

# CONSTRUCCION DE PUENTES

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 7	9 a 9:30 a. m.	INTRODUCCION	ING. GABINO GRACIA CAMPILLO ING. ADOLFO SANCHEZ Y SANCHEZ
	9:30 a 11 a. m.	CONCEPTOS GENERALES Función de un puente Elementos de un puente Problemas de la construcción de puentes Elección del tipo de puentes	
	11 a 11:10 a. m.	Descanso	
	11:10 a 13 h	TIPOS DE PUENTES	
	13 a 14 h	Comida	
	14 a 15 h	NOCIONES SOBRE EL DISEÑO DE UN PUENTE Estudios preliminares	
	15 a 15:10	Descanso	
	15:10 a 17 h	Especificaciones Acciones que actúan sobre puentes Ideas general es sobre estructuración en puentes	
	17 a 17:10 h	Descanso	
	17:10 a 19 h	Ideas generales sobre el análisis de los puentes Dimensionamiento de puentes con estructuras de concreto, metálicas y de madera. Detalles especiales (apoyos, juntas, parapatos, drenaje, ductos, etc.	
			ING. JOSE LUIS CAMBA C.
			ING. JOSE MARIA RICOBO
			ING. JOSE MARIA RIOBOO MARTIN

CONSTRUCCION DE PUENTES

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 8	9 a 11 a. m.	CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES DE LOS PUENTES	
		Sondeos de verificación	Ing. Gabriel Moreno Pecero
	11 a 11:10 a. m.	Descanso	
	11:10 a 12 h	Excavaciones a cielo abierto	Ing. Ricardo Sánchez Bringas
	12 a 12:10	Descanso	
	12:10 a 13 h	Cimentaciones piloteadas	Ing. Roberto Avelar López
	13 a 14 h	Comida	
	14 a 17 h	Cimentaciones por cilindros y cajones	Ing. Juan Manuel García Chávez
	17 a 17:10	Descanso	
	17:10 a 19 h	CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURAS	
		Estribos, pilas y caballetes Apoyo de superestructuras Reparación del puente de Coatzacoalcos	Ing. Juan Manuel García Chávez
Agosto 9		CONSTRUCCION DE SUBESTRUCTURAS Y SUPERESTRUCTURAS	
	9 a 11:30 a. m.	Proyecto de cimbras y obras falsas	Ing. Federico Alcaraz Lozano
	11:30 a 11:40	Descanso	
	11:40 a 13 h	Cimbras deslizantes	Ing. Arturo Mondragón Esquivel
	13 a 14 h	Comida	
	14 a 15 h	Fabricación, manejo y colocación del concreto	Ing. Gabino Gracia Campillo
	5 a 15:10	Descanso	

## CONSTRUCCION DE PUENTES

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 9	15:10 a 16 h	Instrumentación	Ing. Marcos Mazari
	16 a 16:10	Descanso	
	16:10 a 17 h	Elaboración y colocación del refuerzo	Ing. Luis Salazar Zúñiga
	17 a 17:10 h	Descanso	
	17:10 a 19 h	Control de calidad	Ing. Ricardo Olivera Bustamante
Agosto 10	9 a 13 h	PUENTES PREFABRICADOS	
		Prefabricación en obra y en planta	Ing. Rubén Obregón Cházaro
		Perfiles estándar	Ing. Rene Carranza Aubry
		Problemas de fabricación	
		Problemas de transporte y montaje	
		Diferentes tipos de elementos prefabricados	
		Reforzados	
		Pretensados	
		Postensados	
		Mixtos	
	13 a 14 h	Comida	
14 a 19 h	PUENTES POSTENSADOS EN OBRA		
	Sistemas de postensados	Ing. José Gaya Prado	
	Fabricación de ductos y cables	Ing. Ricardo Jiménez del Arco	
	Colocación de cables		

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Agosto 10	14 a 19 h	Medición de las fuerzas de presfuerzo Efectos de fricción en el postensado Inyectado de ductos Problemas locales en los anclajes Etapas de presfuerzo	
Agosto 11	9 a 10:20 a. m.	PUENTES ESPECIALES Puentes en doble voladizo Otros tipos de puentes	Ing. Modesto Armijo
	10:20 a 10:30	Descanso	
	10:30 a 13 h	PUENTES DE MADERA	Ing. Francisco Robles Fernández
	13 a 14 h	Comida	
	14 a 16 h	PUENTES DE ACERO Fabricación en planta Puentes de alma abierta Puentes de alma llena Puentes atornillados o remachados Puentes soldados	Ing. José Luis Sánchez Martínez
	16 a 16:10	Descanso	
	16:10 a 17 h	Puentes de tipo flexible Puentes de acero presforzado	

CONSTRUCCION DE PUENTES  
ema

-5-

Fecha	Duración	tema	Profesor
Agosto 11	17 a 19 h	Métodos de montaje	Ing. Gonzalo Rivera Díaz
Agosto 12	9 a 10 a. m.	ORGANIZACION DE LOS TRABAJOS EN OBRA	Ing. Manuel Landa Meinhard
	10 a 10:10 a. m.	Descanso	
	10:10 a 11 a. m.	ESTIMACION Y CONTROL DE COSTOS	Ing. Enrique Toscano Lanz
	11 a 11:10 a. m.	Descanso	
	11:10 a 12 h	OTROS TIPOS DE PUENTES	Ing. Modesto Armijo Mejia
	12 a 12:10 h	Descanso	
	12:10 a 13 h	MESA REDONDA	Todos los profesores
	13 a 14 h	Comida	
	14 a 18 h	VISITA A PUENTES, CARRETERA: LOS REYES TEXCOCO-LECHERIA	

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO CONSTRUCCION  
DE PUENTES 1978.

1.      **ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO**  
Director General  
Sagmag de México, S.A.  
Nueva York 310-7° Piso  
México 18, D.F.  
Tel. 687.36.66
  
2.      **ING. MODESTO ARMIJO MEJIA**  
Vicepresidente y Director  
Comec, S.A.  
Anillo Periférico 3453  
México 20, D.F.  
Tel. 595.78.89
  
3.      **ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ**  
Director Técnico  
Constructora Lec, S.A.  
Blv. A. López Mateos 152-102  
México 9, D.F.  
Tel. 593.90.44
  
4.      **ING. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA**  
Ingeniero Consultor  
Ometusco 35-602  
México 11, D.F.  
Tel. 553.68.80
  
5.      **ING. RENE CARRANZA AUBRY**  
Vicepresidente Ejecutivo  
Aso. Nal. de Ind. del Presfuerzo y Prefabricación, A.C.  
Servicios y Elementos Presforzados, S..A  
Av. Nvo. León 249 P.B.  
México 7, D.F.  
Tel. 515.36.27
  
6.      **ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ**  
Residente General  
Dirección General de Carreteras Federales  
S.A.H.O.P.  
Xola y Av. Universidad  
México 12, D.F.  
Tel. 530.75.84
  
7.      **ING. GABINO GRACIA CAMPILLO**  
Jefe de la Sección de Construcción  
D E S F I  
Tacuba No. 5-1°Piso  
México 1, D.F.  
Tel. 521.80.44

8. ING. JOSE GAYA PRADO  
Gerente Técnico  
Presforzados Mexicanos, S.A.  
Av. Minas 143  
México 18, D.F.  
Tel. 563.20.00
9. ING. RICARDO JIMENEZ DEL ARCO  
Gerente Técnico  
Servicios y Elementos Presforzados S.A.  
Av. Nvo. León 249 P.B.  
México 11, D.F.  
Tel. 515.36.65
10. ING. MANUEL LANDA MEINHARD  
Gerente General  
Landa y Rubio S.A. de C.V.  
Londres 85-503  
Col. Juárez  
México 6, D.F.  
Tel. 511.63.87
11. ING. MARCOS MAZARI MENZER  
Investigador  
Instituto de Física, UNAM  
México 20 D.F.  
Tel. 550.52.15 Ext. 3971
12. ING. ARTURO MONDRAGON ESQUIVEL  
Gerente General  
Slipform de México  
Carr. Federal a Cuernavaca No. 8  
México, D.F.  
Tel. 573.94.20
13. ING. GABRIEL MORENO PECERO  
Jefe de la Oficina de Mecánica de Suelos  
S.O.P.  
Av. Universidad y Xola  
México 12, D.F.  
Tel. 530.46.77
14. ING. RUBEN OBREGON CHAZARO  
Gerente Técnico  
SIPSA, S.A.  
San Lorenzo 167  
México, D.F.  
Tel. 575.30.11

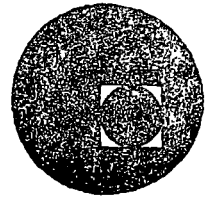
15. ING. RICARDO OLIVERA BUSTAMANTE  
Jefe de la Oficina de Control de Calidad  
Dirección General de Carreteras Federales  
S.A.H.O.P.  
Xola y Ave. Universidad  
México 12, D.F.  
Tel. 530.40.68
  
16. ING. FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ  
Jefe del Depto. de Materiales  
U.A.M.  
Av. S. Pablo s/n Azcapotzalco  
México 16, D.F.  
Tel. 561.37.33 Ext. 205
  
17. ING. JOSE MARIA RIOBOO MARTIN  
Riobóo , S.A.  
Director General  
Insurgentes Sur 1194-302  
México, D.F.  
Tel. 559.13.81
  
18. ING. GONZALO RIVERA DIAZ  
Jefe de Puentes  
Departamento de Vías y Estructuras  
Ferrocarriles Nacionales  
Av. Central No. 140-8°  
México 3, D.F.  
Tel. 547.52.40 Ext. 6627
  
19. ING. MARIO LUIS SALAZAR ZUÑIGA  
Director General  
Dirac, S.A. de C.V.  
Ma. de la Luz Bringas 28  
Col. del Valle  
México 12, D.F.  
Tel. 534.52.55
  
20. ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS  
Gerente General  
Cimentaciones Anzer de México, S.A.  
Tezozomoc 96  
San Miguel Amantla, Azcapotzalco  
México 16, D.F.  
Tel. 561.19.27



21.      **ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ**  
Ingeniero Estructural  
Colinas de Buen, S.A.  
V. M. Alemán 1902 P.B.  
México, D.F.  
Tel. 538.05.44 y 45
  
22.      **ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ**  
Jefe del Depto. de Puentes  
Dirección General de Carreteras Federales  
S.A.H.O.P.  
Xola y Av. Universidad  
México, D.F.
  
23.      **ING. ENRIQUE TOSCANO L.**



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## CONSTRUCCION DE PUENTES

TEMA: ALGUNOS COMENTARIOS, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE MECANICA DE SUELOS, PARA EL CURSO DE CONSTRUCCION DE PUENTES.

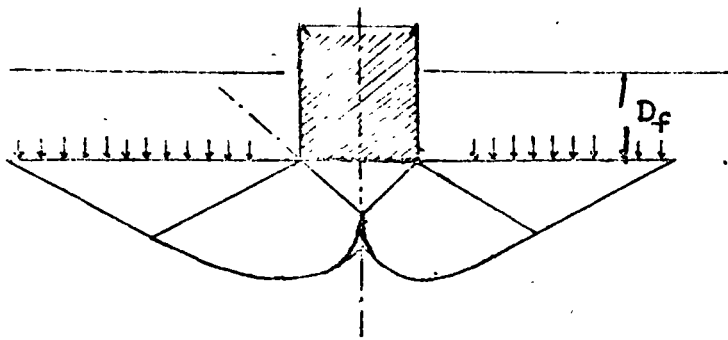
1. Introducción
2. Métodos de perforación y sondeos
3. Análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales
4. Cimientos profundos
5. Hincado de pilotes
6. Comentarios acerca de la cimentación mediante cilindros
7. Estabilidad de taludes
8. Gráficas de variación del esfuerzo normal vertical con la profundidad

ING. GABRIEL MORENO PECERO

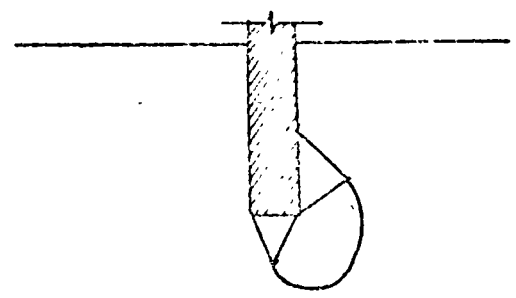
AGOSTO, 1978.

ALGUNOS COMENTARIOS, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE MECÁNICA DE SUELOS, --  
PARA EL CURSO DE CONSTRUCCION DE FUENTES.

En la Mecánica de Suelos, se acostumbra dividir las cimentaciones en superficiales y profundas. En cierta forma los términos -- superficial y profunda han surgido como adjetivo que califica la magnitud a la cual se hace el apoyo de los cimientos, o sea, a la llamada -- profundidad de desplante; claro está que tal calificación debe estar -- referida a algo y en estas condiciones, ese algo son las propias dimensiones del cimiento y de ellas se escoge la menor. Así en el caso de un cimiento de apoyo con forma rectangular, será el ancho  $B$  la dimensión que se compare con la profundidad de desplante  $D_f$ , en el de un cimiento cuadrado, será su lado  $B$  y en el de uno circular, obviamente -- será su diámetro. Para cuantificar el valor de  $D_f/B$  que constituye la frontera entre los cimientos superficiales y los profundos, desde un -- cierto punto de vista, se puede hacer uso de la forma en que se calcula la capacidad de carga del cimiento. Para entender con claridad este razonamiento, debe tenerse en cuenta que no se utilizan las mismas teorías para determinar la capacidad de carga de un cimiento superficial que las que se emplean para determinar la capacidad de carga de un cimiento profundo. Actualmente para los primeros es bastante usual emplear la teoría de Terzaghi en cambio para los segundos puede utilizarse la teoría de Meyerhof. La primera establece entre sus hipótesis que la superficie potencial de falla sólo llega a desarrollarse hasta el nivel correspondiente al desplante del cimiento, es decir, desprecia el hecho observado de que la superficie de falla se desarrolla -- arriba de ese nivel; la segunda considera entre sus hipótesis precisamente el hecho de que la superficie potencial de falla si se desarrolla arriba del nivel de desplante del cimiento. En la figura, que es definitivamente un croquis, se observa la diferencia establecida entre ambas teorías, según lo comentado.



*Terzaghi*



*Meyerhof*

De la observación de los croquis se puede concluir que, cualitativamente a medida que  $D_f$  es más pequeño respecto a B, será más aplicable la teoría de Terzaghi que la de Meyerhof, puesto que el área de superficie de falla que se desprende es pequeño por tanto a medida, sucediendo lo contrario en el caso que  $\frac{D_f}{B}$  aumenta, como se puede ver en el croquis indicado como Meyerhof. Algunos autores consideran que se aplica la de Meyerhof cuando  $\frac{D_f}{B} \leq 1$ , otros incrementan este valor hasta 2 y aún existen otros que relacionan 4. Para cimientos profundos, se indican valores de 4, 5 y de 6 ó mayores. Para los que están interesados en ahondar en el tema se anexa a las presentes notas, un artículo sobre Análisis de la Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales escrito por el suscrito y el capítulo de Cimentaciones Profundas correspondiente al libro Mecánica de Suelos (Tomo II) del Dr. E. Juárez Badillo y del Ing. A. Rico.

Desde luego para elegir el tipo de cimentación de un punto, - en términos generales, es conveniente tomar en cuenta la naturaleza - las cargas y características del terreno de cimentación. En el cuadro se indica en forma cualitativa y muy general las variaciones de los factores mencionados que conduzca sin duda, al tipo de cimentación - señalado, pero desde luego son los casos extremos y existirán interme-

	Cimientos superficiales.	Cimientos profundos.
Cargas.	Pequeñas.	Grandes.
Características del suelo.	Buenas.	Malas.

dios tales como cargas grandes pero terrenos de cimentación de muy -- buenas características, o bien cargas pequeñas en terrenos de cimenta- ción de no muy buenas características. Todo esto es cualitativo y -- surge la necesidad de cuantificarlo; para ello, desde el punto de vig- ta de la Mecánica de Suelos, será necesario contestar a preguntas ta- las como:

¿qué tipo de terreno de cimentación se tiene?

¿qué resistencia ofrece el terreno de cimentación?

¿qué deformabilidad presenta el terreno de cimentación al so- meterlo a las cargas que ejerce el puente.

Mediante estas preguntas comienza a determinarse la llamada capacidad de - carga de diseño del terreno de cimentación y a la elección del tipo - de cimiento.

Para poder contestar a las preguntas será necesario conocer - al terreno de cimentación y el primer paso para lograr ese objetivo es hacer sondeos.

Claro está que el conocimiento del terreno de cimentación que al fin de cuentas tiene como consecuencia la determinación de la capa- cidad de carga de diseño y la elección del tipo de cimiento, cumple - también con un objetivo fundamental que es el determinar (desde el pun- to de vista de la Mecánica de Suelos) el procedimiento constructivo - adecuado o bien colaborar para que el procedimiento de construcción - seleccionado, en función de factores diferentes a los de la Mecánica de Suelos, resulte económico, seguro y funcional.

Con relación al tipo de sondeos empleados, se puede afirmar - que los comunes en nuestro país son los pozos a cielo abierto, la penetración estándar y el muestreo inalterado. (ver anexos en que se da talla en qué consisten estos diferentes tipos de sondeos). En cuanto a los sondeos surgen preguntas sobre cuántos sondeos deben hacerse?, y en dónde deben localizarse?, a qué profundidad deben llevarse?. Las respuestas a estas preguntas se discutirán durante la exposición.

Para hacer comentarios sobre los procedimientos constructivos de las cimentaciones de puentes es conveniente señalar que los cimientos superficiales casi siempre llevan a emplear la excavación a cielo abierto, y los cimientos profundos los procedimientos inherentes al empleo de pilotes y los cilindros.

En el caso de excavación a cielo abierto, desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos, conviene mencionar dos aspectos fundamentales:

a). La estabilidad de taludes.

b). La falla por el fondo.

(Ver el detalle en los anexos respectivos).

Desde luego existe otro aspecto que también importa que es el drenaje de la excavación para tratar de mantenerla en seco, surgiendo así la necesidad de determinar el coeficiente de permeabilidad del terreno - de cimentación.

En el caso de pilotes un aspecto importante es el del hincado (se anexa un escrito del suscrito, al respecto) y la penetración máxima de los pilotes de punta en el estrato resistente, que se comentará en la exposición.

Finalmente para los cilindros se anexan al escrito preparado por el suscrito con relación a dos problemas básicos durante el hincado del cilindro:

a). Pérdida de la verticalidad.

b). Fricción entre suelo y pared lateral del cilindro durante el descenso de éste.

Julio de 1978.

ALGUNOS COMENTARIOS ACERCA DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS.

OBJETIVO.

En lo que sigue, se hará una exposición de aspectos relacionados con las cimentaciones profundas mediante cilindros, con el fin de que al final de ellos, se tenga una idea de la forma en que se eligen, se diseñan y se construyen este tipo de cimientos.

DEFINICION.

Cilindro es un elemento de apoyo de las estructuras constituidas por concreto armado, que tiene la forma de un cilindro. Normalmente es hueco y el espesor de su pared es del orden de 0.80 m.

ELECCION.

En términos generales, los cilindros se eligen como elementos de cimentación cuando se conjuntan dos condiciones simultáneamente:

- La estructura que va a ser soportada tiene concentraciones altas de esfuerzos.
- Existe a una cierta profundidad, relativamente grande, un estrato francamente resistente.



Un ejemplo clásico que frecuentemente se tiene en la Ingeniería Civil, es el de los puentes en donde aparte de conjuntarse las dos condiciones anteriores, aparecen otras que forzan aún más la elección de cimentación de cilindros. Entre estas condiciones está el hecho siempre importante, de que la construcción de la cimentación mediante cilindros, ofrece casi la seguridad de que no habrá interrupción durante la construcción, por efecto de temporales, lo que si ocurre en el caso de emplear otro tipo de cimentaciones profundas, como por ejemplo, pilotes.

Una condición que debe tenerse en cuenta siempre, en la elección del tipo de cimentación y fundamentalmente en la determinación de la profundidad a la que deben llevarse los cimientos, es la socavación, es decir, aquel fenómeno consistente en el arrastre de las partículas sólidas del suelo por efecto de la energía cinética del agua; es obvio que el desplante de los apoyos debe llevarse a una profundidad mayor que la correspondiente a la socavación, esta condición, en muchas ocasiones conduce a una elección de cimiento profundo mediante cilindros.

Cuando en la estratigrafía del suelo de cimentación, aparecen fragmentos de roca, de tamaños de medianos a grandes, (mayores de 25 cm de diámetro) y en porcentaje mayores de 10, la introducción de pilotes se dificulta y en ocasiones es prácticamente imposible; en esos casos, una solución alternativa para la cimentación, es la elección de cilindros, debido a que el procedimiento constructivo de ellos permite atravesarlos sin grandes dificultades; claro está que, a medida que el tamaño de los fragmentos de roca se incrementa, la dificultad de hincado, aun de los cilindros, también lo hace. En relación con la magnitud de las cargas, no sólo deben considerarse las verticales sino también las horizontales, producto de fuerzas de frenaje, de sismo, de viento, etc. En general, las cimentaciones mediante cilindros son

bastante más estables y seguras que las piloteadas, para este tipo de fuerzas.

Casos Especiales de Elección de Cilindros.

- a).- Es frecuente que para proteger los apoyos de los puentes se diseñen y construyan elementos llamados "Duques de Alba" que tienen por objeto absorber las fuerzas -- provocadas por choques de buques.

En ocasiones, se elige como elemento receptor de --- esas fuerzas a cilindros, calculándose en este caso su profundidad de hincado en función de la magnitud de la fuerza que debe absorber.

Como quiera que el cilindro es un elemento rígido, los cálculos determinan para este tipo de acción, una profundidad de hincado bastante grande; con el objeto -- de disminuirla, en ocasiones, se recurre a hacer que - el cilindro sea un elemento relativamente flexible y - para ello, se le dota de unos elementos amortiguadores en la parte en que recibe el impacto del buque, consti- tuidos por resortes.

