo depende de las condiciones de la corriente, de las características del terreno y del subsuelo sino que también depende de los estudios de tránsito y de los estudios económicos del lugar, y que del análisis optimizado de todos ellos llegamos a una zona de cruce seleccionada, de la cual se obtiene una sección transversal como la mostrada en el plano del ejemplo.

En dicho dibujo, para la zona de cruce se proporcionan todos los datos correspondientes para su localización, como son: el nombre del puente, el kilometraje a que se encuentra, el nombre del camino, el tramo, etc. Se muestra la topografía bien definida de la sección transversal del cruce, indicando sobre ella los distintos niveles de aguas principales que se presentan, como lo son: el Nivel de Aguas Mínimas (NAMIN), el Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO) y el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME), incluyendo el dato de la pendiente promedio que el terreno tiene hasta la sección de cruce. También se presenta la estratigrafía del lugar indicando el número de sondeos utilizados para su descripción.

En resumen el plano presenta toda la información necesaria para la elección del tipo de puente.

En este segundo ejemplo, partiendo del plano de la sección transversal del cauce se procederá a calcular la sobreelevación para determinar el espacio libre vertical que deba tener el puente y se propondrán algunos tipos de superestructuras para la sección considerada.

Según los datos recabados en campo para el puente Texixiapar, se hará el cálculo de velocidad y sobreelevación de las aguas del cauce para tres diferentes longitudes de tramo, en el primer caso con claros a cada 40 m, en el segundo con claros a cada 30 m y en el tercero con claros a cada 20 m, y de esta forma poder conocer el espacio libre vertical que se debe considerar para la elección del tipo de puente, de los cuales se debe escoger el más económico y funcional. Esto se hará tomando en cuenta la sección transversal de la cuenca, el perímetro mojado, la pendiente del terreno y su rugosidad.

El área (A) de la sección transversal se calcula directamente en el dibujo usando cualquier procedimiento. En este ejemplo, se utilizó la suma de áreas tributarias obtenidas de los trapecios que se formaron con el NAME y las rectas que se dibujaron para conformar el perímetro de dicha área.

El perímetro mojado (p) de la cuenca, se calculó de la suma de las rectas con las que se dibujo éste en la sección transversal (ver el método de sección y pendiente del capítulo IIa).

Para obtener la rugosidad (n) del terreno, se utilizó la tabla recomendada por Horton del capítulo IIa, de donde se obtuvo un valor para $n = 0.035$

El cálculo de la sobreelevación requiere de una velocidad de llegada al puente (V) y una velocidad que se presenta bajo éste (V') en un claro.

Tanto la velocidad de llegada como la velocidad bajo el puente son obtenidas con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{r^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

donde:

V = velocidad

r = radio hidráulico (A/p)

S = pendiente del terreno

n = rugosidad del terreno

En la primera (V), se considera toda la sección transversal de la cuenca para el cálculo del área y del perímetro mojado; en la segunda (V') se considera únicamente el área y el perímetro mojado de la sección comprendida en cada tramo libre.

Con la velocidad bajo el puente y la velocidad de llegada como datos, se entra al nomograma del capítulo IIc para la obtención de la sobreelevación (h) en m.

De la sección transversal considerada tenemos los siguientes resultados para el cálculo de V.

$$A = 433 \text{ m}^2$$

$$p = 133 \text{ m}$$

$$r = 3.25 \text{ m}$$

$$S = 0.000163$$

$$n = 0.035$$

$$V = 0.80 \text{ m/seg}$$

En la tabla siguiente tenemos los resultados de la velocidad bajo el puente y la sobreelevación que se presenta para los casos antes mencionados.

No. Caso	A (m ²)	p (m)	r (m)	S	n	V' (m/s)	h (m)
1o.	205.01	58.9	3.48	0.000163	0.035	0.838	0.003
2o.	155.85	42.2	3.693	0.000163	0.035	0.872	0.005
3o.	149.58	33.1	4.52	0.000163	0.035	0.997	0.018

Como se explico en la elección del tipo de puente (capítulo IIe), se consideran dos clases de corrientes hidráulicas, la de montaña y la de llanura.

Por las características presentadas en la sección transversal del plano, el ejemplo corresponde a la segunda clase de corriente hidráulica, donde se propone que se use un puente de tramo sencillo, con apoyo directo y claros cortos. Para ilustrar el modelo ver las figuras 1 y 2 del capítulo IIe. También pueden emplearse puentes como los mostrados en las figuras 3(i) puente de tramos compensados y 5(c) puente pórtico con pilares en T del mismo capítulo.

BIBLIOGRAFIA

1. CARLOS FERNANDEZ CASADO
"Puentes de Hormigón Armado Pretensado"
Editorial Dossat, S.A.
Madrid 1965
2. ERWIN BEYER HERIVERT THUL
" Carreteras Elevadas"
Editorial Blume
Madrid 1962
3. CARLOS FERNANDEZ CASADO
"Formulario para Proyectos de Puentes de Arco"
de Hormigón Armado"
Editorial Dossat, S.A.
Madrid 1964
4. ING. ALFONSO R. OLIVERA BUSTAMANTE
"Apuntes de la Clase de Puentes"
Instituto Politécnico Nacional
5. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
"Boletines Hidrológicos"
Secretaria de Recursos Hidráulicos
1980
6. RICARDO LASSO HERRERA, I. G.
"Procedimientos de Construcción de Puentes"
Editorial Copyright, S.O.P.
México 1964

7. J. A. MAZA ALVAREZ
"Socavación en Cauces Naturales"
Universidad Nacional Autónoma de México
México 1977
8. ING. CLAUDIO MERRIFIELD CASTRO
Notas Recabadas para Proyectos de Puentes
9. ING. JUAN B. PUIG
"La Cartografía y la Información"
Editado en DETENAL
México 1980
10. ASOCIACION MEXICANA DE CAMINOS, A.C. Y
REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA, S.A.
"Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito"
Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.
1974
11. ING. FRANCISCO M. TOGMO
"Ferrocarriles"
Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.
1976
12. VICENTE GUERRERO Y GAMA
"Apuntes de la Clase de Puentes"
Universidad Nacional Autónoma de México
13. E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO RODRIGUEZ
"Mecánica de Suelos"
TOMO I "Fundamentos de la Mecánica de Suelos"
Editorial Limusa
México 1978

14. E. JUAREZ BADILLO Y A. RICO RODRIGUEZ
"Mecánica de Suelos"
TOMO II "Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos"
Editorial Limusa
México 1976
15. ING. OGLESEY
"Ingeniería de Carreteras"
16. ING. CARLOS CRESPO VILLALAZ
"Vías de Comunicación"
17. ING. CARLOS FERNANDEZ CASADO
"Puentes de Pasos Elevados para Carreteras y Vías Urbanas"
Editorial Dossat, S.A.
Madrid 1971
18. CLARENCE W. DUNHAM
"Cimentaciones de Estructuras"
Libros Mc Graw - Hill de México, S.A. de C.V.
Segunda Edición
19. OMER W. BLODGETT
"Design of Welded Structures"
The James P. Lincoln Arc Welding Foundation
U.S.A. 1966