- b).- Recientemente los cilindros se han utilizado como elementos de acceso de maquinaria y obreros a la zona de construcción de túneles con relativo éxito. Como ejemplo tenemos algunas de las lumbreras de acceso a los - colectores que ahora se están construyendo en la zona del Valle de México, en este caso el diámetro de los - cilindros es del orden de los 9 m.

c).- En Japón se usan cilindros gigantes como elementos de cimentación de edificios de muchos niveles cuyo hundimiento en el terreno de apoyo, se consigue empleando la Obra de Mano. Este tipo de apoyo se usa cuando se tienen dos estratos de suelo, uno superior, poco resistente y deformable constituido por ejemplo por arcillas y el otro inferior, francamente resistente; además, se debe cumplir que el primero mencionado, sea totalmente homogéneo.

#### Procedimiento de Construcción.

El Procedimiento de construcción, constituye el factor fundamental en el costo de los cilindros. Practicamente, el costo por metro de cilindro (es de \$ 15,000.00 a \$ 20,000.00) varía poco con los diámetros usuales: 4, 5, 6 y 7 m.

El procedimiento constructivo más usual es el llamado "Pozo Indio", consiste en esencia en descender el cilindro en el terreno de apoyo por su propio peso, a medida que desde su interior se excava el suelo en el que penetra. La excavación del suelo, normalmente se hace empleando una cuchara de almejas pero en el caso de los cilindros que se mencionó que se utilizan en Japón para cimentación de edificios, la excavación se ejecuta por obreros que deben trabajar rítmicamente, pues de no hacerlo se corre el riesgo de que en alguna zona del cilindro se excave más que en otra, lo cual puede propiciar su inclinación, que es en estos casos, situación de fracaso, debido a que resulta muy difícil volver a la verticalidad a cilindros con dimensiones tan grandes. Un caso especial en que también se utiliza la Obra de Mano, lo constituye el procedimiento constructivo mediante aire --

comprimido. La idea es introducir aire a presión en la parte inferior del cilindro, con el objeto de equilibrar la presión del agua del suelo y evitar que éste inunde el interior del cilindro; en estas condiciones es posible hacer descender al interior obreros que excaven el suelo de apoyo y propicien el hundimiento del cilindro. Las experiencias que existen al respecto, indican que este método es factible emplearlo hasta profundidades del orden de los 35 m, también se ha encontrado que su costo se incrementa muy rápidamente a partir de los 12 m de profundidad. La razón estriba en el hecho de que el rendimiento del trabajador disminuye rápidamente a medida que la presión del aire se incrementa.

Consideraciones Especiales.

## a). Estabilidad del fondo durante la excavación.

Es común, cuando se tienen a arenas, que los sondeos de exploración previos determinen una alta compacidad de ellos, y que durante su excavación para lograr que el cilindro penetre, se encuentra que la tal alta compacidad no existe, las arenas se sienten sueltas y existe la duda de si servirán como elemento de apoyo seguro del cilindro. La experiencia y la teoría indican -- que basta colar el tapón inferior del cilindro y confinar las arenas para que éstas tiendan a recuperar rápidamente la compacidad original; la razón de esta condición es el flujo de agua ascendente dentro del cilindro que genera la flotación de las partículas sólidas de la arena, producto, en ocasiones, del desnivel entre las superficies libres del agua freática dentro -- y fuera del cilindro y también a la extracción rápida del elemento excavador; para evitar este efecto se puede recurrir a mantener el agua en el interior del cilindro siempre a un nivel superior al que tiene fuera del cilindro, o bien a disminuir la permeabilidad del suelo de apoyo; para este caso, en ocasiones, se ha recurrido a colocar alrededor del cilindro costales llenos con arcilla.

En el caso de que el suelo, en el fondo del cilindro, sea fino como por ejemplo, arcilla, la falla de fondo es relativamente benéfica, pues facilita el hincado del cilindro, pero debe cumplirse que el volumen de suelo que falle sea semejante al que sustituye el cilindro, si no es así, se corre el peligro de que queden oquedades entre el suelo y la superficie lateral --

del cilindro o bien que se produzcan asentamientos en el terreno superficial, alrededor del cilindro. La experiencia indica que es más adecuado no provocar la falla del fondo, manteniendo siempre el tirante de agua en el interior del cilindro.

b). Fricción lateral.

De acuerdo con el procedimiento constructivo, los cilindros se introducen venciendo la fricción lateral -- con su peso propio, por ello desde el diseño debe tenerse en cuenta que se produzca esta condición. En el caso de los suelos gruesos e inclusive con fragmentos de roca, es decir, para materiales de comportamiento -- francamente friccionante, la teoría determina que la -- fricción lateral debe incrementarse proporcionalmente con la profundidad, sin embargo, experiencias realizadas expreso indican que por debajo de los 7 u 8 m, -- adquiere valores practicamente constantes; la razón -- de este hecho se puede explicar si se tiene en cuenta el fenómeno conocido como arqueo.

En el caso de los suelos finos como por ejemplo en el de las arcillas, la fricción lateral es realmente provocada por una adherencia entre la pared exterior del cilindro y el suelo fino; en este caso, la adherencia se considera en el cálculo practicamente constante con la profundidad y para el caso de arcillas muy poco resistentes, su valor es aproximadamente igual a la cohesión; a medida que la resistencia de la arcilla se incrementa también lo hace la adherencia, pero no llega a sobrepasar las 5 Ton/m<sup>2</sup>. según algunas medidas realizadas.

Con el objeto de disminuir la fricción lateral, se han recurrido a varios métodos, como son:

- 1.- Disminución de la fricción, en el caso de los suelos gruesos, mediante inyecciones de agua a través de chiflones.
- 2.- Disminución de la adherencia con utilización de electrólisis.
- 3.- Disminución de la adherencia por destrucción de la estructura del suelo fino.

En algunos casos se recurre a tratar de incrementar el peso del cilindro con sobrecargas externas, o bien manteniendo estanco su interior.

c). Verticalidad.

Una de las condiciones que debe cumplir el cilindro es obviamente el que sus paredes sean verticales, pero en la práctica, esta condición frecuentemente es difícil de cumplir.

Las razones son la heterogeneidad en cuanto a resistencia y deformación del suelo de cimentación y también en el procedimiento constructivo.

En la práctica se han tenido problemas graves a este respecto que han ocasionado desde dejar el cilindro inclinado, hasta abandonar este tipo de cimentaciones. Para enderezar los cilindros se han recurrido a procedimientos tales como sobrecargas excéntricas, disminución de adherencia en un lado del cilindro, empujes horizontales, etc.

siendo:

$$R = \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}$$

En la figura 9-18 se representa gráficamente la ecuación (9-12); constituye un ábaco para el cálculo de presiones, y pone de manifiesto la influencia de la relación  $\frac{a}{b}$  de las dimensiones de los lados del rectángulo cargado (véase problema 9-2).

Este ábaco es adecuado para el caso de cimentaciones continuas y áreas que se puedan descomponer en un número pequeño de rectángulos; pero para cimentaciones discontinuas, formadas por gran número de zapatas, es más práctico el ábaco de Newmark (ref. 218, 1942), cuya

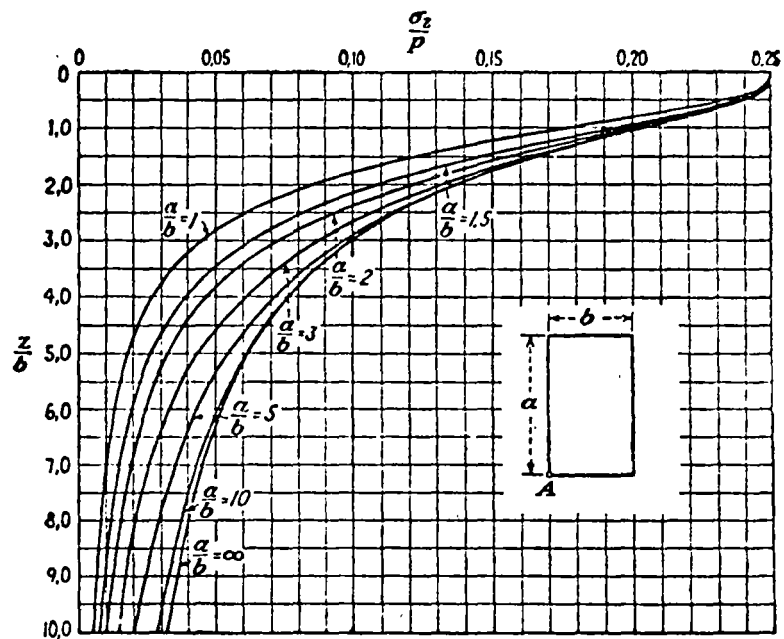


FIG. 9-18.—Abaco para el cálculo de la tensión vertical en el terreno en la vertical de un vértice de un área rectangular uniformemente cargada (véase Fig. 9-17) (Según STEINBRENNER, ref. 333, 1936.)

justificación es la siguiente. La tensión vertical  $\sigma_z$  a una profundidad  $z$  bajo el centro de un área circular de radio  $r$  uniformemente cargada es, según Timoshenko (ref. 367, págs. 333-335):

$$\sigma_z = p \left( 1 - \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{3/2}} \right) \tag{9-13}$$

siendo  $p$  la

Se

De la E

a  $\frac{\sigma_z}{p} = 0.3$ ,  
una escala

ta  $z$ , el rad

FIG. 9-19 - F

1.337 el seg

repetir la o

se obtiene

influencia.

radio  $r$

las

$= 0.3$

equiv

tens

de una con

multiplicar



... hidrostático  $\gamma H^2$   
 ... mayor de 0,001 de  
 ... laterales a su mínimo.  
 ... eno suelto. Estos va  
 ... un giro de la pared  
 ... en un movimiento  
 ... de presión, o sea  
 ... más próxima a  $\frac{1}{2} H$   
 ... alejamiento  $0,4 H$  al  
 ... en la pared.  
 ... del tanque de ensayo.  
 ... interpretación de estos  
 ... no afectar mucho a la  
 ... en este detalle, que  
 ... uncia en sus ensayos

... alrededor de su hor-  
 ... lo (II)].  
 ... 1911, Terzaghi, por  
 ... cios principios basi-  
 ... observaciones hechas  
 ... estructuras de los pri-  
 ... denominado efecto  
 ... estructura de soste-  
 ... tos de la pared.  
 ... lo tiene lugar si la  
 ... rror.

... Figs. 10-1 (III) y  
 ... parabólica parecida  
 ... strón—en arenas y,  
 ... redistribución de  
 ... a una transmisión,  
 ... genciales.

... rior fijo, como su-  
 ... codales (Fig. 10-25).  
 ... entando en la parte  
 ... encia del efecto arco  
 ... análogo al fenómeno

... cionas en silos para  
 ... y sobre las paredes  
 ... upada por el grano,  
 ... merosos experimen-  
 ... tural. En la figu-

ra 10-17 se representan los resultados de un caso típico de medidas cuidadosamente hechas, en una estructura real, que cita Jamieson (referencia 188, 1904). Para los ensayos se eligió una celda del silo de 20,10 m x 3,65 m x 4,10 m. Las presiones verticales  $p_v$  y horizontales  $p_h$  se midieron con células piezométricas hidráulicas, colocadas en el fondo y en la parte baja de la pared lateral del silo.

Se observa en la figura 10-17 que el crecimiento de las presiones fué haciéndose más lento al aumentar  $h$ , lo que se explica por la influencia creciente de las tensiones tangenciales de rozamiento  $s$  entre el árido y las paredes del silo. Estas tensiones actúan en toda la altura que alcanza el árido y son función de las presiones horizontales correspondientes, y éstas, a su vez, dependen de las presiones verticales correspondientes al mismo nivel. Las presiones verticales transmitidas al fondo del silo resultan disminuidas por estas tensiones tangenciales. En el caso representado en la figura 10-17 se ve que, a partir de una altura de grano del orden de tres veces el ancho de la celda del silo, se conservaron constantes las presiones verticales y horizontales. Esta altura corresponde al punto a partir del cual el peso de cada nueva capa agregada es equilibrado

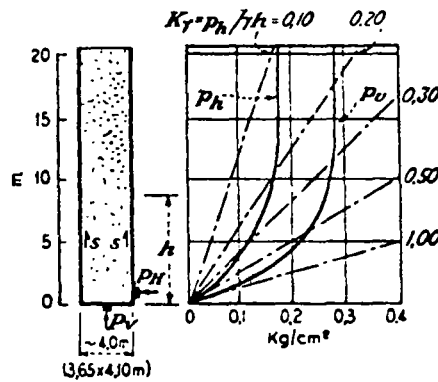


Fig. 10-17.—Presiones medidas en un silo de madera lleno de trigo en St. John, Canadá (1900). (Según JAMIESON, ref. 188, 1904.)

por el incremento de las tensiones tangenciales que ese peso induce; es función del ancho de la celda (véase Sec. 10-25). Entre diversos estudios matemáticos del problema de las presiones en los silos, debe citarse el notable de Jaky (ref. 187, 1948).

La relación de las presiones horizontal y vertical, realmente medidas, aumentó un poco con la altura, pasando de  $K_y = p_h / p_v = 0,54$  a  $K_y = 0,64$ . Ya se ha dicho en las secciones 10-9 y 10-10 que esta reducción de  $K_y$  al crecer la profundidad es, con frecuencia, meramente aparente, ya que por comodidad  $K_y$  se acostumbra expresar por  $\frac{p_h}{\gamma h}$ , es decir, que se supone una presión vertical hidrostática constante e igual al peso total de la columna,  $p_v = \gamma h$ , lo que no es correcto. Sin embargo, se conserva esta forma de referir la presión horizontal al peso de la columna porque facilita la comparación de resultados de medidas en diferentes tipos de estructuras y distintas localidades (Secs. 10-17 a 10-20).

De observaciones en excavaciones en arenas (Sec. 10-18) se deduce

se supuso igual al  $\varphi$  de rozamiento interno del relleno. Las cuatro curvas representadas corresponden a valores distintos de  $K_A \text{tg } \delta$ :

- Curva *a* .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,192$  (máximo para material granular)
- » *b* .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,165$  (mínimo para material granular)
- » *c* .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,130$  (máximo para arcilla)
- » *d* .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,110$  (máximo para arcilla saturada)

Conviene observar que si  $\delta = \varphi$ , para

- $\varphi = 30^\circ$  .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,192$
- $\varphi = 25^\circ$  .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,187$
- $\varphi = 20^\circ$  .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,178$
- $\varphi = 15^\circ$  .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,156$
- $\varphi = 10^\circ$  .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,124$
- $\varphi = 8^\circ$  .....  $K_A \text{tg } \delta = 0,105$

La reducción de la carga vertical por rozamiento con las paredes de la zanja no es muy sensible a la variación del rozamiento interno del suelo.

Al parecer, las curvas de la figura 10-48 han sido verificadas por ensayos reales que corroboran la teoría.

La curva *a* ( $\varphi = 30^\circ$ ) indica que

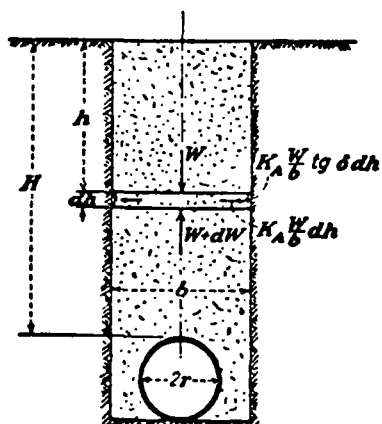


FIG. 10-47.—Esquema del análisis de A. Marston (1913) de la carga vertical de tubos colocados en zanjas. (Según M. G. SPANGLER, ref. 320, 1948.)

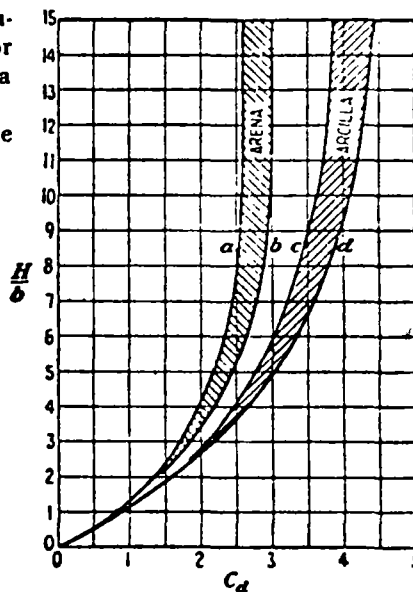


FIG. 10-48.—Coeficiente  $C_d$  de la carga transmitida a un tubo en función de la relación profundidad: anchura de la zanja. (Según SPANGLER, ref. 320, 1948.)

todo aumento de la profundidad de la zanja por encima de nueve veces su ancho no origina ningún aumento de presión sobre la tubería. Esto

### MÉTODOS DE PERFORACION Y SONDEO

#### 2.1. GENERALIDADES

Después de haber tratado en forma generalizada sobre los componentes del suelo, hablaremos de los métodos de perforación y sondeo.

Estos se consideran en dos grupos: directos e indirectos.

*Directos.* Son aquellos procedimientos en que el reconocimiento del suelo se lleva a cabo a través de las muestras respectivas obtenidas en el sondeo.

*Indirectos.* Son los métodos que se siguen en los sondeos en que no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados se logran en forma indirecta.

#### LOS MÉTODOS DIRECTOS SON:

- a) Cielo abierto, con extracción de muestras alteradas o inalteradas, se obtienen de excavaciones (pozos a cielo abierto), galerías, trincheras, túneles, etc.
- b) Posteadora, barreno helicoidal, socavadoras, etc.
- c) Penetración estándar.
- d) Método de lavado; sondeos en los que se obtienen muestras llamadas húmedas (washboring).
- e) Muestreo inalterado en tubo de pared delgada (tipo Shelby) y otros tipos de muestreadores especiales. El muestreo puede ser prácticamente continuo o alternado.
- f) Percusión, perforación en boleó y grava.
- g) Sondeos mediante el empleo de equipo rotatorio; perforación en roca.

#### LOS MÉTODOS INDIRECTOS SON LOS SIGUIENTES:

- a) Veleta.
- b) Penetración cónica dinámica.
- c) Penetración cónica estática.
- d) Sísmico.
- e) Resistividad eléctrica.
- f) Magnético.
- g) Gravimétrico.

Antes de tratar de cada uno de los métodos de perforación, pasaremos a comentar en forma somera el empleo de lodos en perforación.

## 2.2. EMPLEO DE LODOS EN PERFORACION

Se llama lodo de perforación al fluido que permite entrar las brocas, sacar los sedimentos de perforación y enjarrar las paredes del sondeo.

Esta última condición hace necesario, en ciertos casos, que el fluido no moje las formaciones y, en otros, que tenga un peso específico muy elevado (como sucede en el caso de perforaciones para la obtención del petróleo, contrarrestando con su elevado peso específico la potencia del gas en el momento en que se le encuentra), debiendo siempre permitir la formación de una costra o cáscara, que realice la misión de un entubado. Todas estas propiedades debe poseerlas frecuentemente un mismo lodo.

### CARACTERISTICAS DE LOS LODOS

Las más importantes en cuanto a perforación, son: el agua libre, el espesor de la costra, la densidad, la viscosidad y la tixotropía; las que condicionan el sostenimiento de las paredes del sondeo y la posibilidad de poder trabajar.

### EL AGUA LIBRE Y LA COSTRA

Los lodos se emplean para formar una costra en las paredes del sondeo que le proporcione estabilidad; esta costra se forma al absorber el terreno el agua libre del lodo, y deberá ser delgada y resistente para permitir el paso de las herramientas de perforación.

Cuando es demasiada el agua libre en lodos de partículas gruesas, puede provocar, al ser absorbida por las arcillas, su disgregación, y resultar insuficiente la costra para detenerlas; ahora bien, las partículas gruesas pueden formar una costra de gran espesor y desprenderse por las maniobras de cambio de la herramienta de perforación.

Durante la circulación del lodo, el espesor de la costra se mantiene constante, debido al equilibrio entre la erosión y el aporte de partículas, regido por la filtración del agua libre.

Un lodo con gran cantidad de agua libre produce, a pesar de la circulación, una costra gruesa.

### DENSIDAD

La densidad que se ha logrado en lodos de circulación suele ser de 1.2. La arcilla diluida en el agua no permite sobrepasar de 1.1. Si se rebasa, los lodos no pueden ser bombeados, y es cuando el lodo se carga con diferentes productos, como pirita, galena o barita. Con esta última se logran densidades hasta de 2.1.

Los lodos densos ejercen una contrapresión contra las paredes del pozo, la cual mantiene las formaciones del subsuelo en su sitio.

### VISCOSIDAD

La viscosidad debe ser la menor posible, con objeto de disminuir las pérdidas de carga debidas al flujo del lodo y la potencia de las bombas, así como para permitir una buena separación de las partículas de arena arrastradas por el lodo. Sin embargo, no debe ser demasiado pequeña, a fin de evitar que durante la perforación se sedimenten en los sondeos las partículas inertes. La viscosidad está ligada al estado eléctrico del lodo, y es la que asegura la continuidad de la costra frente a los horizontes impermeables.

### TIXOTROPIA

La tixotropía es la propiedad que posee un líquido para convertirse en gel cuando no circula, propiedad muy apreciable en los lodos de perforación, porque el gel así formado, cada vez que se detiene la circulación, impide que el azolve caiga al fondo del pozo y bloquee la herramienta de perforación. Sin embargo, tal propiedad, en extremo, resulta perjudicial, pues impide que se restablezca la circulación del lodo. La tixotropía es un fenómeno muy complejo que depende de los constituyentes del lodo.

### CONSUMO DE LODOS

El consumo es reducido en circuito cerrado; teóricamente bastará con aumentar la cantidad del mismo para compensar el aumento del volumen de la perforación debido a su avance.

Un horizonte permeable puede absorber lodo. Si se trata de una fisura, el lodo desaparece hasta que se obtura dicha salida, debiéndose compensar las pérdidas.

Algunas arcillas que forman horizontes importantes pueden mezclarse con el lodo, y con ello aumentar peligrosamente su viscosidad; en este caso debe reducirse.

Las aguas saladas y el yeso pueden flocular el lodo, bloqueando así la herramienta de perforación.

El exceso de arena, debido a un desarenado insuficiente, provoca el desgaste de las bombas, tubos, trépanos y el aumento del agua libre. Puede llegar a ser necesario reemplazar todo el lodo.

Por todo ello, se requiere estar observando el lodo durante la perforación.

### CIRCULACION DE LODO HASTA LA SUPERFICIE DEL TERRENO

Los lodos se almacenan en unos depósitos hechos ex profeso cerca de donde se está perforando, que en general no son más que una simple excavación cuyas dimensiones dependen de la profundidad y diámetro del sondeo que se efectúe.

Una bomba potente aspira el lodo del depósito y lo hace circular hasta el pozo.

A la salida del sondeo, un largo canal recoge el lodo que sale y lo conduce nuevamente a los tanques de almacenamiento, de donde se tomará de nuevo, permitiendo que se sedimente el material en suspensión. Los fragmentos más gruesos se pueden eliminar con una criba vibratoria colocada al principio del canal.

### TIPOS DE LODOS

Las arcillas constituyen la base de todos los lodos, con excepción de los que están formados por aceite o almidón.

No todas las arcillas poseen las propiedades convenientes para formar lodos; por ejemplo: las arcillas del grupo de la caolinita dan una costra demasiado gruesa y contienen mucha agua libre.

Las arcillas ordinarias, muy a menudo cálcicas, están frecuentemente asociadas con materias inertes; ese tipo de arcillas deben activarse con carbonato o fosfato sódicos.

Las bentonitas sódicas, que presentan una aptitud de hinchamiento, son las más recomendadas para la confección de los lodos de perforación; pero debido a su escasez (con excepción del Valle de México) y como consecuencia a su precio elevado, se emplean sólo para mejorar los lodos ordinarios, agregándose de 1 a 2% para lodos ordinarios; 3 a 1% en el caso de que aparezca un horizonte arenoso y de 2 a 3% para el caso de pequeños desprendimientos.

Para aumentar el estado coloidal del lodo, se le puede agregar, por orden de eficiencia: alginato sódico; carboximetilcelulosa o almidón.

Para mantener la viscosidad de los lodos se puede recurrir a los aditivos; por ejemplo, fosfatos o carbonatos.

### PREPARACION DE LOS LODOS DE ARCILLA

La arcilla se extrae, se muele y se criba, posteriormente se mezcla con agua, bien en un tanque provisto de agitador mecánico, o bien después de una hidratación preliminar, conseguida con la circulación bajo presión de las bombas del sondeo. Se le hidrata así durante varios días y después se le diluye a voluntad. Los productos químicos se emplean bajo forma de soluciones.

El grado de mezcla de los lodos es de gran importancia; se requiere seguir las instrucciones de los laboratorios para no obtener propiedades diferentes, e incluso opuestas, de las que se desean.

### CONTAMINACION DE LOS LODOS

Los lodos pueden perder sus propiedades durante la perforación, ya sea por la incorporación de partículas gruesas debidas a la profundidad del sondeo, o bien por cambio de las propiedades físicas.

La contaminación de los lodos puede ser física o química.

La contaminación física se produce cuando el fluido se vuelve heterogéneo, debido a las partículas gruesas desprendidas por la herramienta de perforación; las partículas gruesas (10 micras o más) no tienen una influencia grave en las partículas en suspensión, pues se sedimentan con facilidad; sin embargo, provocan el desgaste de las bombas y tubos, así como el aumento del agua libre y costras, que permiten la filtración. Lo contrario sucede con las partículas de diámetro comprendido entre 20 y 40 micras (limos), que tienen gran influencia sobre las partículas en suspensión, y si no se compensan con nuevas suspensiones de arcilla coloidal, el lodo tiene una cantidad muy elevada de agua libre, con el riesgo, además, de que pueda coagularse al primer incidente en el trabajo, provocando el estancamiento de la circulación del lodo.

La contaminación química por sólidos es la más peligrosa y corresponde, para los lodos de agua-arcilla, a los siguientes fenómenos: cambio de base entre la arcilla y la sal disociada, cuyo efecto consiste en aumentar la viscosidad, la hidratación y la ionización de las suspensiones arcillosas y cuando se pone el lodo en contacto con los iones calcio y sodio; un efecto notable, en el desplazamiento de iones absorbidos por la arcilla y reemplazados por los cationes incorporados a Ca o Na, se advierte por el aumento de agua del lodo y por la formación de una costra frágil y gruesa.

### APARATOS USADOS PARA ESTUDIAR LOS LODOS

Los aparatos usados para estudiar los lodos, son los siguientes:



Fig. II-1

Para el caso del agua libre y la costra se usa el filtro prensa Baroid (véase Fig. II-1), de fabricación sencilla, que consiste en un marco fijo, el cual sujeta un cilindro-filtro, dentro del cual se introduce el lodo y a base de presión se le irá separando la cantidad de agua libre contenida en cierto tiempo, la cual es determinada.

Para la determinación de la viscosidad se usa el aparato llamado viscosímetro de Stormer (véase Fig. II-2), el cual da el peso necesario para arrastrar un agitador a una velocidad de 600 revoluciones por minuto y permite determinar la resistencia inicial del gel, debida a la

tixotropía, al cabo de un determinado tiempo de reposo.

El electrímetro (véase Fig. II-3), sirve para medir el contenido de arena y se funda en el paso ascendente de una corriente de agua introducida por la base de un tubo de desbordamiento, en el que se encuentra la muestra del lodo.

Y por último, se usa la balanza de Baroid para determinar la densidad de los lodos.

## CONCLUSIONES

El uso de los lodos es de gran utilidad en perforaciones profundas, así como donde el empleo de adems resulta costoso y a veces imposible; en las obras de ingeniería de nuestro medio, su uso aún está restringido, no así en las perforaciones profundas para la localización de petróleo.

### 2.3. METODOS DIRECTOS

A continuación se describirán los métodos directos, o sean aquellos procedimientos en los que el reconocimiento del suelo se obtiene a través de las muestras logradas en el sondeo.

#### 2.3a. EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON MUESTREO ALTERADO O INALTERADO

##### OBJETO

Este tipo de exploración resulta útil cuando mediante el reconocimiento superficial del terreno se concluye que éste presenta buenas condiciones de cimentación y cuando por la importancia de la estructura se considera innecesario efectuar estudios más detallados, ya que en este caso, la influencia de la construcción llegará a poca profundidad con el nivel de desplante. También se emplea para la obtención de muestras inalteradas tomadas de las paredes de la excavación.

Este método tiene la ventaja de que se puede observar directamente la estratigrafía del suelo, lo que permite apreciar las condiciones de cementación (angulosidad y trabazón de las partículas que constituyen el estrato), con objeto de recomendar la capacidad de carga en caso de no poder obtenerse muestras inalteradas, como es el caso de arenas o suelos con bolcos y gravas. Su profundidad está limitada por la dificultad creciente que existe para avanzar dentro del pozo, ya que es necesario tomar en cuenta el traspaleo, nivel de aguas freáticas y el consecuente derrumbe de las paredes del pozo en materiales sin cohesión.

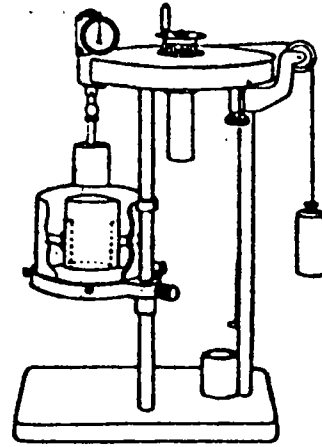


Fig. II-2  
Viscosímetro de Stormer

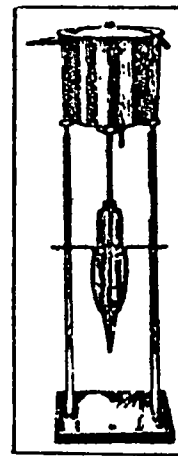


Fig. II-3  
Electrímetro



## EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES

Lo constituyen: picos, palas, barretas, cuchillos labramuestras, espátulas, machetes, flejes de acero, alambres de acero colocados en marcos de segueta, manta de cielo, parafina, breca, estufa de petróleo, cable de manila, costales o cajones, brochas de 10 cm. y tarjetas de identificación de muestras. Véase el siguiente contenido de una tarjeta para las muestras:

### DEPENDENCIA

Tipo de Obra .....

Sondeo N° ..... Localización .....

Muestra N° ..... Profundidad .....

Clasificación .....

.....

Fecha ..... Sondeó .....

Supervisó .....

Observaciones: .....

.....

.....

### PROCEDIMIENTO

En aquellos materiales en que es imposible labrar muestras inalteradas, deberá efectuarse una inspección visual y enviar muestras, en bolsas de lona o de papel parafinado, al laboratorio, para ser inspeccionadas y efectuar en ellas algunos ensayos de clasificación. Estas muestras deberán tomarse de cada estrato o bien a cada metro de profundidad, y serán reducidas a tamaño conveniente por el procedimiento llamado cuarto, que se aplica cuando es excesivo el volumen que se obtiene al muestrear un pozo.

Resulta más conveniente obtener las muestras inalteradas de las paredes de excavación que del fondo, pues generalmente éste se encuentra alterado por los mismos trabajadores.

a) Se traza un cuadro de unos 25 cm. por lado en una de las paredes de la excavación.

b) Se excava cuidadosamente alrededor del perímetro marcado, conservando tan sólo la cara inferior.

c) Con todo cuidado se recorta el terreno por la base de la muestra, con objeto de desprenderla. Debe señalarse cuál es la cara inferior de la misma, para que al ensayarla se le dé una posición igual a la que tenía en el terreno.

d) La muestra debe ser inmediatamente cubierta con una o dos capas de una mezcla de parafina y brea, previamente preparada en caliente (una parte de brea y dos de parafina).

e) Después debe cubrirse la muestra con manta de ciclo y volver a aplicar otra capa de mezcla brea-parafina, cuidando de colocar una etiqueta dentro de esta cubierta protectora y otra por el exterior, con el fin de garantizar los datos en caso de extraviarse la etiqueta exterior.

f) Se coloca la muestra en un cajón de dimensiones amplias y se empaqueta con serrín, papel o hierba, para protegerla de golpes durante el transporte.

Es también posible obtener muestras inalteradas de excavaciones a cielo abierto mediante tubos muestreadores:

Después de limpiar y nivelar el terreno, se introduce el tubo muestreador por presión.

Se recorta la muestra por su base y se envasa.

Se protegen ambos extremos con una capa de parafina y brea y se empaqueta en un cajón con serrín o papel.

### **2.3b. POSTEADORA, BARRENO HELICOIDAL, ETC.**

#### **OBJETO**

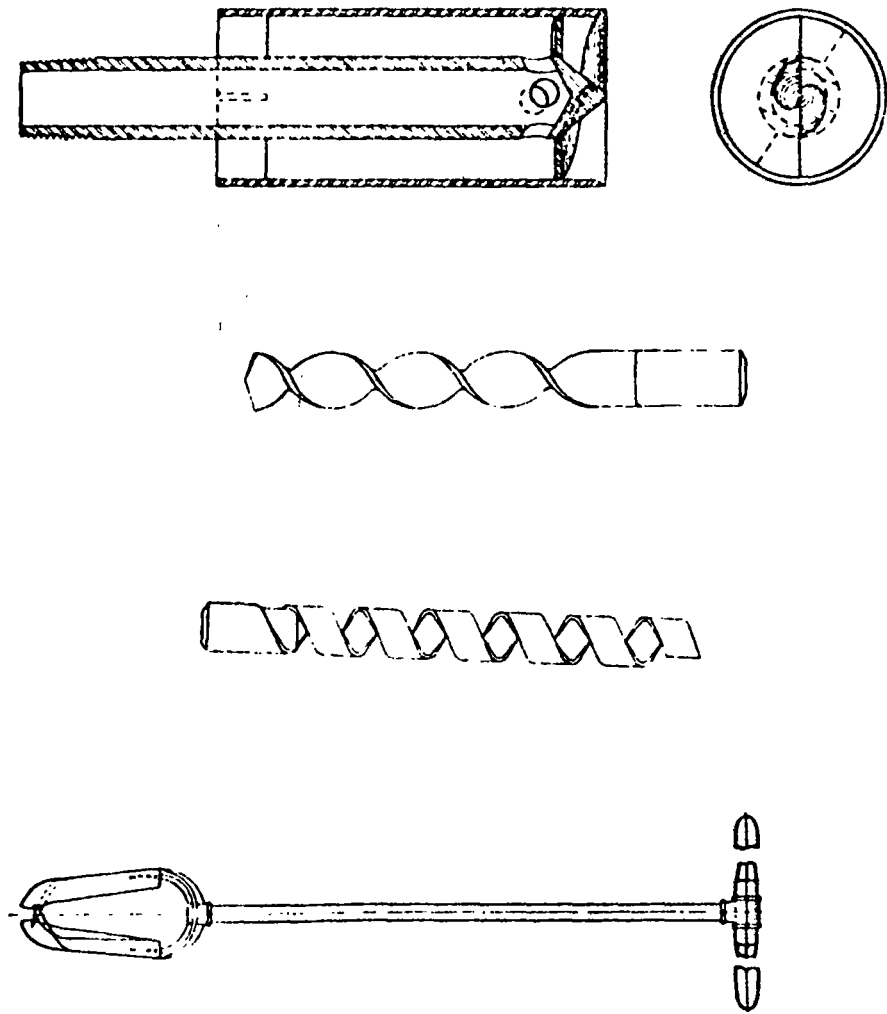
Resulta conveniente usar las herramientas que se citan anteriormente para obtener muestras alteradas hasta una profundidad máxima de 15 m., que nos den una información preliminar de las características del suelo en formaciones geológicas suaves; también suelen utilizarse con objeto de determinar la profundidad del nivel freático, profundizar excavaciones a cielo abierto y limpiar los sondeos que se efectúen por otros métodos.

#### **EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES**

Posteadora con maneral, barreno helicoidal (véase Fig. II-1), barreno espiral, cubeta limpiadora, etc. De las primeras existen desde 1 a 9" de diámetro, las de 1 y 6" son las de uso más frecuente; de los segundos se conocen desde 2 hasta 3½" de diámetro, tubos de 3½" en tramos de un metro (extensiones), un par de llaves 5½" m., fra cos, parafina, brea, tarjetas de identificación de muestras, pico y pala.

Postadora con muerca, barrenos helicoidales, barrenos tipo espiral y cuchara limpiadora o de pocero.

Fig. II-1



## PROCEDIMIENTO

Generalmente se inicia con pico y pala, un pequeño agujero para introducir la herramienta en él, subsecuentemente se profundiza la herramienta en el terreno, mediante giros del maneral aplicados por uno o dos hombres, quedando aprisionada la muestra entre las hojas curvadas de lámina.

La muestra obtenida se coloca en frascos, los cuales se sellan con una mezcla de parafina y brea, colocándoles las etiquetas respectivas.

Este procedimiento se repite para avanzar dentro del pozo, agregando tramos de tubería. En materiales sin cohesión, abajo del nivel freático, la posteadora y barreno se lavan, no obteniéndose la muestra. Además, el pozo se derrumba, a menos que esté ademado.

### 2.3c. PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

#### GENERALIDADES

La prueba de penetración estándar consiste en hincar un muestreador en el terreno, una determinada longitud a partir de cierto número de golpes, con el fin de correlacionar su capacidad de carga.

Esta prueba se lleva a cabo con un martinete de 63.5 kg. (140 lb.), el cual se deja caer libremente desde una altura de 76 cm. (30 pulgadas), guiado por la tubería de perforación, a través de su diámetro interior, elevándolo con un cable accionado manual o mecánicamente, el cual se encuentra suspendido del trípode por una polea, éste golpea en el ensanchamiento del cabezote de la tubería de perforación, contándose el número de golpes necesario para lograr introducir el muestreador estándar 30.5 cm. (un pie).

El Dr. e Ing. Karl Von Terzaghi denominó Standard Penetration Test a una serie de estudios sobre una muestra íntacta del suelo, siendo él quien después de muchos ensayos en arenas, limos y arcillas, fijó las especificaciones a que está sometida dicha prueba.

#### OBJETO

El principal objeto es el de las correlaciones efectuadas tanto en el campo como en el laboratorio en diversos suelos, principalmente en las arenas, que han permitido relacionar con aproximación su compacidad y su ángulo de fricción interna, así como el valor de la resistencia a la compresión simple. Estas correlaciones han podido efectuarse en suelos donde se pueden obtener muestras inalteradas y a las que es posible determinar en los laboratorios, los conceptos antes dichos.

En la práctica se ha podido llegar a conclusiones satisfactorias por medio de gráficos, tablas y estadísticas para suelos friccionantes, aplicables a la práctica; sin embargo, los resultados obtenidos en las correlaciones de esta prueba a la resistencia a la compresión simple en suelos arcillosos plásticos, no lo son tanto, de ahí que

preferentemente se recomienda determinar dicha resistencia a muestras malleadas

por medio del ensayo de compresión simple.

En la Fig. 11-5 aparece una correlación estudiada por Park-Hanson-Thornburn<sup>12</sup> sobre arena y suelos friccionantes. En la gráfica podemos observar que a mayor número de golpes mayor es la compacidad relativa en la arena y, consiguientemente, mayor ángulo de fricción interna; de igual forma apreciamos que para el mismo número de golpes se tiene un diámetro mayor que en arenas limpias, finas o finasas. Investigaciones recientes hechas por Holtz-Gibbs y Coffman indican la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes, dichos estudios los llevaron a poder determinar la gráfica presentada en la Fig. 11-6, donde se puede apreciar la relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.<sup>17</sup>

En esta gráfica, a un número de golpes de la prueba de penetración estándar corresponde la presión vertical actuante sobre la arena, la cual está en función de la profundidad a que se haga dicha prueba.

Para el caso de arenas donde se cimentará un edificio, se deberá hacer esta prueba en un número de puntos tal, que como mínimo, sea una por cada 1 o 6 zapatas. Los valores de  $N$  (número de golpes) deben ser determinados en intervalos de 76 cm. (2.5 pies) en la dirección vertical y el valor promedio de  $N$  debajo de cada punto, deberá ser determinado entre el nivel de la base de la zapata y el ancho  $B$ . Bajo este nivel, el valor mínimo promedio de  $N$  obtenido de esta manera, deberá ser usado, para una mayor seguridad, donde las cargas computadas den la seguridad en todas las zapatas.<sup>17</sup>

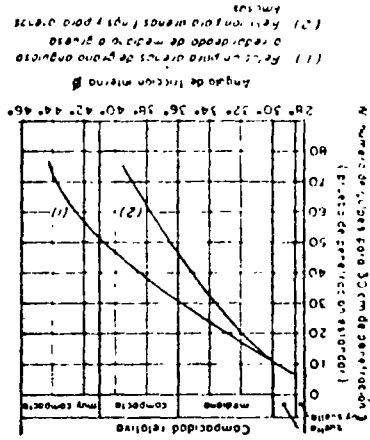


Fig. 11-5

Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de arenas.<sup>12</sup>

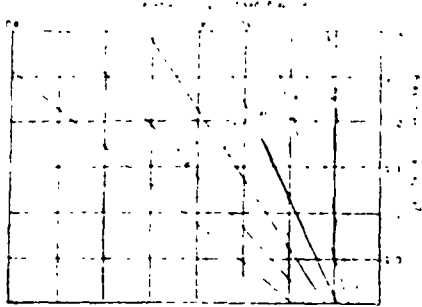


Fig. 11-6

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

Si el suelo consiste de arenas muy finas bajo el nivel de aguas freáticas y en estado semicompacto o compacto, los valores de  $N$  pueden aparecer mayores, ya que su permeabilidad es suficientemente baja para no permitir la disipación rápida de tensiones en el agua, de los poros que se desarrollan bajo la acción de los esfuerzos dinámicos introducidos por el hincado del muestreador.

Empíricamente se ha encontrado que para estos casos el valor  $N$  puede corregirse mediante la siguiente expresión:

$$N = 15 - 1/2 (N' - 15)$$

En la cual  $N$  es el valor corregido del índice de penetración, y  $N'$  es el valor observado durante el muestreo. Esta expresión es aplicable cuando la resistencia a la penetración es mayor de 15 golpes para las arenas finas y saturadas.

### EQUIPO Y HERRAMIENTAS

Muestreador de media caña —penetrómetro estándar— (véase Fig. II-7); martinete de 63.5 kg. (véase Fig. II-8); tripié adecuado; polea sencilla (véase Fig. II-9); tubería de ademe; posteadora, si el material es cohesivo; barras de perforación AX, con cople de golpeo; guía para el martinete, malacate, trépanos; dos llaves de cadena; cable; llaves Stillson; frascos de boca ancha; parafina y brea; tarjetas de identificación; bomba de agua (véase Fig. II-10) y junta giratoria (*swivel*), etc.

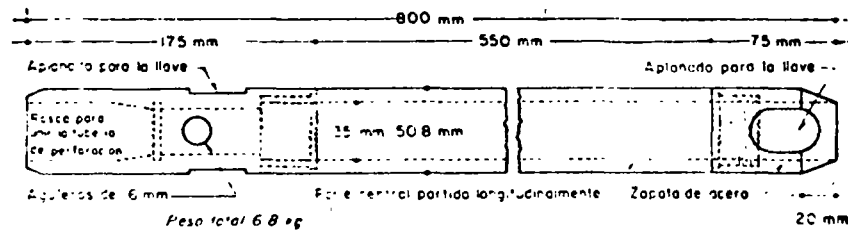


Fig. II-7. Penetrómetro estándar.

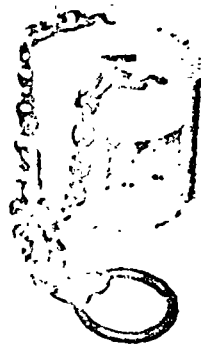


Fig. II-8. Martinete.



Fig. II-9. Polea sencilla.

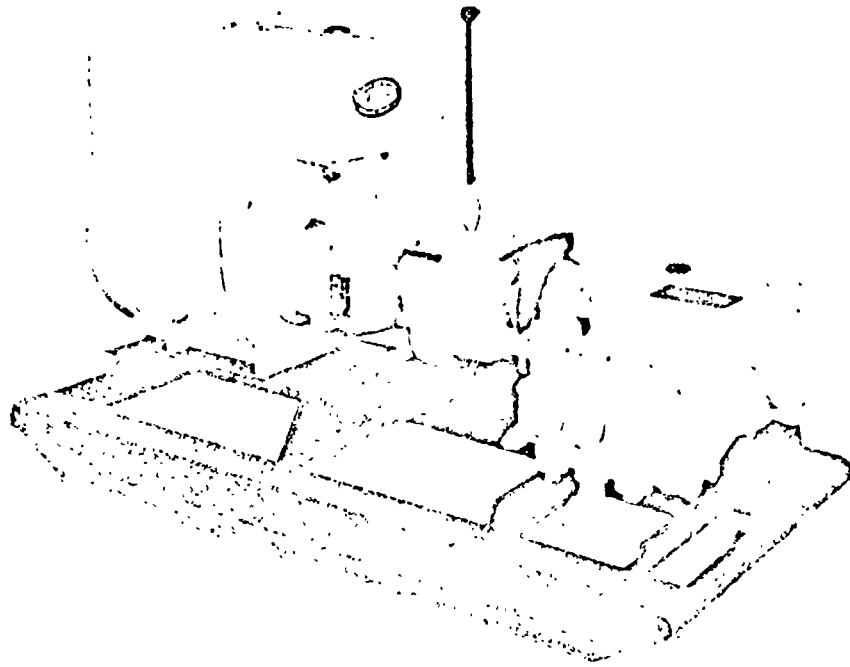


Fig. II-10. Bomba de agua.

#### PROCEDIMIENTO

*a)* Se toma la primera muestra de la superficie a la profundidad que se desee, luego se limpia el pozo con posteadora o cuchara de pocero hasta la profundidad que permita el azolve, en tal caso, se utilizará tubería de ademe y chiflón de agua.

*b)* Una vez limpio el pozo, se introduce el muestreador nuevamente y las barras de perforación, hasta entrar en contacto con el fondo del pozo; luego se aplica energía al cople superior de golpeco de la barra de perforación por medio del martinete hasta que penetre 15 cm.; empezará a contarse el número de golpes necesarios para introducir 30.5 cm. (un pie), procurando vigilar la longitud de caída libre, que no deberá ser mayor ni inferior a 76 cm. (2.5 pies). A partir de esta penetración se seguirá hincando hasta el total del muestreador.

La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes  $N$  necesario para lograr la penetración de 30.5 cm.

Se recomienda que en terreno de alta resistencia se suspenda la prueba al llegar a 50 golpes, para proteger el penetrómetro, aun cuando no se haya logrado la penetración de 30.5 cm., incluso es a veces nula, debiéndose anotar la cantidad de muestra recu-

perada de la siguiente manera: 50 10, 50 20, 50 30, etc., o sea que con 50 golpes se recuperaron 10, 20, 30 cm., etc., debiéndose anotar la longitud de muestra recuperada en el muestreador y tomarlo en consideración en la profundidad del sondeo, en caso de que la resistencia del terreno sea baja, por ejemplo de 8 a 10 golpes del martinete para penetrar los 30.5 cm., se recomienda tomar la muestra con tubo de pared delgada de 1" de diámetro, hincado a presión.

Cuando se tropieza con gravas, cantos rodados o bolcos empacados en arcillas, puede indicarnos resistencias muy altas y, por lo tanto, falsas, de ahí que hagamos uso del chiflón de agua para tratar de limpiar el pozo de los azolves; cuando las rocas son de 10 a 20 cm. de diámetro se procede a meter trépano con inyector de agua, procurando triturarlos y extraerlos por medio de lavado; si el manto es rocoso, como se presenta a menudo en los lechos de los ríos, se procederá a meter cartuchos de dinamita o gelatina, que pueden ser detonados por estopines eléctricos, pudiéndose después de esto continuar los ensayos de penetración, aunque si se sigue registrando el mismo estrato rocoso se recomienda usar otro método.

c) Se extraen la tubería y el muestreador con el malacate, ayudado con la máquina de perforación; se lava exteriormente todo el lodo o partículas adheridas a éste, se saca luego la muestra, procurando hacerlo de la parte central de la longitud total recuperada; siempre y cuando se trate de una muestra uniforme, se tomará la parte más representativa (o sea la central); de ser de dos o más materiales, se tomarán las partes de cada una de ellas, no sin antes haber determinado el total de éstas; tan luego se obtenga dicha muestra, se deberá introducir en un frasco de cristal limpio y seco, de cerrado hermético, el cual se debe de roscar y bañar en la parte del tapón con una mezcla de parafina y brea, después de etiquetarla con los datos obtenidos, quedando lista para ser transportada al laboratorio de mecánica de suelos.

d) Las correlaciones obtenidas de esta prueba con el número de golpes (N), se dan en las siguientes tablas:

#### COMPACIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS

N. Número de golpes)	Denominación	Compacidad relativa %
0 - 4	muy suelta	0 - 5
4 - 10	suelta	5 - 25
10 - 30	semicompacta	25 - 60
30 - 50	compacta	60 - 75
más de 50	muy compacta	mayor de 75



## CONSISTENCIA NATURAL DE LAS ARCILLAS

N (número de golpes)	Denominación	Resistencia a la compresión simple, en kg/cm <sup>2</sup> (aprox.)
0 - 2	muy blanda	0 - 0.25
2 - 4	blanda	0.25 - 0.5
4 - 8	semidura	0.5 - 1
8 - 15	dura	1 - 2
15 - 30	muy dura	2 - 4
más de 30	rígida	mayor de 4

### CONCLUSIONES

Las arcillas tienen comportamiento notablemente diferente cuando se las ensaya dinámicamente del que corresponde al comportamiento estático, siendo más acentuada cuando son más sensitivas. Los factores que intervienen en tal discrepancia son: primero, el remoldeo, que ocasiona el muestreador de media caña, y hace que la resistencia a la penetración de la arcilla sea menor que la que le corresponde a su estado natural; por otra parte, a medida que la velocidad de la deformación aumenta, presentan una mayor resistencia. En tales condiciones, es evidente que la resistencia a la penetración, aun cuando proporciona alguna información en relación con la consistencia natural de la arcilla, no deberá tomárselo como medida precisa de su resistencia al corte en forma conservadora, se le puede utilizar para el caso de arcillas de consistencia semidura a dura de baja sensibilidad. Por lo tanto, de preferencia se recomienda recurrir para la determinación de la resistencia al corte de las arcillas, a los ensayos de laboratorio realizados en especímenes inalterados obtenidos con otros métodos, o bien por medio de mediciones *in situ*, con veleta.

Se puede presentar otro caso para usar esta prueba conservadoramente, y es el que la muestra por obtener no reciba la energía total aplicada por el martinete, debido a que éstos puedan absorber una gran parte de dicha energía, ya que a grandes profundidades, las barras de perforación que transmiten el peso del martinete sufren flambco y, consiguientemente, se pierde parte de la energía total que se quiere transmitir al muestreador; esto, aparte del rozamiento que se tiene en las paredes del sondeo, que no en todos los casos es despreciable; por todo esto, y según el mismo Terzaghi, se recomienda ser prudentes en la interpretación de esta prueba, principalmente cuando se trate de cimentaciones de construcciones importantes. En la actuali-

dad, en nuestro medio se dan factores de seguridad de tres para la capacidad del suelo estudiado por este método, y si el caso lo requiere se realizan otras pruebas más efectivas.

Una forma para perfeccionar este ensayo la recomienda H. Cambefort para avanzar el sondeo, y consiste en realizarlo con un sacamuestras moderno y una corredera para el golpeo.

### 2.3d. METODO DE LAVADO

#### OBJETO

El método de lavado es un procedimiento exploratorio rápido y económico, que se utiliza para conocer la estratigrafía aproximada del suelo, aunque pueden llegar a obtenerse errores al marcar las fronteras entre estratos del orden de uno a dos metros, su uso es frecuente como auxiliar en otros métodos de perforación. Las muestras que se obtienen por este método son completamente alteradas.

#### EQUIPO, HERRAMIENTAS Y MATERIALES

Máquina perforadora (de preferencia hidráulica), tripié adecuado, polea sencilla, tubería de ademe, barras de perforación, bomba de agua, malacate, junta giratoria --swivel-- (véase Fig. II-11), cable, llaves de cadena, llaves Stillson, mangueras, martinete y guía para el mismo, trépanos (véase Fig. II-11a), recipientes para obtener la muestra, etc.

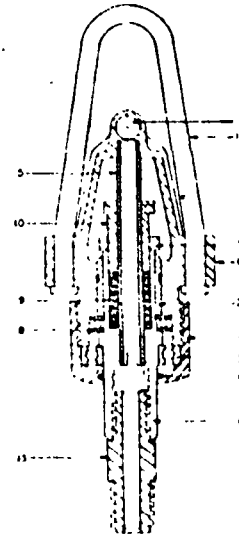


Fig. II-11

1. Cuerpo principal; 2. "Bushing"; 3. Entrada del agua; 4. Tapón inferior para el cuerpo principal; 5. Tubo de lavado; 6. Adaptador del cople y tubería de barrenado; 7. Cojinete de baleros; 8. Cojinete sosten de baleros; 9. Anillos de embalaje; 10. Tuerca para fijar los baleros; 11. Gancho para elevar; 12. Feltro de empaque; 13. Cople; 14. Tuerca a presión; Niple; Codo a 45°, etc.

Para iniciar la perforación se instala el trípode después de haber localizado el sondeo e instalado la máquina (véase Fig. 11-12). Hincándose de inmediato en el suelo un tramo de ademe, se introduce dentro de éste el trípode conectado a las varillas de perforación y en cuyos extremos va conectada la junta giratoria, a través de la cual se inyecta el agua a presión, procurando dejar caer libremente, desde cierta altura (20 a 50 cm.), el trípode, debiendo girar a la vez la varilla, con el objeto de ir desalojando el material que se encuentra dentro de la tubería que forma el ademe, y obtener, a través del espacio que queda entre éste y la varilla de perforación, la mezcla de agua y material en suspensión, misma que se recoge en un recipiente para su examen.

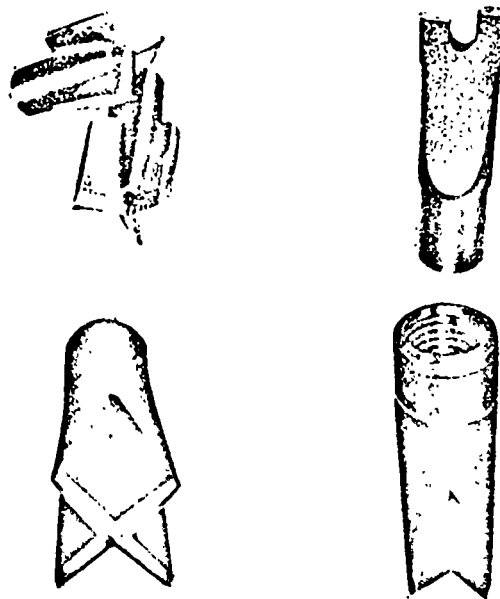
Cuando ya se ha llegado con la perforación y el lavado hasta el extremo inferior de la tubería de ademe, se suspende la inyección de agua y se repite el proceso.

La tubería de ademe se hincó por el procedimiento de percusión, los golpes se aplican sobre el cabezote por el martinete, se ayuda al proceso de hincado haciendo girar la tubería con las llaves de cadena y llaves Sillson, pues así se vence la fricción entre suelo y tubería.

## PROCEDIMIENTO

Diferentes tipos de trépanos

Fig. 11-11a



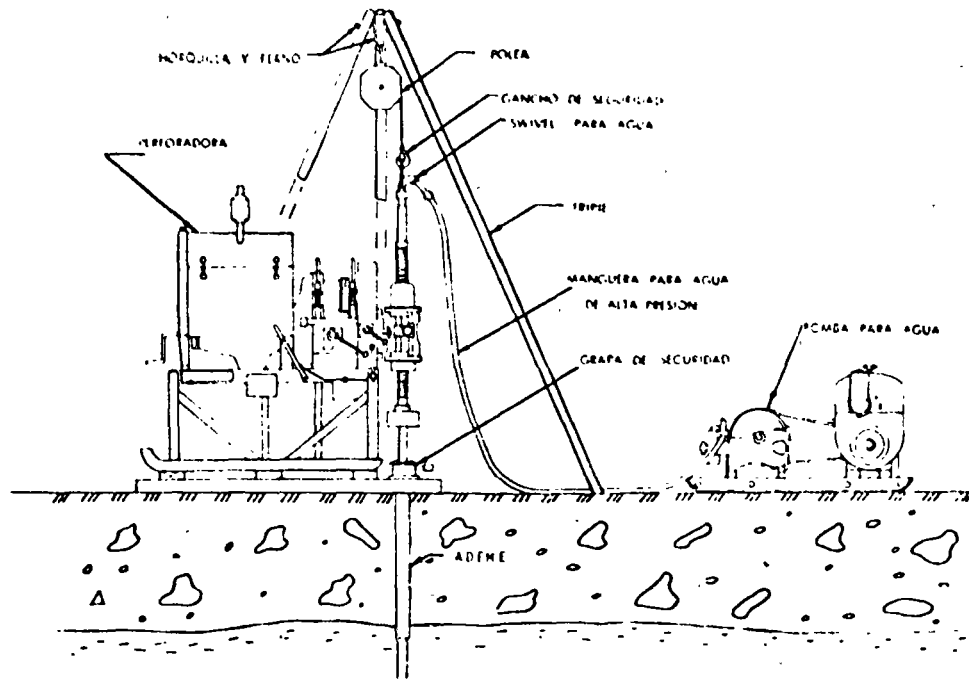


Fig. II-12

Instalación de la perforadora, tripie y bomba de agua

### 2.3e. MUESTREO INALTERADO CONTINUO CON TUBO DE PARED DELGADA (HVORSLEV Y SHELBY)

#### GENERALIDADES

La prueba de muestreo inalterado continuo con tubo de pared delgada consiste en hincar a presión un tubo muestreador (de pared delgada) en suelos cohesivos.

Este método, cuando es ejecutado con precisión y según las recomendaciones, se considera definitivo, después de compararlo con otros métodos exploratorios para efectuar en las muestras obtenidas ensayos de consolidación y pruebas triaxiales en el laboratorio.

Las experiencias por este método se deben a M. J. Hvorslev,<sup>9</sup> quien recomienda operar las herramientas de perforación, al obtener la muestra, por presión, nunca a golpes ni mediante otro método dinámico, así como a velocidad constante; pues de no hacerse así, se corre el riesgo de alterar la muestra. Las pruebas de laboratorio ejecutadas con este tipo de muestras alteradas hacen creer que existe una capacidad de carga que no es real.

En muchas ocasiones, principalmente cuando el trabajo se encomienda a personas irresponsables y aun a veces tomando las precauciones debidas, las muestras obtenidas no sirven. Esto nos hace pensar que el procedimiento empleado debe ser rechazado y substituido por otro (cambio de muestreador, por ejemplo). Otras veces, por causas económicas, se utiliza un método que aparentemente proporciona semejantes resultados al método apropiado que debe emplearse, ello es un grave error, ya que produce mayores pérdidas, pues los sondeos mal testificados son inútiles.

La testificación puede ser continua o discontinua. Es preferible la continua, pues nos informa prácticamente de inmediato y sin probables alteraciones la sucesión ininterrumpida de las formaciones del suelo; no sucede así con la discontinua, que nos la presenta fragmentaria.

## OBJETO

El muestreo continuo inalterado en arcillas blandas compresibles alcanza todo su desarrollo con los laboratorios de mecánica de suelos, donde se obtienen las características físicas y mecánicas de estos suelos, conociéndose tales estudios con mayor o menor precisión según las alteraciones que hayan sufrido las muestras, tanto en su obtención como en su transportación del lugar de origen al laboratorio.

Con los ensayos del laboratorio de consolidación, se pueden calcular los asentamientos y estabilidad de terraplenes o edificios, así como la resistencia a la compresión simple, para lo cual se hacen las pruebas triaxiales, determinándose la sensibilidad de la arcilla. Para el caso primero, es necesario que el tubo muestreador empleado (Hvorslev) en la obtención de la muestra, sea de 1 pulgada de diámetro, como mínimo, y para las pruebas triaxiales es suficiente obtener muestras con el sacatestigos de 2 a 2½ pulgadas de diámetro.

## EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES

El equipo que se emplea en esta prueba consiste en: tripie adecuado, máquina perforadora (de preferencia hidráulica), diferencial de 1.5 ton. o más, bomba de agua, junta giratoria (*swivel*), trépanos, mangueras, tubería de ¾" o más, según capacidad de la bomba, malacate, juego de poleas, tubería de ademe, barras de perforación, tubos muestreadores adecuados, cabezotes, cable, llaves de cadena, llaves Stillson, parafina, brea, estufa de petróleo, posteadora o cuchara, etc.

## PROCEDIMIENTO

El muestreador utilizado se hince en el terreno mediante el gato de la perforadora (si ésta es hidráulica), procurando que el hincado sea rápido y a velocidad constante, se requiere tener bien anclada la máquina al terreno. Cuando no se dispone de perforadora hidráulica, la introducción del muestreador deberá efectuarse usando el malacate con un juego de poleas, procurando que el hincado se realice como se dijo

antes, lo que es muy importante; y, finalmente, si no se cuenta tampoco con malacate, se empleará el diferencial, aunque da resultados inferiores.

Después de extraer la muestra, se limpia el fondo del pozo para evitar que existan sedimentos que se introduzcan en el muestreador y disminuyan el porcentaje de recuperación de la muestra, ya sea por medio de la posteadora, de la cuchara o bien por inyección de agua.

Si la perforación se profundiza a más de 10 m. y el tipo de arcilla es muy blanda, se hace necesario ademar las paredes, ya sea por medio de lodos o bien con tubería; cuando se trate de esta última, se deberá introducir hasta una profundidad inferior a la de la cota, donde se obtendrá la muestra, ello con el propósito de no alterar el terreno con el hincado a golpes del citado ademe.

Durante todo el proceso se deberá mantener el pozo lleno de agua. Si la arcilla es muy blanda, del tipo bentonítico, el agujero hecho por el sacamuestras puede expandirse en forma tan rápida que resulte necesario ademar por debajo de la cota, de donde se obtendrá la muestra; ocurre lo contrario cuando las arcillas son medianamente compactas.

La razón principal para tomar muestras no alteradas es la de obtener datos sobre la consistencia de los suelos en el estado natural en que se encuentran, pues debe evitarse toda alteración innecesaria de las mismas por parte del tubo muestreador, ya que está demostrado que el grado de alteración de una muestra de diámetro dado, aumenta muy rápidamente con el espesor de las paredes del tubo muestreador; por ello, las paredes deben ser lo más delgadas posible, aunque lo suficientemente fuertes para soportar la resistencia que el suelo ofrezca a la penetración, sin que se produzca la deformación del tubo muestreador. Estos tubos pueden ser simples o de pistón.

Los tubos muestreadores simples consisten principalmente en una cabeza de unión entre el tubo de perforación y el tubo muestreador; este tubo puede ser de acero, sin costuras, o de lámina.

El tubo muestreador tipo es el de 2 pulgadas de diámetro; este muestreador cuenta con todos los requisitos antes mencionados y se halla constituido por un tubo de acero de 2" de diámetro, con paredes de 0.0013 a 0.0016 m. de espesor, con una longitud de 0.75 a 0.90 m. Su extremo inferior está biselado para formar un borde cortante, en tanto que el superior se fija por medio de unos tornillos a la cabeza de unión, y ésta, a su vez, se encuentra atornillada a la tubería de perforación. Una vez que se ha efectuado el hincado del tubo muestreador, por cualquiera de los procedimientos antes descritos, se gira la tubería de perforación para cortar el extremo inferior de la muestra, levantándola hasta la superficie del terreno; y se retira el tubo muestreador tras aflojar los tornillos que lo fijan a la cabeza de unión. Se limpian ambos extremos del tubo; se saca parte del material recuperado (1 a 2 cm.), para proteger las caras extremas de las muestras del suelo, y se vierte parafina líquida, con objeto de que forme un sello que evite la pérdida del contenido de humedad.

Ya con el tubo muestreador en el laboratorio, se procede a sacar la muestra, utilizándose para ello un pistón, o bien cortando longitudinalmente el tubo, el que se

secciona después en tramos longitudinales. En general, la extracción de la muestra debe realizarse en el cuarto húmedo, para evitar la evaporación que alteraría las condiciones reales de la misma; tal forma de sondear y muestrear resulta sumamente práctica y económica, en especial cuando se trata de perforar un suelo que requiere ademe con diámetro de 2.5".

### TUBO MUESTREADOR SHELBY

Este tubo es el más usado, y no es otra cosa que una adaptación económica del muestreador del tipo de 2 pulgadas descrito en el párrafo anterior; el espesor de la lámina varía del 16 al 20; normalmente el diámetro mínimo que tienen estos muestreadores es de 3 pulgadas, y el más común, el de 4 pulgadas, usándose a veces diámetros un poco mayores; su longitud es del orden de los 70 a 80 cm. Estos muestreadores son bastante útiles para extraer muestras tanto arriba como abajo del nivel freático (véase Fig. II-13).



Fig. II-13

Penetrómetro de pared delgada tipo Shelby

### TUBOS MUESTREADORES DE PISTON

En la Fig. II-14 vemos un tubo muestreador del tipo pistón estacionario, que se usa en suelos finos, como las arcillas tipo bentonítico y algunas arenas limo-arcillosas.

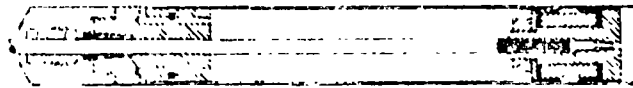


Fig. II-14

Tubo muestreador de pistón

El principio de este muestreador y de otros del mismo tipo, consiste en introducirlo con el émbolo curasado con la parte inferior del tubo, donde queda rígidamente fijado por la varilla que sujeta al émbolo, la cual queda a su vez fija, mientras se efectúa el hincado del tubo; la maniobra de introducción del tubo muestreador hasta el fondo del sondeo, es la misma que se ha explicado anteriormente para los otros tipos de muestreadores.

Estos muestreadores presentan ventajas sobre los restantes, principalmente en materiales de consistencia muy blanda, pues "se presenta en ellos franca fluencia del material hacia el interior del muestreador, distorsionándose la estructura de la muestra durante su obtención". El pistón tiene como finalidad evitar esta fluencia, pues cierra el extremo inferior del muestreador. Otra ventaja es la de evitar la salida de la muestra al extraer el tubo, pues cuando aquella se desplaza hacia abajo, se provoca un vacío que impide su salida.

Otros tipos de muestreadores de pistón pueden ser, aparte del fijo o estacionario descrito, el retráctil y el móvil.

Se recomienda que los tubos muestreadores carezcan de costuras soldadas y que las paredes interiores se lubriquen, para evitar la fricción entre suelo y pared.

El grado de alteración de la muestra depende de las dimensiones del tubo muestreador y del procedimiento usado en el hincado del tubo. Esto es, para un tubo muestreador de un diámetro grande y con paredes delgadas, pero sin que éste se deforme al ser hincado, la estructura de la muestra sufrirá muy poca alteración, sucediendo lo contrario cuando las paredes del tubo sean gruesas y el diámetro pequeño.

Para muestras con diferentes diámetros, introducidos en el terreno por el mismo procedimiento de hincado, el grado de alteración depende del índice de áreas, que es la razón del área de la sección de la zapata o tubo a la sección de la muestra:

$$A_r (\%) = 100 \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

En donde  $A_r$  es la relación de áreas expresadas en porcentaje;  $D_e$  es el diámetro exterior del tubo sacamuestras, y  $D_i$  el diámetro interior.

Para tubos muestreadores de acero con pared delgada de dos pulgadas de diámetro, la alteración resultante es aproximadamente del 10%; cuando es mayor el índice de áreas, resultará mayor la alteración que sufra la muestra; los valores encontrados en dicha alteración no exceden del 40%; cuando el tubo muestreador es introducido a percusión, los valores de alteración sobrepasan a la cifra mencionada, obteniéndose valores negativos en las pruebas de laboratorio.

#### MUESTREO EN ARENAS

Resulta sumamente difícil la obtención de muestras no alteradas en arenas que no tengan cohesión, y puede decirse que los métodos empleados hasta la fecha no resuelven el problema satisfactoriamente.

Las muestras inalteradas en pozos a cielo abierto se obtienen nivelando la excavación y colocando sobre la superficie nivelada un cilindro metálico de pared delgada con su eje vertical, éste tiene de 10 a 12 cm. de diámetro y una altura de 10 cm. y está hecho de lámina delgada. Se le fuerza suavemente hasta enterrarlo y se coloca



en la parte superior una tapa circular que encaje justamente; cuando la superficie de la muestra no entasa con el borde superior del envase, se rellena el espacio con parafina y luego se coloca la tapa; con una pala se fuerza la muestra unos centímetros por debajo del cilindro y se invierte, para eliminarle el exceso de arena, de modo que pueda también sellarse con otra capa metálica y con parafina como sello final, en ambos extremos.

#### MUESTRAS ENTUBADAS EN ARENA ARRIBA DEL NIVEL FREÁTICO

La dificultad en la toma de muestras de arena fina reside en la elevación del sacatestigos, que se vacía con gran facilidad; por tanto, es necesario evitar que cuando se saque el tubo muestreador se vacíe el material, para ello se han ideado muestreadores que llevan en su parte inferior una tapa como retén y en su interior se encuentra alojado un émbolo (véase Fig. 11-15).



Fig. 11-15

Muestreador usado para obtener muestras de arenas

Este muestreador tipo bomba, para arenas, es el más recomendado para la recuperación de muestras de arenas cuarzosas y gravas finas. La arena se mantiene dentro del bartil muestreador por la succión que crea el émbolo, y la tapa retiene el material cuando es removido hacia el exterior. El material recuperado en esta forma se utiliza sólo para su inspección visual y clasificación general.

El muestreo inalterado bajo el nivel freático se efectúa de la misma forma que el anterior. En caso de que no diera buenos resultados o se requiriesen datos más precisos, se puede recurrir al abatimiento del agua por medio de bombeo en pozos filtrantes hechos alrededor del sondeo, éstos consisten en perforaciones de 0.30 m. o más, en los que se bombea el agua por medio de un tubo de succión de mucho menor diámetro, para que el espacio que quede entre el tubo y las paredes de la perforación se rellenen con grava y arena gruesa; el filtro anular de arena o grava sirve de sustituto al de tubo de ademe.

Una vez logrado el abatimiento del nivel de aguas freáticas en un metro cuando menos bajo el fondo de la perforación, el problema se reduce a obtener muestras arriba del nivel freático, como ya se señaló en párrafos anteriores.

Una de las formas de lograr buenos resultados en la obtención de muestras de arenas es a base de hacerlas artificialmente coherentes, lo que se consigue congelando el terreno, o bien inyectando un producto (gel de sílice) que se pueda disolver después de cortar el testigo.

Estos procedimientos, sin embargo, no son enteramente satisfactorios. La muestra sufre, debido a la congelación, una alteración estratigráfica al aumentar de volumen, esto independientemente del excesivo costo del procedimiento, hace que el método apenas se lleve a efecto en nuestro medio, justificándose tan sólo para aquellos casos en que la estructura tenga que ser cimentada sobre un estrato de arena muy fina, suelta e inestable, la cual deba ser estudiada detalladamente en el laboratorio.

Estos problemas con las arenas no son de capital importancia dentro de la mecánica de suelos, pues resulta suficiente si contamos con datos sobre la compacidad de las mismas, proporcionado por la prueba de penetración estándar, que es el dato más útil, así como con las características de las mismas.

### 2.3f. PERCUSION, PERFORACION EN BOLEOS Y GRAVAS

#### GENERALIDADES

El método de percusión, adoptado en los procedimientos para perforar rocas, es el más antiguo que se conoce, pues fue empleado por los chinos hace miles de años, para lo cual utilizaban herramientas rudimentarias.

El método se basa en la fragilidad de las rocas, las cuales se logran romper a base de dejar caer el peso de los elementos de ataque desde cierta altura, repetida y constantemente.

Este tipo de percusión es muy conocido por el empleo de martillos perforadores de aire comprimido para la perforación de barrenos. En esta herramienta, la velocidad de golpeo es muy alta, pero el peso es pequeño.

La forma de los trépanos usados en esta prueba es de gran importancia, así como su solidez. Estos deben cambiarse con frecuencia para conseguir un buen rendimiento, de ahí que hayan sido reemplazados, en ocasiones, los barrenos de una sola pieza por los cambiables (véase Fig. II-16), los cuales tienen inserciones de carburo de tungsteno que permiten avances muy elevados.

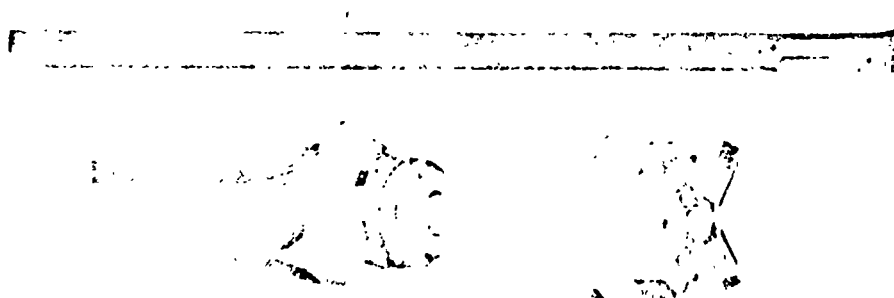


Fig. II-16

Barreno de una sola pieza y barreno cambiable

Este tipo de sondeos requiere por parte del perforista, de un amplio conocimiento para seleccionar la herramienta, ya que a cada tipo de roca, en la variación estratigráfica, corresponde un procedimiento de perforación y equipo diferente, pues no existe un método universal, siendo preciso, por tanto, elegir uno que se adapte al resultado que se pretende.

Cuando se trabaja en este tipo de estratigrafía es muy frecuente que se bloquee la herramienta, ya que las rocas producen en el terreno una serie de tensiones, por lo que al ser perforadas ocasionan un desequilibrio, lo que produce desprendimientos en las paredes del sondeo, haciéndose indispensable su protección con tubería de ademe, de diámetro ligeramente mayor a los del muestreador usado.

## OBJETO

El objeto que persigue esta prueba es el de observar la trabazón, angulosidad, tamaño de las partículas e inclusive, determinar los espesores de los estratos, lo cual se logra por medio de pozos a cielo abierto. Se emplea este método cuando los depósitos están poco profundos; y el de explorar un estrato de boleó y grava, cuando se efectúa una perforación más profunda, con el objeto de investigar si existen capas subyacentes más débiles, que pueden ocasionar la falla de la estabilidad de la estructura que se piensa cimentar en el lugar.

## EQUIPO, HERRAMIENTA Y MATERIALES

Máquina perforadora, tripie adecuado, diferencial de 1.5 ton. o más, bomba de agua, junta giratoria, trépanos, mangueras, malacate, polea sencilla, tubería de ademe, barras de perforación, cable, llaves de cadena, llaves Stillson, broca y rima de diamantes con canastillas, barril muestreador, cartuchos de dinamita al 40%, estopines eléctricos, pilas secas, cable conductor, etc.

## PROCEDIMIENTO

Cuando se ataque un estrato de boleó y grava, se puede resolver de dos maneras, dependiendo de su tamaño.

Primera. Si el boleó es pequeño, se deja caer desde pequeñas alturas, que varían de 20 a 50 cm., sobre el fondo de la perforación, con objeto de hacer saltar la roca en pequeños fragmentos, el trépano y tubería de perforación, controlados por medio del malacate, accionado con la máquina desde la superficie. A cada golpe se deberá manipular la tubería, haciéndola girar ligeramente para que el trépano no caiga siempre en el mismo lugar, y así controlar la forma del pozo.

El azolve o tipo de perforación se evacua a la superficie a través de la tubería de ademe, mediante la inyección de agua hecha con la bomba por medio de la junta giratoria (*swivel*) y tubería de perforación, la cual inyecta a presión a través de las dos o más toberas abiertas en las caras del trépano, o bien, se recoge con una cuchara.

diferencia de que la arena encontrada a 20 metros de profundidad estaba aquí en estado suelto ( $\phi = 30^\circ$ ). Calcule la resistencia de punta del pilote.

*Solución:* 19,5 toneladas. (No se efectuó ningún ensayo de carga, ya que el pilote penetraba tan fácilmente en la arena, bajo el efecto de los golpes del martillo, que se decidió cambiar el tipo de fundación en toda el área ocupada por la arena suelta.)

4. El pilote del problema 1 tenía 21 m de longitud y su módulo de elasticidad era de 250.000 kg/cm<sup>2</sup>. ¿Cuál sería su capacidad de carga según la fórmula holandesa y la fórmula de Janbu?

*Solución:* 260 toneladas; 190 toneladas.

#### Lecturas seleccionadas

Uno de los clásicos de la mecánica de suelos es "Dynamic pile driving formulas" de Cummings, A. E. (1940): *Journal Boston Society of Civil Engineers*, 1940, 27, págs. 6-27. Publicado también en *Contributions to soil mechanics 1925-1940*, Boston Society of Civil Engineers 1940, págs. 392-413.

## ART. 35 ESTABILIDAD DE TALUDES

### Introducción

Se denomina *deslizamiento* a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa en el mismo.

Los deslizamientos pueden producirse casi de todas las maneras concebibles: lenta o rápidamente, con o sin provocación aparente. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie de un talud. Hay casos, sin embargo, en que son originados por la desintegración gradual de la estructura del suelo, desintegración que, iniciándose en fisuras capilares, termina por dividir la masa de suelo en fragmentos angulares. En otros casos se producen como consecuencia del aumento de la presión del agua que llevan algunas capas excepcionalmente permeables, o bien por efecto de choques que licúan el suelo situado debajo del talud (artículo 49). Dada la extraordinaria variedad de factores y de procesos que pueden ser causantes del origen de los deslizamientos, como regla general, la estabilidad de los taludes no puede determinarse por medio de análisis teóricos. Los cálculos de estabilidad basados en los resultados de ensayos de suelos merecen confianza solo cuando las condiciones especificadas en las diferentes secciones de este artículo son satisfechas estrictamente. Pero aun en este caso debe siempre recordarse que la presencia en el subsuelo de discontinuidades no reveladas por las perforaciones, como ser sistemas de fisuras capilares, residuos de viejas superficies de deslizamiento, o delgadas lentes de arena acuífera, pueden invalidar por completo los resultados de los cálculos.

### Taludes en arena seca sin cohesión

Un talud en arena limpia es estable, cualquiera sea su altura, siempre que el ángulo  $\beta$  entre el talud y la horizontal sea igual o menor que el ángulo de fricción interna  $\phi$  de la arena en estado suelto. El coeficiente de

seguridad del talud con respecto a su deslizamiento puede expresarse por la relación:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (35.1)$$

Cualquiera sea su altura, la existencia de taludes con ángulos de inclinación mayores de  $\phi$  es una imposibilidad en caso de arenas limpias.

Como muy pocos suelos naturales son absolutamente no cohesivos, en lo que resta de este artículo solo se tratan taludes en suelos cohesivos.

#### *Características generales de los deslizamientos en suelos cohesivos homogéneos*

Un suelo cohesivo cuya resistencia al corte viene expresada por la ecuación:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi$$

puede permanecer estable con un talud vertical, aunque solo sea por cierto tiempo, siempre que la altura del mismo sea algo menor de  $H_0$  (ecuación 28.11). Si la altura sobrepasa  $H_0$ , el talud no es estable, a menos que su ángulo  $\beta$  sea menor de  $90^\circ$ . Cuanto mayor sea la altura, tanto menor debe ser el ángulo  $\beta$  hasta que, para una altura muy grande comparada con  $H_0$ , el talud es inestable, a menos que el ángulo  $\beta$  sea igual o menor que  $\phi$ .

La rotura de un talud en material cohesivo va comúnmente precedida de la formación de grietas de tracción, que se producen detrás del borde superior del mismo, en la forma en que lo indica la figura 35.1. La fuerza que produce las grietas, en el caso de un talud vertical, es la representada por el triángulo *ace* de la figura 28.3b. La formación de grietas es, tarde o temprano, seguida de un deslizamiento a lo largo de una superficie curva, como la indicada en línea llena en la figura 35.1. Generalmente, la superficie de deslizamiento tiene su máxima curvatura en la parte superior, la mínima en el centro, y una curvatura intermedia en su extremo inferior. La curva, por lo tanto, se acerca a un arco de elipse.

Cuando la rotura se produce a lo largo de una superficie de deslizamiento que intercepta al talud en su pie, o más arriba (véase figura 35.2a), el deslizamiento se conoce como una *rotura por el talud*. Si por el contrario,

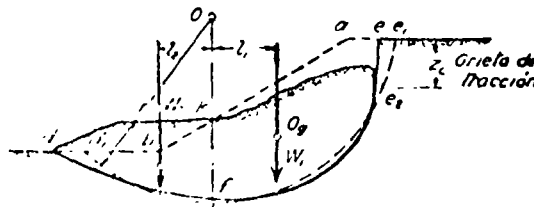


Fig. 35.1. Deformación que se produce con la rotura de un talud.

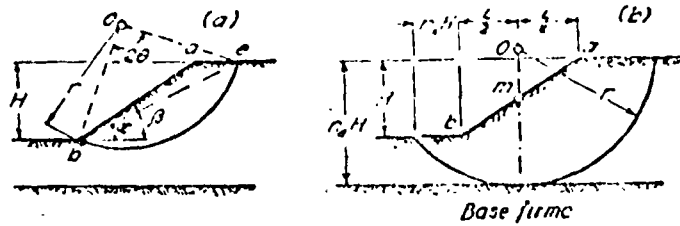


Fig. 35.2. Posición del círculo crítico para: (a) rotura por el talud; (b) rotura por la base. (Según W. Fellenius, 1927).

el suelo situado debajo del nivel del pie del talud no tiene suficiente resistencia para soportar el peso del material situado encima del mismo, la rotura se produce a lo largo de una superficie que pasa a cierta distancia por debajo de dicho pie. La figura 35.2b indica este tipo de rotura, que se conoce como una *rotura por la base*.

En los cálculos de estabilidad, la curva que representa la superficie real de deslizamiento se remplaza por un arco de círculo o por una espiral logarítmica. Cualquiera de estos dos procedimientos tiene un grado de aproximación semejante al que tiene la hipótesis de Coulomb, que especifica que la superficie de deslizamiento de la masa de suelo que soporta un muro de sostenimiento es plana (artículo 30). En nuestro caso solo se utilizará el círculo como sustituto de la superficie real de deslizamiento.

#### **Propósito de los cálculos de estabilidad**

En la práctica, los cálculos de estabilidad sirven para volver a proyectar taludes que se han derrumbado, o bien para determinar, antes de iniciar la obra, los ángulos de talud adecuados a los requerimientos de seguridad especificados.

Durante la construcción, suelen a veces producirse roturas locales de los taludes de desmontes o de terraplenes. Dichas roturas indican que el valor medio de la resistencia mínima al corte ha sido sobreestimado y, como constituyen en realidad ensayos de corte en gran escala, ofrecen una oportunidad excelente para valorar la resistencia mínima real, y evitar nuevos accidentes en la obra cambiando el proyecto en función de los nuevos datos. El procedimiento a seguir consiste en determinar, por medio de perforaciones o excavaciones, la posición de la superficie de deslizamiento, computar los pesos de las distintas partes de la masa que tendió a producir o a oponerse al deslizamiento, y calcular la resistencia media al corte  $s$  del suelo que resulta necesaria para satisfacer las condiciones de equilibrio.

Cuando se debe calcular un talud en una región donde no se han producido deslizamientos, es necesario estimar o determinar la resistencia al corte media  $s$  del suelo antes de iniciar la construcción. Los métodos para determinar la resistencia al corte se estudiaron en los artículos 17 y 18. Una vez fijado  $s$ , el ángulo del talud puede determinarse por teoría en

forma que satisfaga la seguridad requerida. Resulta obvio que este método es utilizable solo en los casos en que las condiciones del suelo permiten determinar  $s$  con cierta exactitud por medio de ensayos adecuados.

**Cálculo de la resistencia al corte partiendo de los datos que se obtienen de deslizamientos ocurridos**

El método que se utiliza para determinar la resistencia media al corte de los suelos, en función de los datos que se pueden obtener de deslizamientos ocurridos, viene ilustrado por la figura 35.1. Por medio de mediciones en el terreno, se obtiene la profundidad  $z_c$  de las fisuras de tracción y la forma de la superficie de deslizamiento. La línea de deslizamiento se sustituye luego por un arco de círculo de radio  $r$  y de centro  $O$ . El equilibrio requiere que:

$$W_1 l_1 = W_2 l_2 + sr \widehat{d_1 e_2}$$

de donde:

$$s = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r \widehat{d_1 e_2}}$$

$W_1$  es el peso de la masa  $akfe$ , que tiende a producir la rotura, y  $W_2$  el peso de la masa  $khd_1f$ , que tiende a resistirla.

Si la forma de la superficie de deslizamiento no puede sustituirse, aun en forma aproximada, por un círculo, el procedimiento a seguir debe modificarse de acuerdo con lo que se indica bajo el subtítulo de superficies de deslizamiento compuestas.

**Procedimiento para determinar la estabilidad de taludes**

Cuando se debe investigar si un talud dado en un suelo de resistencia conocida es estable se necesita determinar el diámetro y la posición del círculo que representa la superficie por donde se va a producir el deslizamiento. Este círculo, conocido como *círculo crítico*, debe satisfacer la condición de que la relación entre la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento y las fuerzas tangenciales que tienden a producirlo constituye un mínimo. La investigación, por lo tanto, pertenece a la categoría de los problemas de máximos y mínimos ejemplarizados por la teoría de Coulomb (artículo 30) y la del empuje pasivo (artículo 32).

Una vez determinados el diámetro y la posición del círculo crítico, el coeficiente de seguridad  $F$  con respecto a rotura se calcula con la relación (véase figura 35.1):

$$F = \frac{sr \widehat{d_1 e_2}}{W_1 l_1 - W_2 l_2} \quad (35.2)$$

donde  $r$  es el radio del círculo crítico y  $d_1 e_2$  la longitud de la superficie de deslizamiento.

A semejanza con el empuje pasivo, la estabilidad de un talud se investiga por tanteos, salvo en casos simples en que puede determinarse por métodos analíticos. Cuando se procede por tanteos, se eligen varios círculos como probables superficies potenciales de deslizamiento. Para cada círculo se determina  $F$  (ecuación 35.2). Su mínimo valor representa el coeficiente de seguridad con respecto al deslizamiento, y su círculo, el círculo crítico.

Las soluciones analíticas se pueden utilizar solo excepcionalmente para calcular el coeficiente de seguridad, debido a que están basadas en hipótesis muy simplificativas. Son muy útiles, sin embargo, como guías para estimar la posición del centro del círculo crítico y determinar el tipo probable de rotura. Sirven, además, para juzgar si un talud dado es tan seguro que no deja duda, si está en el caso contrario y resulta evidente que es inseguro, o bien si se trata de un caso dudoso. Si se trata de un caso dudoso, debe calcularse el coeficiente de seguridad con el procedimiento que se termina de describir.

Las soluciones analíticas están basadas en las hipótesis siguientes. Hasta cierta profundidad por debajo del pie del talud, el suelo es perfectamente uniforme. A esta profundidad, el suelo descansa sobre un estrato más resistente, llamado la *base firme*, que no es penetrado por la superficie de deslizamiento. Se supone que el talud es plano y que se halla situado entre dos superficies planas horizontales, en la forma en que lo indica la figura 35.2. Finalmente, se desprecia el debilitamiento que originan las fisuras de tracción, ya que el mismo es más que compensado por el margen de seguridad usual. Las secciones que siguen contienen un resumen de estas soluciones.

#### *Taludes en arcilla blanda*

La resistencia unitaria media al corte  $s$  de la superficie potencial de deslizamiento en una arcilla blanda homogénea saturada bajo condiciones no drenadas ( $\phi = 0$ ) (artículo 18) es aproximadamente igual a un medio de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  de la arcilla. Este valor, por razones de brevedad, se denominará la cohesión  $c$ . Es decir:

$$s = 1/2 q_u = c \quad (18.5)$$

Conocido  $c$ , la altura crítica  $H_c$  de un talud con ángulo de inclinación  $\beta$ , puede expresarse por la ecuación:

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma} \quad (35.3)$$

En esta ecuación, el *coeficiente de estabilidad*  $N_s$  es un número sin dimensión cuyo valor depende solo del ángulo  $\beta$  del talud y del *factor de profundidad*  $n_s$  (fig. 35.2b), que expresa la profundidad a que la arcilla descansa sobre una base firme. Si se produce una rotura por el talud, el círculo crítico generalmente es un *círculo de pie*, que pasa por el pie  $b$  del talud (fig. 35.2a), excepto cuando la base firme está situada muy cerca del pie  $b$ , en cuyo caso puede producirse por un *círculo de talud*, tangente



a la base firme y que interseca el talud por encima de  $b$ . Este tipo de rotura no está indicado en la figura 35.2. Cuando se produce una rotura por la base, el círculo crítico se denomina *círculo del punto medio*, debido a que su centro está situado sobre una recta vertical que pasa por el punto medio  $m$  del talud (figura 35.2). El círculo del punto medio es tangente a la base firme.

El tipo y la posición del círculo crítico a lo largo del cual se produce la rotura dependen del ángulo  $\beta$  del talud y del factor de profundidad  $n_d$ . La figura 35.3 contiene una síntesis de los resultados obtenidos al respecto por medio de investigaciones teóricas. Según esta figura, la rotura de todos los taludes con un ángulo mayor de  $53^\circ$  se produce por un círculo de pie. Si  $\beta$  es menor de  $53^\circ$ , el tipo de rotura depende del valor del factor de profundidad  $n_d$  y, para valores bajos de  $n_d$ , también del ángulo  $\beta$  del talud. Si  $n_d$  es igual a 1, la rotura se produce por un círculo de talud y, si  $n_d$  es mayor de 4, el talud se desliza por un círculo del punto medio, tangente a la base firme, cualquiera sea el valor de  $\beta$ . Cuando  $n_d$  tiene un valor intermedio entre uno y 4, la rotura se produce por un círculo de talud si el punto que representa los valores de  $n_d$  y  $\beta$  se halla por encima del área sombreada de la figura 35.3. Si el punto se halla dentro del área sombreada,

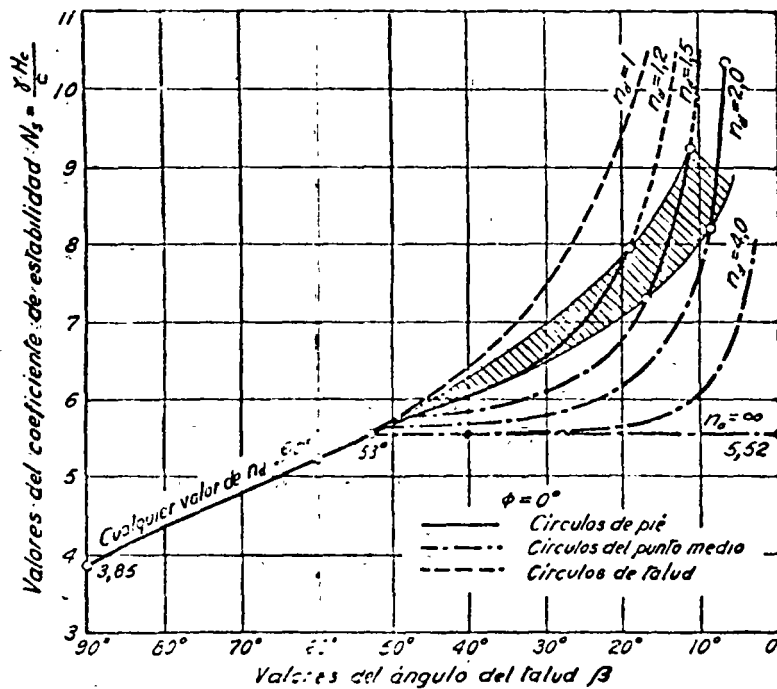


Fig. 35.3. Relación para material sin fricción entre el ángulo del talud  $\beta$  y el coeficiente de estabilidad  $N_s$  para diferentes valores del factor de profundidad  $n_d$ . (Según D. W. Taylor, 1937).

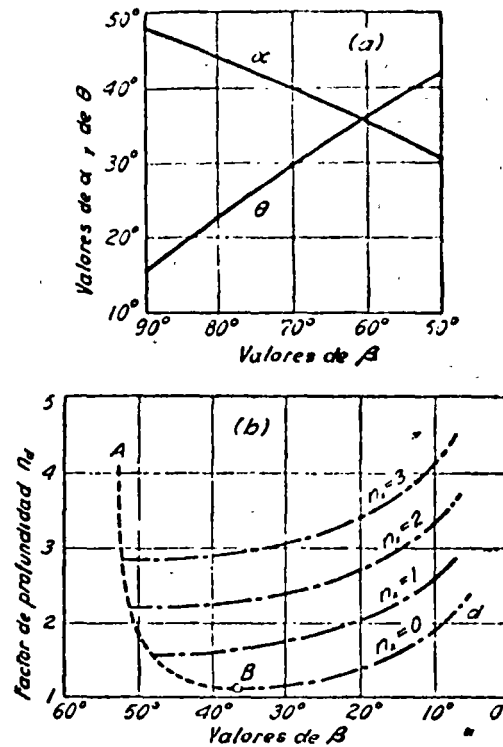


Fig. 35.4. (a) Relación entre el ángulo del talud  $\beta$  y los parámetros  $\alpha$  y  $\theta$  para ubicar el círculo crítico de pie cuando  $\beta$  es mayor de  $53^\circ$ ; (b) relación entre el ángulo  $\beta$  del talud y el factor de profundidad  $n_d$  para varios valores del parámetro  $n_s$ . (Según W. Fellenius, 1927.)

el círculo crítico es un círculo de pie. Por último, si el punto se encuentra por debajo de dicha área, el talud rompe por un círculo del punto medio tangente a la base firme.

Dados los valores del ángulo  $\beta$  del talud y del factor de profundidad  $n_d$ , el coeficiente de estabilidad  $N_s$  (ecuación 35.3) puede obtenerse sin cálculo alguno utilizando la figura 35.3. El valor de  $N_s$  determina la altura crítica  $H_c$  del talud.

Cuando la rotura se produce por un círculo de pie, el centro del círculo crítico puede determinarse trazando los ángulos  $\alpha$  y  $2\theta$ , en la forma que lo indica la figura 35.2a. Los valores de  $\alpha$  y  $\theta$  para diferentes ángulos  $\beta$  del talud pueden obtenerse de la figura 35.4a. Cuando la rotura se produce por un círculo del punto medio tangente a la base firme, la posición del círculo crítico viene determinada por la distancia horizontal  $n_s H$  que va del pie del talud al círculo (véase figura 35.2b). Los valores de  $n_s$ , para distintos valores de  $\beta$  y  $n_d$ , pueden obtenerse del gráfico de la figura 35.4b.

Si la arcilla situada debajo de un talud consta de varias capas con dife-

rentes cohesiones medias  $c_1$ ,  $c_2$ , etcétera, o si la superficie de terreno es irregular (véase figura 35.5), el centro del círculo crítico debe determinarse por tanteos. Resulta obvio que la mayor parte de la superficie real de deslizamiento estará situada dentro del estrato más blando, de modo que los círculos de tanteo deben satisfacer esta condición. Si una de las capas superiores es relativamente blanda, la presencia de la base firme a cierta profundidad puede no influir en el problema, ya que la parte más profunda de la superficie de deslizamiento se sitúa enteramente dentro del estrato más blando. Si, por ejemplo, la cohesión  $c_2$  del segundo estrato de la figura 35.5 es mucho menor que la cohesión  $c_3$  del estrato inferior, el círculo crítico se torna tangente al borde superior del tercer estrato en lugar de serlo a la base firme.

Para cada círculo de tanteo se calcula la tensión de corte media  $t$  que debe actuar a lo largo de la superficie de deslizamiento para poder balancear la diferencia entre el momento de deslizamiento  $W_1l_1$  y el momento resistente  $W_2l_2$ . El valor de  $t$  es igual a:

$$t = \frac{W_1l_1 - W_2l_2}{r \widehat{ab}}$$

En base a los valores  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$ , etcétera, conocidos, se calcula el valor medio de la cohesión  $c$  del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento. El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento es entonces:

$$F = \frac{c}{t} \quad (35.4)$$

El valor de  $F$  se anota en el centro del círculo.

En la misma forma y adoptando varios círculos de deslizamiento de tanteo se determinan otros valores de  $F$  que se anotan en los centros de sus círculos respectivos. Se trazan luego curvas de nivel de iguales valores de  $F$  (véase figura 35.5), las que pueden considerarse como las curvas de nivel de una depresión. El centro del círculo crítico se halla en el fondo de la depresión, y  $F_{\min}$  es el coeficiente de seguridad del talud con respecto a rotura.

Si no resulta evidente cuál de las dos capas distintas constituye la base firme, para definir el círculo crítico, se debe proceder por tanteos considerando separadamente cada posibilidad para determinar el respectivo  $F_{\min}$ . El menor de los dos valores corresponde a la base firme que controla la rotura y es el coeficiente de seguridad del talud.

#### *Taludes en suelos con cohesión y fricción interna*

Si la resistencia al corte del suelo puede expresarse aproximadamente con la ecuación:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi$$

la estabilidad de sus taludes es analizable con el procedimiento que ilustra la figura 35.6a. Las fuerzas que actúan sobre la masa en deslizamiento son:

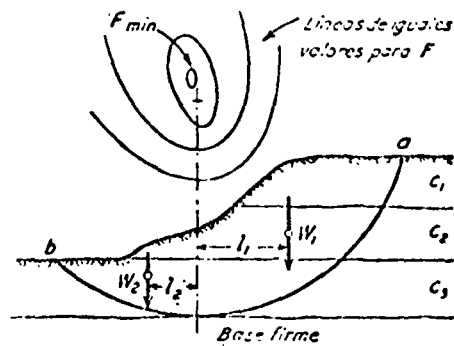


Fig. 35.5. Rotura por la base en suelo cohesivo estratificado.

su peso  $W$ , la resultante  $C$  de las fuerzas de cohesión y la resultante  $F$  de las fuerzas normales y de fricción que se desarrollan a lo largo de la superficie de deslizamiento. La resultante  $C$  de la cohesión es paralela a la cuerda  $de$  e igual a la cohesión unitaria  $c$  multiplicada por la longitud  $L$  de la cuerda. La distancia  $x$  que media entre el centro de rotación y  $C$  se determina con la condición:

$$Cx = cLx = c \widehat{de} r$$

donde:

$$x = \widehat{de} r/L$$

La fuerza  $C$  es, por lo tanto, conocida. El peso  $W$  también es conocido. Como las fuerzas,  $C$ ,  $W$  y  $F$  están en equilibrio, la fuerza  $F$  debe pasar por el punto de intersección de  $W$  y  $C$ , es decir, que la magnitud y posición de  $F$  pueden determinarse construyendo un polígono de fuerzas.

Si el coeficiente de seguridad es igual a uno, el talud está en el límite del equilibrio. En esta condición cada reacción elemental  $dF$  de la figura 35.6a debe formar un ángulo  $\phi$  con respecto a la normal al círculo de deslizamiento y ser, por lo tanto, tangente a un círculo, llamado *círculo de fricción*, cuyo radio es igual a:

$$r_f = r \operatorname{sen} \phi$$

y que tiene su centro coincidente con el centro del círculo de deslizamiento. La línea de acción de la reacción resultante  $F$  es tangente a un círculo de radio algo mayor que  $r_f$  pero, como una aproximación conveniente, se supone que, para un coeficiente de seguridad igual a la unidad, la resultante  $F$  es también tangente al círculo de fricción. El error que se introduce es pequeño y se halla del lado de la seguridad.

Para un valor dado de  $\phi$ , la altura crítica del talud que rompe por un círculo de pie viene expresada por la ecuación:

$$H_c = N_c \frac{c}{\gamma}$$

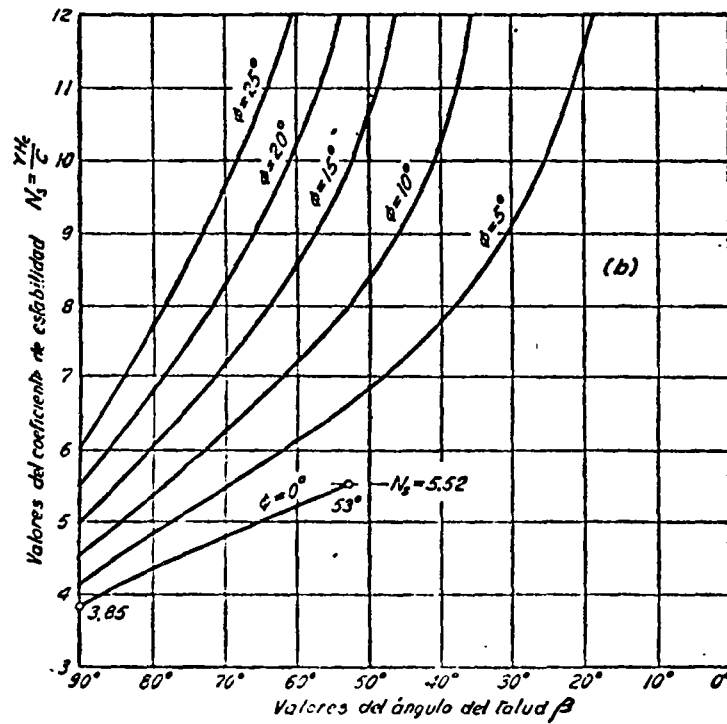
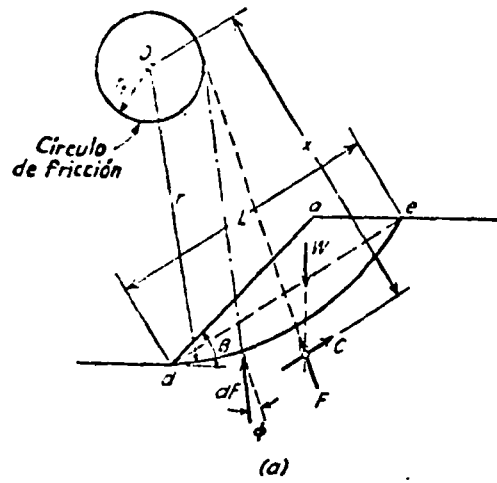


Fig. 35.6. Rotura de taludes en materiales que tienen cohesión y fricción; (a) diagrama que ilustra el método del círculo de fricción; (b) relación entre el ángulo  $\beta$  del talud y el coeficiente de estabilidad  $N_s$  para varios valores de  $\phi$  (Según D. W. Taylor, 1937).

que es idéntica a la 35.3, excepto de que  $N_s$  no solo depende de  $\beta$  sino que también de  $\phi$ . La figura 35.6b indica la relación entre  $\beta$  y  $N_s$  para distintos valores de  $\phi$ . Para un valor dado del ángulo  $\beta$  del talud,  $N_s$  aumenta primero lentamente y luego más rápidamente con el incremento de  $\phi$ . Cuando  $\beta = \phi$ ,  $N_s$  se hace infinito.

Todos los puntos situados sobre las curvas de la figura 35.6b corresponden a roturas por círculos de pie, ya que la teoría ha demostrado que la posibilidad de una rotura por la base no existe, a menos que el valor de  $\phi$  sea menor de aproximadamente  $3^\circ$ . Por ello, si en un suelo bastante homogéneo se ha producido un deslizamiento por la base, puede concluirse que el valor de  $\phi$  del suelo, medido en términos de tensiones totales en el momento de la rotura, era cercano a cero.

### Taludes irregulares en suelos no uniformes

Si el talud tiene una superficie irregular de modo que no puede ser representado por una línea recta, o si existe la posibilidad de que la superficie de deslizamiento pase a través de varios materiales con diferentes valores de  $c$  y  $\phi$ , la estabilidad se puede analizar convenientemente utilizando el *método de las fajas*. De acuerdo con este procedimiento se elige un círculo tentativo (fig. 35.7a) y la masa deslizante se subdivide en un número de fajas verticales 1, 2, 3, etc. Cada faja, como la N<sup>o</sup> 2 indicada en la figura 35.7b, está solicitada por su propio peso  $W$  y por las fuerzas de corte  $T$  y normales  $E$  en sus caras laterales y por un conjunto de fuerzas en su base, las que incluyen la fuerza de corte  $S$  y la fuerza normal  $P$ . Las fuerzas que actúan en cada faja, como las que solicitan el conjunto de la masa, deben satisfacer las condiciones de equilibrio. No obstante, dado que las fuerzas  $T$  y  $E$  dependen de la deformación y de las características tensión-

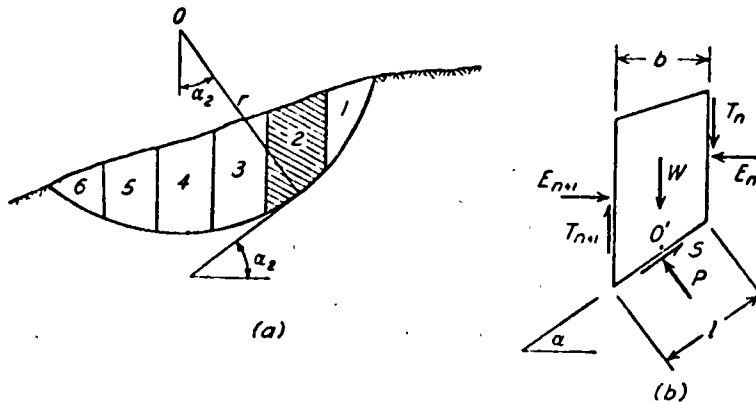


Fig. 35.7. Método de las fajas para investigar las condiciones de equilibrio de taludes situados encima del nivel freático. (a) Relaciones geométricas para una superficie de deslizamiento circular; (b) fuerzas que actúan sobre una faja típica, como la 2 en (a).

deformación del material que desliza, no pueden ser evaluadas rigurosamente, aunque sí aproximadamente con suficiente exactitud para propósitos prácticos.

La más simple de estas aproximaciones consiste en suponer estas fuerzas iguales a cero. Bajo estas circunstancias, si todo el círculo tentativo está situado por encima de la napa freática y no hay sobrepresiones de poros, el equilibrio del conjunto de la masa deslizante requiere que:

$$r \sum W \operatorname{sen} \alpha = r \sum S \quad (35.5)$$

Si  $s$  es la resistencia unitaria al corte a lo largo de  $l$ , resulta:

$$S = \frac{s}{F} l = \frac{s}{F} \frac{b}{\cos \alpha} \quad (35.6)$$

y por tanto:

$$r \sum W \operatorname{sen} \alpha = \frac{r}{F} \sum \frac{sb}{\cos \alpha} \quad (35.7)$$

de lo cual se deduce:

$$F = \frac{\sum (sb / \cos \alpha)}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.8)$$

La resistencia unitaria al corte  $s$ , empero, está determinada por:

$$s = c + p \operatorname{tg} \phi$$

donde  $p$  es la tensión normal que actúa en la superficie de deslizamiento  $l$ . Para evaluar  $p$  se debe considerar el equilibrio vertical de la faja (fig. 35.7b), de la cual se obtiene:

$$W = S \operatorname{sen} \alpha + P \cos \alpha$$

y

$$p = \frac{P}{l} = \frac{P \cos \alpha}{b} = \frac{W}{b} - \frac{S}{b} \operatorname{sen} \alpha \quad (35.9)$$

Por tanto:

$$s = c + \left( \frac{W}{b} - \frac{S}{b} \operatorname{sen} \alpha \right) \operatorname{tg} \phi = c + \left( \frac{W}{b} - \frac{s}{F} \operatorname{tg} \alpha \right) \operatorname{tg} \phi$$

y de donde:

$$s = \frac{c + (W/b) \operatorname{tg} \phi}{1 + (\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi) / F} \quad (35.10)$$

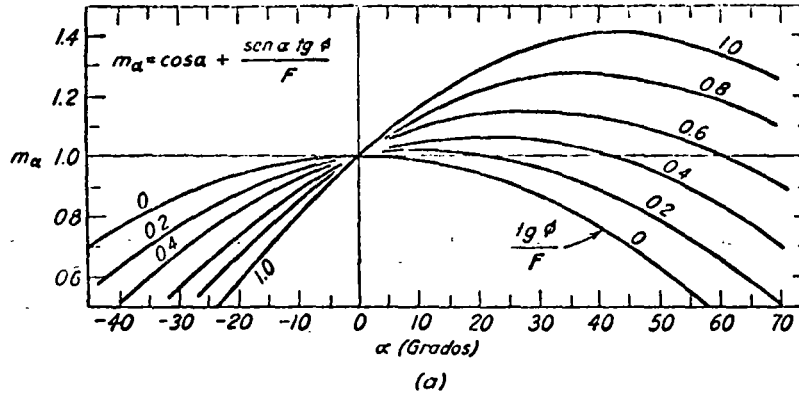
si se llama:

$$m_s = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{F} \right) \cos \alpha \quad (35.11)$$

resulta:

$$F = \frac{\sum [c + (W/b) \operatorname{tg} \phi] b}{m_a \Sigma W \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.12)$$

La ecuación 35.12, que produce el coeficiente de seguridad  $F$  para el círculo tentativo que se está analizando, contiene en el segundo término la cantidad  $m_a$  (ecuación 35.11), que es a su vez una función de  $F$ . Por ello, la ecuación 35.12 debe ser resuelta por aproximaciones sucesivas en las cuales se adopta un valor  $F = F_1$ , que se usa en el cálculo de  $m_a$  para



Valores  
obtenidos de la sección transversal

	1	2	3	4	5	6	7	8
Faja No.	$\alpha^\circ$	$\operatorname{sen} \alpha$	$W$	$W \operatorname{sen} \alpha$	$c + \frac{W}{b} \operatorname{tg} \phi$	$(5) \cdot b$	$F_a = \frac{m_a}{F_a}$	$(6)/(7)$
								$\Sigma(8)$

Primer tanteo,  $F_a = \frac{\Sigma(6)}{\Sigma(4)}$        $F = \frac{\Sigma(8)}{\Sigma(4)}$   
(b)

Fig. 35.8. Cálculo del coeficiente de seguridad de un talud para una superficie de deslizamiento circular despreciando las fuerzas entre fajas. (a) Gráfico para evaluar el coeficiente  $m_a$ ; (b) disposición tabular del cálculo.



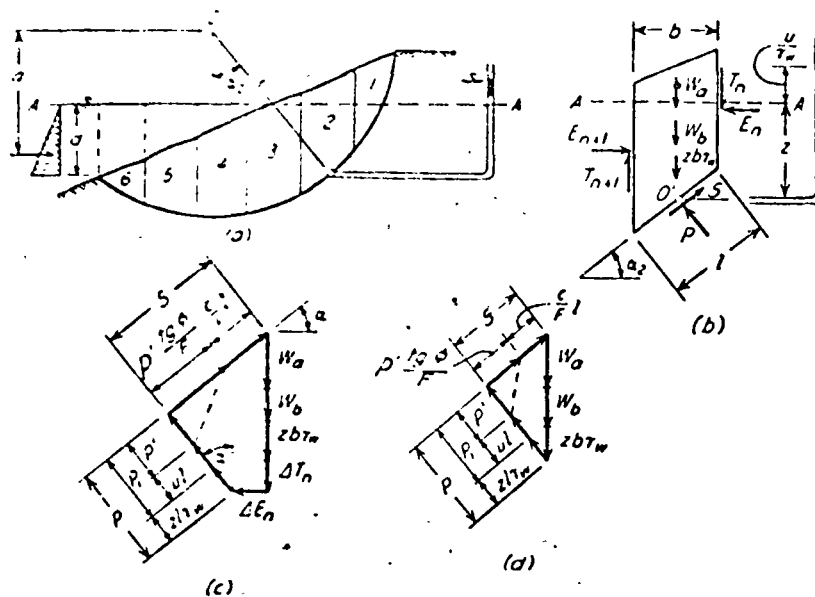


Fig. 35.9. Método de las fajas para una superficie de deslizamiento circular cuando el talud está parcialmente sumergido. (a) Relaciones geométricas para una superficie circular; (b) fuerzas que actúan sobre una faja típica como la 2; (c) polígono de fuerzas para la faja 2 cuando se consideran todas las fuerzas; (d) polígono de fuerzas para la faja 2 cuando se consideran  $T$  y  $E$  que actúan sobre las caras laterales son iguales a cero.

calcular  $F$ . Si el valor de  $F$  difiere en forma significativa de  $F_1$ , el cálculo se repite. La convergencia es muy rápida. Los cálculos se facilitan con el uso del gráfico de la figura 35.8a, del cual se pueden obtener valores de  $m_a$  (Jámbu y otros, 1956), y además recurriendo a un arreglo tabular para el cálculo como lo indica la figura 35.8b.

Teniendo en cuenta que los cálculos esquematizados en la figura 35.8 se refieren solamente a un círculo tentativo, éstos deben repetirse para otros círculos hasta que se obtiene el mínimo para el valor  $F$ .

En general, el talud suele estar parcialmente sumergido y además se desarrollan presiones de poros a lo largo del círculo tentativo (fig. 35.9a). La magnitud de las presiones de poros depende de las condiciones del problema. En algunos casos éstas pueden ser estimadas por medio de una red de filtración (artículo 23), por medio de ensayos de suelo, o en base a observaciones realizadas en el terreno. Si el nivel de la superficie del agua externa se denota por  $A - A$ , el peso  $W$  de la faja (fig. 35.9b) se puede escribir como:

$$W = W_a + W_b + zb\gamma_w \quad (35.13)$$

en la cual  $W_a$  es el peso de la parte de la faja situada encima de  $A - A$ ,  $W_b$  es el peso sumergido de la parte situada por debajo de  $A - A$  y  $zb\gamma_w$  es el peso de un volumen de agua igual al de la porción sumergida de la

faja. Si toda la faja está situada debajo del nivel freático, como la faja 5 (fig. 35.9a), el peso del agua situada encima de la faja debe ser incluido en la expresión  $zb\gamma_w$ . La presión de poros en el punto medio 0 de la base de la faja es igual a  $z\gamma_w + u$ , donde  $u$  es la sobrepresión de poros con respecto al nivel externo del agua. Si el nivel del agua externo  $A - A$  está ubicado por debajo de  $O'$  en la base de la faja (fig. 35.9b), la presión de poros en  $O'$  es  $h/\gamma_w$ , donde  $h$  es la altura hasta la cual el agua sube en un piezómetro en  $O'$ . Si la presión de poros se debe a capilaridad,  $h$  es negativa.

Teniendo en cuenta que las fuerzas que actúan sobre una faja están en equilibrio, éstas pueden ser representadas por un polígono de fuerzas (fig. 35.9c). La fuerza normal  $P$  consta de una componente efectiva  $P'$ , de la fuerza  $ul$  causada por la sobrepresión de poros, y de las fuerzas  $z\gamma_w$  causada por la presión hidrostática del agua con respecto a  $A - A$ . La resistencia  $t$  a lo largo de la superficie de deslizamiento es igual a:

$$t = \frac{s}{F} = \frac{1}{F} (c + \bar{p} \operatorname{tg} \phi) = \frac{1}{F} \left[ c + \left( \frac{P}{l} - z\gamma_w - u \right) \operatorname{tg} \phi \right] \quad (35.14)$$

de donde:

$$S = t \cdot l = \frac{1}{F} [cl + (P - z\gamma_w l - ul) \operatorname{tg} \phi] = \frac{1}{F} (cl + P' \operatorname{tg} \phi) \quad (35.15)$$

El equilibrio de momentos de todo el deslizamiento con respecto al centro del círculo tentativo requiere que:

$$\begin{aligned} \sum (W_a + W_b + zb\gamma_w) r \operatorname{sen} \alpha &= \sum S \cdot r + \frac{1}{2} \gamma_w l^2 a_1 \\ &= \frac{1}{F} \sum (cl + P' \operatorname{tg} \phi) r + \frac{1}{2} \gamma_w l^2 a_1 \quad (35.16) \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta que el agua situada debajo del nivel  $A - A$  está en equilibrio resulta:

$$\sum zb\gamma_w r \operatorname{sen} \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w l^2 a_1 \quad (35.17)$$

de donde se obtiene:

$$\sum (W_a + W_b) r \operatorname{sen} \alpha = \frac{1}{F} \sum (cl + P' \operatorname{tg} \phi) r \quad (35.18)$$

y

$$F = \frac{\sum (cl + P' \operatorname{tg} \phi)}{\sum (W_a + W_b) \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.19)$$

El valor de  $F$  (ecuación 35.19) depende de  $P'$ , que puede ser determinado para cada faja por medio de un polígono de fuerzas (fig. 35.9c).

Si la superficie de deslizamiento es circular, la influencia de las fuerzas  $T$  y  $E$  entre fajas es relativamente pequeña y  $P'$  puede comúnmente evaluarse con suficiente aproximación en la hipótesis de que las fuerzas  $T$  y  $E$  son iguales a cero. El polígono de fuerza se reduce entonces a la fig. 35.9d, con lo cual:

$$W_a + W_b + zb\gamma_w = (z\gamma_w + P' + ul) \cos \alpha + \left( P' \frac{\operatorname{tg} \phi}{F} + \frac{cl}{F} \right) \operatorname{sen} \alpha \quad (35.20)$$

y

$$P' = \frac{W_a + W_b - ub - \frac{cl}{F} \operatorname{sen} \alpha}{m_a} \quad (35.21)$$

Remplazando en la ecuación 35.19, de acuerdo a la 35.21 resulta:

$$F = \frac{\sum [cb + (W_a + W_b - ub) \operatorname{tg} \phi]}{\sum (W_a + W_b) \operatorname{sen} \alpha} \quad (35.22)$$

La ecuación 35.22, del mismo modo que la ecuación 35.12, debe resolverse por aproximaciones sucesivas, porque el coeficiente de seguridad  $F$  está contenido en la expresión  $m_a$  que aparece en el segundo término de la misma. Se puede notar que la influencia del nivel del agua externa resulta totalmente incluida utilizando el peso sumergido  $W_b$  y que la sobrepresión de poros  $u$  se calcula para la base de cada faja como se explica al plantearse la ecuación 35.13.

El procedimiento descrito en los párrafos precedentes puede ser modificado para tomar en cuenta las fuerzas  $T$  y  $E$  entre fajas (Bishop, 1955; Janbu, 1954a). No obstante, si la superficie de deslizamiento es circular, la mejora en exactitud no suele exceder del 10 al 15 % y el esfuerzo adicional a realizar usualmente no se justifica. Por otro lado, si la superficie de deslizamiento no es circular, el error puede resultar significativo. Estas circunstancias se van a considerar en el próximo apartado. El procedimiento que se va a desarrollar puede, si así se desea, ser utilizado también para tomar en cuenta las fuerzas entre fajas para una superficie circular de deslizamiento.

### *Superficies de deslizamiento compuestas*

En muchas circunstancias, las condiciones geométricas o geológicas del problema son tales que la superficie de deslizamiento de ninguna manera puede suponerse circular. Para estas condiciones el método de las fajas puede extenderse (Janbu, 1954a, y Nonveiller, 1965).

La figura 35.10 muestra una masa deslizante con una superficie de deslizamiento no circular. Las fuerzas que actúan en la faja cualquiera  $n$  están representadas de la misma manera que lo indica la figura 35.9b, y el polígono de fuerzas es idéntico al representado en la figura 35.9c.

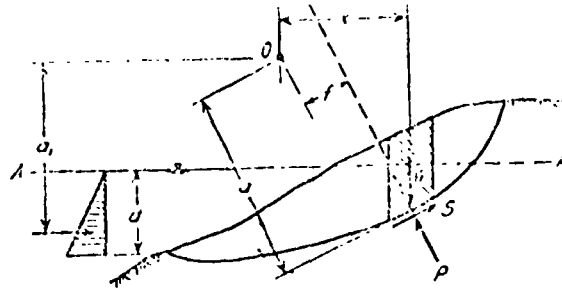


Fig. 35.10. Relaciones geométricas del método de las fajas para investigar las condiciones de equilibrio de un talud cuando la superficie de deslizamiento no es circular.

El equilibrio de momentos de la masa deslizante respecto de un polo arbitrario  $O$  requiere que:

$$\Sigma Wx = \Sigma(Sa + Pf) + \frac{1}{2}\gamma_w d^2 a_1 \quad (35.23)$$

de la ecuación 35.15 se desprende que:

$$\Sigma (W_a + W_b + z b \gamma_w) x = \frac{1}{F} \Sigma (cl + P' \operatorname{tg} \phi) a + \Sigma Pf + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1$$

y

$$F = \frac{\Sigma (cl + P' \operatorname{tg} \phi) a}{\Sigma (W_a + W_b + z b \gamma_w) x - \Sigma Pf - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1} \quad (35.24)$$

Observando que debajo del nivel  $A-A$  el agua está en equilibrio, se concluye que:

$$\Sigma z b \gamma_w x - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 = \Sigma z l \gamma_w f = \Sigma (P - P_1) f \quad (35.25)$$

donde:

$$P_1 = P - z l \gamma_w$$

La ecuación 35.24 se resuelve entonces en:

$$F = \frac{\Sigma (cl + P' \operatorname{tg} \phi) a}{\Sigma (W_a + W_b) x - \Sigma P_1 f} \quad (35.26)$$

Esta expresión puede evaluarse si se conocen  $P'$  y  $P_1$ , cantidades que se pueden determinar por medio del polígono de fuerza (fig. 35.9c). La suma de las fuerzas de las componentes verticales conduce a la expresión:

$$W_a + W_b + \Delta T_n + z b \gamma_w = z l \gamma_w \cos \alpha + (P' + ul) \cos \alpha + \frac{1}{F} (cl + P' \operatorname{tg} \phi) \operatorname{sen} \alpha$$

de allí que:

$$P' = \frac{W_a + W_b + \Delta T_n - ub - (c/F) b \operatorname{tg} \alpha}{m_a} \quad (35.27)$$

además:

$$P_1 = P' + ul = \frac{W_a + W_b + \Delta T_n + (1/F)(ub \operatorname{tg} \phi - cb) \operatorname{tg} \alpha}{m_a} \quad (35.28)$$

sustituyendo y combinando términos:

$$F = \frac{\Sigma[cb + (W_a + W_b + \Delta T_n - ub) \operatorname{tg} \phi] (a/m_a)}{\Sigma(W_a + W_b)_x - \Sigma \left[ W_a + W_b + \Delta T_n + (ub \operatorname{tg} \phi - cb) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{F} \right] (f/m_a)} \quad (35.29)$$

Esta ecuación debe resolverse por aproximaciones sucesivas debido a que el coeficiente de seguridad  $F$  y la cantidad  $m_a$  aparecen explícitamente en el segundo término de la expresión. Más aún, el valor de  $F$  depende de  $\Delta T_n$ . Como la primera aproximación,  $\Delta T_n$  se puede suponer igual a 0. Los cálculos se facilitan por medio del gráfico de la figura 35.8a y recurriendo además a una disposición tabular como la de la figura 35.11. De nuevo, teniendo en cuenta que el valor de  $F$  determinado de esta manera se refiere solo a un círculo tentativo, los cálculos deben repetirse para otros círculos hasta obtener el valor mínimo de  $F$ .

Para la mayoría de los problemas prácticos que involucran superficies de deslizamientos no circulares, la hipótesis de que  $\Delta T_n$  es igual a 0 conduce a resultados suficientemente exactos. Si la sección transversal de una superficie de deslizamiento se separa de una manera muy significativa respecto de la forma circular, es preferible usar la ecuación 35.29, en la hipótesis de que  $\Delta T_n = 0$ , que suponer una superficie circular de deslizamiento y utilizar la ecuación 35.22. No obstante, si se justifica un refinamiento mayor, los valores de  $\Delta T_n$  pueden agregarse en la ecuación 35.29 y recalcular el factor de seguridad. Los cálculos son laboriosos.

Si los valores de  $T$  y de  $E$  no son iguales a cero, deben satisfacer las condiciones de equilibrio del conjunto de la masa deslizante en las direcciones verticales y horizontales, lo que significa decir que:

$$\Sigma \Delta T_n = 0 \quad (35.30)$$

$$\Sigma \Delta E_n + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 = 0 \quad (35.31)$$

Más aún, para cada faja  $\Delta T_n$  y  $\Delta E_n$  están relacionadas entre sí de acuerdo con los requerimientos del polígono de fuerza (fig. 35.9c) de modo que resolviendo en la dirección de  $S$ , se obtiene:

$$S = \Delta E_n \cos \alpha + (W_a + W_b + \Delta T_n + zb\gamma_w) \operatorname{sen} \alpha$$

y por tanto:

$$\Delta E_n = S \operatorname{sec} \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_n) \tan \alpha - zb\gamma_w \tan \alpha \quad (35.32)$$

Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
<i>Fcjo</i>	b	a	x	f	α	γ <sub>w</sub> α	c	γ <sub>w</sub> φ	cb	ub	W <sub>a</sub>	W <sub>b</sub>	ΔT <sub>n</sub>	W <sub>a</sub> + W <sub>b</sub> + ΔT <sub>n</sub>	(14) - ub	(15) γ <sub>w</sub> φ	(9) + (10)
1																	
2																	
⋮																	
n																	

Col.	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
<i>Fcjo</i>	(17) · a	W <sub>a</sub> + W <sub>b</sub>	(19) · x	ub γ <sub>w</sub> φ	(21) - cb	(22) γ <sub>w</sub> α	F <sub>1</sub>	$\frac{(23)}{F_1}$	(14) + (25)	(26) · f	m <sub>n</sub>	$\frac{(18)}{m_n}$	$\frac{(27)}{m_n}$
1													
2													
⋮													
n													

$\Sigma(20) =$   $\Sigma(29) =$   
 $F_1 = \frac{\Sigma(29)}{\Sigma(20) - \Sigma(30)}$   $\Sigma(30) =$   
*Repetir los pasos 24 al 30 inclusive*

Fig. 35.11. Forma tabular para calcular el coeficiente de seguridad de un talud por el método de las fajas cuando la superficie de deslizamiento no es circular.

Sin embargo, puede deducirse del polígono de fuerza que:

$$S = \frac{1}{F} [cl + (P - z\gamma_w - ul) \operatorname{tg} \phi] = \frac{1}{F} [cl + P' \operatorname{tg} \phi] \quad (35.33)$$

Sustituyendo en la ecuación 35.33 según 35.27, resulta:

$$S = \frac{1}{F} \cdot \frac{cb + (W_a + W_b + \Delta T_n - ub) \operatorname{tg} \phi}{m_n} = \frac{M}{F} \quad (35.34)$$

Utilizando la ecuación 35.32 y sumando todas las fajas:

$$\sum [\Delta E_n + z b \gamma_w \operatorname{tg} \alpha] = \sum \left[ \frac{M}{F} \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_n) \operatorname{tg} \alpha \right] \quad (35.35)$$

y desde que:

$$\sum z b \gamma_w \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} \gamma_w d^2$$

la ecuación 35.31 impone que el primer miembro de la ecuación 35.35 sea cero. De allí que las fuerzas ΔT<sub>n</sub> deben satisfacer no solamente la ecuación 25.30, sino también:

$$\sum \left[ \frac{M}{F} \sec \alpha - (W_a + W_b + \Delta T_n) \operatorname{tg} \alpha \right] = 0 \quad (35.36)$$

Debido a que el problema es estáticamente indeterminado, cualquier conjunto de valores  $T_n$  que satisfaga las ecuaciones 35.30 y 35.36 asegura el cumplimiento de todas las condiciones de equilibrio de la faja en su conjunto, así como también de sus condiciones de equilibrio horizontal y vertical. No obstante, no todos esos conjuntos de valores son razonables o posibles. Por ejemplo, el valor de  $T_n$  no debe exceder la resistencia al corte del suelo a lo largo del borde vertical que corresponde a la faja bajo la influencia de la fuerza normal  $E_n$ . Más aún, no se deben producir tensiones de tracción a través de la parte significativa de cualquier límite vertical entre fajas. En la mayoría de los casos, se comprueba que es satisfactorio y expeditivo asignar valores arbitrarios, aunque razonables, al empuje de tierras  $E_n$ , y en base a estos valores y a la ecuación 16.5, calcular límites aproximados superiores de los valores de  $T_n$ . Por tanteos se establecen los valores de  $T_n$  mínimos que satisfacen las ecuaciones 35.30 y 35.36. Una disposición tabular sistemática (fig. 35.12) ayuda a la solución del problema. Los valores que así se obtienen se sustituyen en la ecuación 35.29. Si el valor de  $F$  difiere apreciablemente del determinado previamente, se requiere una revisión por aproximaciones sucesivas. La revisión puede exigir una alteración de las cantidades  $T_n$  debido a que  $M$  (ecuación 35.34) depende de  $F$ .

No existen, naturalmente, seguridades de que el valor de  $F$  finalmente determinado por este procedimiento sea correcto, debido a que otros conjuntos consistentes de valores  $T$  pueden conducir a coeficientes de seguridad distintos. No obstante, el valor de  $F$  para diferentes conjuntos razonables de fuerzas entre fajas no suele diferir en gran magnitud.

Debe hacerse notar que el polígono de fuerza (fig. 35.9c) presupone que cada faja está en equilibrio con respecto a momentos, mientras que esta condición no va a ser generalmente satisfecha por las fuerzas derivadas de la solución. Este requerimiento se puede agregar a aquellos representados por las ecuaciones 35.30 y 35.36, pero las dificultades de cálculo aumentan sustancialmente. El uso de computadores electrónicos es en este caso virtualmente obligatorio (Morgenstern y Price, 1965).

Si el subsuelo contiene una o más capas delgadas excepcionalmente débiles, la superficie de deslizamiento consta casi siempre de tres o más

$\Delta T$	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
$T_n$	$\Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$	$W_n + W_{n+1} + \Delta T$
$F$																								
$M$																								
$\sum(\Delta T)$																								
$\sum(M)$																								

Fig. 35.12. Forma tabular para determinar un conjunto consistente de fuerzas tangenciales  $T$  para sustituir en la ecuación 35.29 cuando los valores de  $\Delta T_n$  no se consideran iguales a cero.

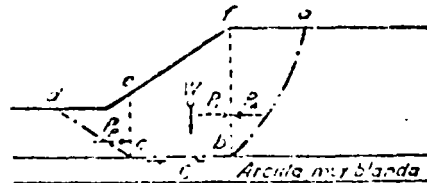


Fig. 35.13. Rotura de un talud situado encima de una delgada capa de arcilla muy blanda.

secciones que no se conectan suavemente entre sí. Esta superficie no puede ser remplazada por una curva continua en los cálculos de estabilidad sin que se introduzca un error desfavorable, contrario a la seguridad del talud.

La figura 35.13 representa un talud debajo del cual existe una delgada capa de arcilla muy blanda de cohesión  $c$ . Si el talud rompe, el deslizamiento se produce a lo largo de una superficie compuesta tal como la  $abcd$ . En el área  $abf$  se produce una rotura activa, ya que la tierra se expande horizontalmente por la influencia de su propio peso. La parte central  $bcef$  se desliza hacia la izquierda por el influjo del empuje activo en  $bf$ , y la masa  $cde$  sufre empuje pasivo por efecto de la presión que ejerce la masa  $bcef$  al deslizar.

El primer paso a seguir en la investigación de las condiciones de estabilidad del talud estriba en calcular el empuje pasivo  $P_p$  del suelo situado a la izquierda de una sección vertical  $ec$  elegida por tanteo cerca del pie del talud. Está del lado de la seguridad suponer que  $P_p$  es horizontal. El próximo paso consiste en estimar la posición del borde derecho  $b$  de la parte horizontal  $cb$  de la superficie potencial de deslizamiento y calcular el empuje activo  $P_A$  sobre la sección vertical  $fb$ . La tendencia de la masa  $bcef$  a moverse hacia la izquierda es resistida por el empuje pasivo  $P_p$  y por la cohesión total  $C$  a lo largo de  $bc$ . Si el talud es estable, la suma de estas fuerzas resistentes debe ser mayor que el empuje activo  $P_A$ , que se supone horizontal. El coeficiente de seguridad es igual a la relación entre las fuerzas resistentes y  $P_A$ . La investigación debe repetirse para distintas posiciones de los puntos  $c$  y  $b$ , hasta que se encuentre la superficie de menor resistencia al deslizamiento, que corresponde al menor coeficiente de seguridad.

#### Problemas

1. Se efectuó una ancha excavación a cielo abierto en un terreno de superficie horizontal, adoptando taludes de  $30^\circ$ . La roca se hallaba a 12 metros de profundidad. Cuando la excavación alcanzó los 7,50 metros de profundidad, se produjo una rotura por deslizamiento de un talud. ¿Cuál era la cohesión media de la arcilla si su peso unitario alcanzaba a  $1900 \text{ kg/m}^3$ ? ¿A qué tipo pertenecía la superficie de deslizamiento? ¿A qué distancia del pie del talud se produjo la intersección entre la superficie de deslizamiento y el fondo de la excavación?

Solución:  $0,24 \text{ kg/cm}^2$ ; círculo de punto medio; 5,60 metros.

2. En el caso del problema 1, supóngase que la roca estuviese a una profundidad



de 9 metros. ¿Cuál sería en esta circunstancia la cohesión media de la arcilla y el tipo de la superficie de deslizamiento?

Solución: 0,2 kg/cm<sup>2</sup>; círculo de pie.

3. Se debe efectuar una excavación de 9 metros de profundidad en una arcilla blanda que reposa sobre una capa resistente situada 12 metros debajo de la superficie original del terreno. La arcilla tiene un peso unitario de 1820 kg por m<sup>3</sup> y una cohesión de 0,35 kg/cm<sup>2</sup>. ¿Cuál es el ángulo de talud que originaría la rotura probable?

Solución:  $\beta = 75^\circ$ .

4. En arcilla blanda de peso unitario 1920 kg/cm<sup>3</sup> y cohesión 0,125 kg/cm<sup>2</sup>, se está excavando una zanja cuyos taludes se levantan a 80° con respecto a la horizontal. ¿Hasta qué profundidad puede llegarse antes de que la zanja se desmorone? ¿A qué distancia del borde superior del talud, el círculo de deslizamiento, intersectará el terreno natural?

Solución: 2,80 metros; 2,40 metros.

5. Un subsuelo de arcilla consta de tres estratos horizontales de 4,50 metros de espesor cada uno. Los valores de  $c$  para la capa superior, media e inferior son 0,30, 0,20 y 1,5 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. El peso unitario de las capas de arcilla es 1840 kg/m<sup>3</sup>. En este material se efectúa una excavación con taludes 1 (vertical): 3 (horizontal), hasta una profundidad de 6,0 metros. ¿Cuál es el factor de seguridad contra el deslizamiento?

Solución: 1,24.

6. ¿Hasta qué profundidad puede excavarse la zanja del problema 4 sin necesidad de hacer una entibación, si el suelo además de su cohesión tiene un ángulo de fricción interna de 20°?

Solución: 4,40 metros.

#### Lecturas seleccionadas

Un tratamiento detallado del método de las fajas y las hipótesis en las cuales se basa puede encontrarse en Taylor, D. W. (1948): *Fundamentals of soil mechanics*, New York, Wiley and Sons, págs. 432 a 441. Un resumen condensado del método, desde el punto de vista de las tensiones efectivas y en el uso de los coeficientes de la presión de poros, está dado por Bishop, A. W. (1955): "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, Vol. 5, págs. 7-17.

Bishop, A. W. y Morgenstern, N. R. (1960): "Stability coefficients for earth slopes", *Geotechnique*, Vol. 10, págs. 129-150, provee gráficos para la solución de muchos casos prácticos de importancia. Soluciones para otros casos se dan en Janbu, N. (1954b): "Stability analysis of slopes with dimensionless parameters", *Harvard Soil Mechanics Series*, N° 46, 81 págs.

Morgenstern, N. R. y Price, V. E. (1965): "The analysis of the stability of general slip surfaces", *Geotechnique*, Vol. 15, págs. 79-93, desarrollan matemáticamente el método más general disponible, método que no está restringido a una superficie circular de deslizamiento y que considera las fuerzas que actúan entre las fajas. Para la solución de los problemas prácticos se necesita un computador electrónico.

### ART. 36 ESTABILIDAD DE DIQUES DE TIERRA

#### *Estudios críticos para el dimensionamiento*

El coeficiente de seguridad de un dique de tierra con respecto a una rotura del talud o de la fundación depende en gran parte de las presiones de poros. En un dique con una sección dada sobre una fundación establecida, la intensidad y distribución de las presiones de poros varían con el

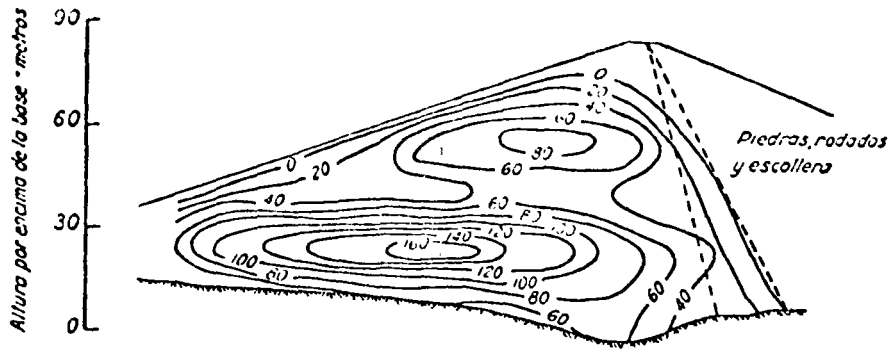


Fig. 36.1. Presiones de poros en metros medidas en la zona impermeable de la presa Great Mountain al término de la construcción (según Walker y Dahn, 1948).

tiempo entre límites muy extensos. Para los propósitos del dimensionamiento es conveniente distinguir, en lo que respecta al desarrollo de las presiones de poros, entre tres estados diferentes: durante la construcción, y en particular inmediatamente después que la construcción ha sido completada, después que el embalse ha estado lleno durante un tiempo suficientemente largo para desarrollar un estado de escurrimiento estable en el dique y su fundación, y finalmente, durante o inmediatamente después de bajar el nivel del embalse. Estos tres estados se distinguen brevemente como *construcción*, *embalse lleno* y *desembalse*. La estabilidad del talud agua arriba puede también alcanzar un estado crítico durante el primer llenado del embalse, especialmente si el dique tiene un núcleo inclinado. Además, en algunos casos, para el talud agua arriba la situación más crítica puede desarrollarse para un nivel intermedio, conocido como *embalse parcial*, en lugar de darse para el nivel máximo.

#### **Evaluación de las presiones de poros en los estados críticos de dimensionamiento**

Durante la construcción solo pueden desarrollarse presiones de poros significativas en las partes cohesivas de la presa y en el subsuelo, las que están asociadas con la consolidación progresiva. La intensidad y la distribución de estas presiones dependen no solo de las características de los materiales, y de las condiciones de borde que posibilitan su drenaje, sino también, en gran medida, de la velocidad de construcción. Como un ejemplo, la figura 36.1 muestra las presiones de poros observadas al final de la construcción en la porción agua arriba del dique Green Mountain en Colorado (Walker y Dahn, 1948). La colocación del terraplén fue interrumpida durante el invierno cuando el dique había alcanzado aproximadamente la mitad de su altura final. La influencia de la interrupción es evidente. Se han hecho intentos para predecir las presiones de poros en tales condiciones,

## CAPITULO IX

### CIMENTACIONES PROFUNDAS

#### IX-1. Introducción

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, del tipo de las descritas en el Capítulo VIII. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces éstos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo. En todos estos casos y en otros que se detallarán en lo que sigue, se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas.

En este capítulo se darán los principios fundamentales para el cálculo de la capacidad de carga y los asentamientos de las cimentaciones profundas. Se estudiarán los arquetipos de éstas, simbolizando a la gran variedad que de ellas existe hoy y no se detallarán los problemas económicos y constructivos que, por otra parte, suelen jugar un papel tan importante en la elección, diseño y construcción de una cimentación profunda.

#### IX-2. 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 0.30 m y 1.0 m 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 0.30 m y 0.60 m; pueden ser de madera, concreto o acero.

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m, 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, entre los que se cuentan los autores de este libro, 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 son de esa forma geométrica o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedicos. Los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3.0 y 6.0 m, se construyen huecos para ahorro de materiales 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 fig. IX-1 aparecen esquemáticamente los tipos de cimentaciones descritas.

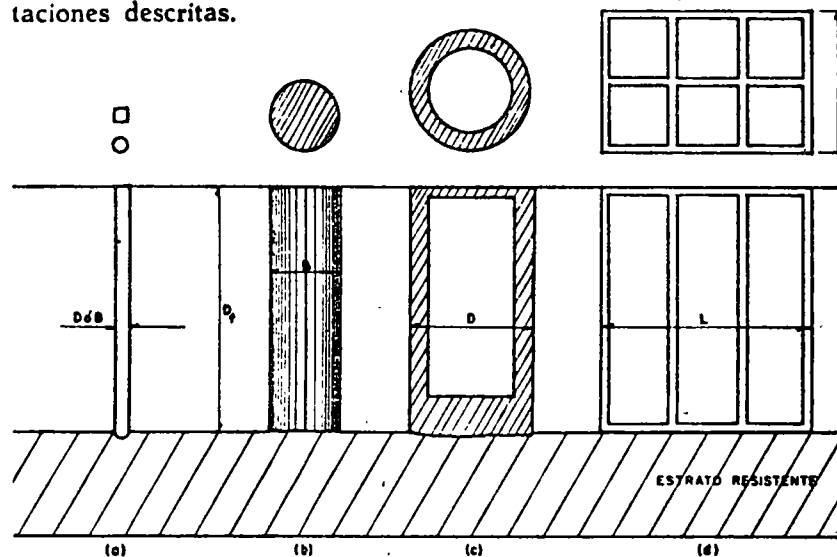


FIG. IX-1. Tipos de cimentaciones profundas

- a) Pilote
- b) Pila
- c) Cilindro (corte)
- d) Cajón de 6 celdas (corte)

### IX-3. Generalidades sobre pilotes

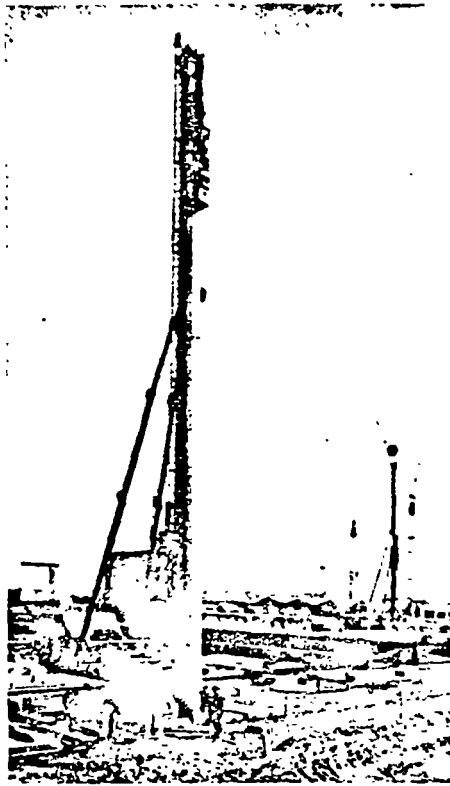
En general, se usan los pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere

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. Este uso de los pilotes, en realidad fuera del campo de las cimentaciones en sí mismas, fue ya mencionado en el Volumen I de esta obra, en el capítulo referente a Compactación.
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. Una estructura auxiliar que cumple tal fin recibe el nombre de Duque de Alba.

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 estos dos efectos.

Atendiendo al material del cual están hechos, los pilotes pueden ser de madera, de concreto, de acero o de una combinación de estos materiales. Los pilotes de madera ya se usan muy raramente en trabajos de importancia y han quedado prácticamente circunscritos a estructuras provisionales o a funciones de compactación de arenas. Los pilotes de concreto son los más ampliamente usados en la actualidad; pueden ser de concreto reforzado común o presforzado; aunque en su mayoría son de sección llena, últimamente se ha desarrollado bastante el uso de pilotes huecos, de menor peso. Los pilotes de acero son de gran utilidad en aquellos casos en que la hincada de los pilotes



Máquina piloteadora

de concreto se dificulta por la relativa resistencia del suelo, pues tienen mayor resistencia a los golpes de un martinete de hincado y mayor facilidad de penetración; suelen usarse secciones *H* o secciones tubulares, con tapón en la punta o sin él.

Según el procedimiento de construcción y de colocación, los pilotes de concreto pueden ser prefabricados e hincados a golpes o a presión o colados en el lugar, en una excavación realizada previamente a la construcción del pilote. Para los pilotes hincados a golpes, quizá aún los más frecuentes, por lo menos en trabajos ejecutados fuera de las ciudades, existen tres tipos principales de martinetes de hincado. El de caída libre, de poco uso ya por su lentitud, consiste simplemente en una masa guiada, que se eleva por medio de un malacate y se deja caer desde la altura especificada; el de vapor de acción sencilla, que

utiliza la energía del vapor para levantar la masa golpeante, para después dejarla caer por acción exclusivamente gravitacional y el de vapor de doble efecto, en el que la energía del vapor eleva la masa y la impulsa y acelera en su caída.

La efectividad de los distintos martinetes suele compararse recurriendo a su *energía*, expresada en  $\text{kgm/golpe}$ . Hay gran variedad de tipos y tamaños, existiendo máquinas en que la masa golpeante llega a 6 ton de peso o más, con 100 golpes por minuto y con energías hasta de 10.000  $\text{kgm}$ .

#### IX-4. Capacidad de carga en pilotes. Fórmulas dinámicas

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 imprecisamente conocidas hoy en día.

Ahora bien, aún supuesto que actualmente fuera posible calcular con suficiente aproximación la capacidad de carga de un pilote debe tenerse en cuenta que en la construcción nunca se utiliza uno de estos elementos, sino un grupo de ellos. Aunque la investigación actual sobre capacidad de carga o cualquier otro aspecto del comportamiento de un grupo de pilotes es sumamente limitada y escasa, existen ya suficientes elementos de juicio para afirmar que el comportamiento mecánico de un solo pilote es muy diferente del que exhibe un grupo. Esta no es ciertamente la menor incertidumbre que hoy rodea al campo de las cimentaciones piloteadas, ya que en la actualidad sólo existen teorías o fórmulas para calcular la capacidad de carga de pilotes aislados; el valor así obtenido se asigna al grupo, ignorando la diferencia de comportamiento arriba señalada; el hecho de que la práctica haya ido proporcionando algunas normas para tomar en cuenta el efecto de agrupamiento, poco añade todavía al panorama antes expuesto. De hecho, han ocurrido con cierta frecuencia fallas de grupos de pilotes en casos en que el conocimiento actual indicaría que un pilote considerado aislado había sido juiciosamente proyectado.

Por todo lo anterior, el diseño y construcción de las cimentaciones 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 al pilote por el impacto del martillo de hinca. 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 valore la capacidad de carga del suelo, a partir de sus parámetros de resistencia.

Fórmulas dinámicas se han desarrollado muchas a partir del principio común del que todas emanan, según el cual la energía del impacto, cuantificada multiplicando el peso del martillo golpeante

por su altura de caída libre, se iguala con el trabajo efectuado durante la penetración del pilote por el impacto, cuantificado a su vez por el producto de la penetración de la punta del pilote en el impacto, por una fuerza que representa la resistencia dinámica del suelo al pilote y que se supone igual a la carga estática que el pilote puede soportar. A partir de tan sencillo principio, diferentes investigadores han ido complicando las fórmulas a usar, al tratar de tomar en cuenta las pérdidas de energía que se tienen durante la hinca, por rebote del martillo, deformación del pilote, vibraciones, absorción en el suelo vecino, etc. De este modo se ha llegado a la elaboración de fórmulas algebraicamente complicadas<sup>1</sup>, en algunas de las cuales se han desarrollado métodos realmente ingeniosos para incorporar pérdidas de detalle.

La falacia fundamental de las fórmulas dinámicas estriba en suponer que la resistencia dinámica opuesta al pilote en su punta durante el hincado por impacto, es igual a la resistencia que el pilote encontrará en su punta en condiciones de carga estática. Ello equivale a ignorar la diferencia de respuesta de los materiales a tipos de carga tan diferentes como la estática puramente y el impacto; cualquiera que se introduzca en el agua de una alberca lentamente y que después se deje caer sobre la misma de frente, desde una altura de 10 m. por ejemplo, concordará, sin embargo, en que dicha diferencia existe.

La diferencia es primordialmente debida a que durante el impacto se desarrollan resistencias viscosas y de inercia en el sistema pilote-suelo, pues la penetración del pilote tiene lugar en un lapso muy breve, con lo que la velocidad de penetración es importante y genera resistencia viscosa, análoga a la que se tendría en un fluido real si se tratase de mover a un objeto dentro de él. Además, la aparición de esta velocidad implica aceleraciones previas a las que deben haberse opuesto fuerzas de inercia, semejantes a las que se manejan en Mecánica en el Principio de D'Alambert. Estas fuerzas viscosas y de inercia no se presentan en el caso estático y hacen que la correlación entre la resistencia dinámica y la estática sea muy difícil, si no imposible, de realizar. También se ignoran en las fórmulas dinámicas los efectos de cambio de resistencia del suelo en torno al pilote con el tiempo, tan importantes en muchos tipos de suelos. Ni tan siquiera puede decirse si las fórmulas dinámicas serán conservadoras o inseguras en un caso dado.

En vista de lo anterior ha de concluirse que las fórmulas dinámicas no representan un método racional de enfrentarse al problema de capacidad de carga en pilotes y, por ello, no deben usarse en ningún caso.

Sin embargo, con vista en el interés histórico que pudieran representar y por vía de información, en el Anexo IX-a, se analizan



algunas de las fórmulas dinámicas que ganaron mayor popularidad en el pasado.

Las fórmulas empíricas tienen el inconveniente general de su localismo. Muchas veces se elaboraron sin bases racionales sólidas y, por ello, están sujetas a numerosas incertidumbres que hacen necesario aplicarles un coeficiente de miedo superior a lo que hoy es normal, lo que conduce a cimentaciones antieconómicas. Una buena parte de estas fórmulas tienen como base criterios dinámicos; otras son simples recetas que tratan de recoger experiencias locales interpretadas con un carácter totalmente burdo. Los autores de esta obra estiman que la época de estas fórmulas ya pasó y que hoy en ningún caso está justificado su uso como alternativa al procedimiento de la aplicación de una teoría de capacidad de carga razonable, complementada con la adecuada exploración, el debido muestreo y el necesario trabajo de laboratorio. Pueden verse algunas fórmulas empíricas en la ref. 2.

Respecto a las teorías de Capacidad de Carga a emplear para el diseño de los pilotes trabajando por punta, ya se hizo un análisis detallado en el Capítulo VII, por lo que no se considera necesario añadir nada en este lugar. En cambio 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 lograr 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; en 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 en el Capítulo VII 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. Ahora podría repetirse mucho de lo que se señaló en el estudio del factor de seguridad en cimentaciones poco profundas (capítulo VIII). Los valores numéricos a usar para el factor de seguridad dependen de las incertidumbres inherentes al proyecto, especialmente en lo referente a la homogeneidad del subsuelo y al método de construcción del pilote. Sin embargo, es costumbre en los diseños normales usar un factor de seguridad del orden de 3 cuando la cimentación se calcula con cargas muertas y vivas permanentes, que es la forma usual de cálculo en trabajos de rutina; este factor puede reducirse algo cuando se haga un análisis más detallado de cargas.

### IX-5. Pruebas de carga en pilotes

Generalmente el mejor método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual en un cierto lugar, es el realizar una prueba de carga a escala natural en ese lugar. El inconveniente de las pruebas de carga estriba en su costo y en el tiempo requerido para realizarlas; estas razones hacen que en numerosas obras de poca magnitud no se ejecuten. En obras de importancia, sin embargo, no es buen criterio evitar las pruebas de carga en nombre del costo o del tiempo y, por lo menos deben hacerse algunas pruebas en lugares representativos de las distintas condiciones prevalecientes; la elección correcta de tales lugares es, desde luego, de fundamental importancia, define el éxito del programa de pruebas y suele requerir bastante experiencia. El lugar apropiado para efectuar una prueba de carga no siempre es aquel en que el terreno presenta condiciones más críticas, pues debe contarse también con la magnitud de las cargas en cada pilote, con el número de pilotes que se colocarán en cada zona y con las consecuencias derivadas de la falla de un pilote.

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 ya se ha mencionado que el comportamiento de un grupo es diferente del de una unidad aislada. Las pruebas de grupos de pilotes son muy escasas en la literatura, 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.  
Una prueba de carga bien ejecutada da valores bastante satisfactorios en la capacidad de carga por punta, apóyese ésta en arena o arcilla dura. Para deslindar el valor de la capacidad por punta es necesario que la resistencia del pilote por fricción lateral se conozca con buena aproximación o que sea eliminada; esto último puede conseguirse colocando el pilote dentro de un tubo hueco del que sobresalga únicamente su punta.
- b) La capacidad de carga de un pilote por fricción lateral.  
El resultado de una prueba de carga da la resistencia lateral por fricción o adherencia cuando la capacidad de carga por punta es despreciable, cual suele ser el caso de pilotes hincados en arcillas blandas o cuando se dispone en la punta del pilote un mecanismo a base de gatos que permite valuar la resistencia por punta independientemente de la resistencia total<sup>a</sup>.
- c) El asentamiento total del pilote bajo la carga.  
Esta información es bastante confiable cuando la punta del pilote se apoye en suelos no compresibles. En pilotes desplan-

tados en suelos cohesivos o en pilotes de fricción colocados en arcillas blandas, en cambio, los asentamientos obtenidos en la prueba no representan los que se tendrían en un pilote cargado a largo plazo. La razón es que en estos casos, los fenómenos de compresibilidad están muy ligados al tiempo y los periodos de prueba no son de ningún modo representativos, por los cortos, de los tiempos *de vida* de los pilotes prototipo. Por otra parte, siempre ha de tenerse presente que el asentamiento que produce un pilote puede ser mucho menor que el de un grupo de pilotes colocado en el mismo lugar. En la fig. IX-2 se ve de inmediato la diferencia de influencias en ambos casos, que explica el diferente asentamiento.

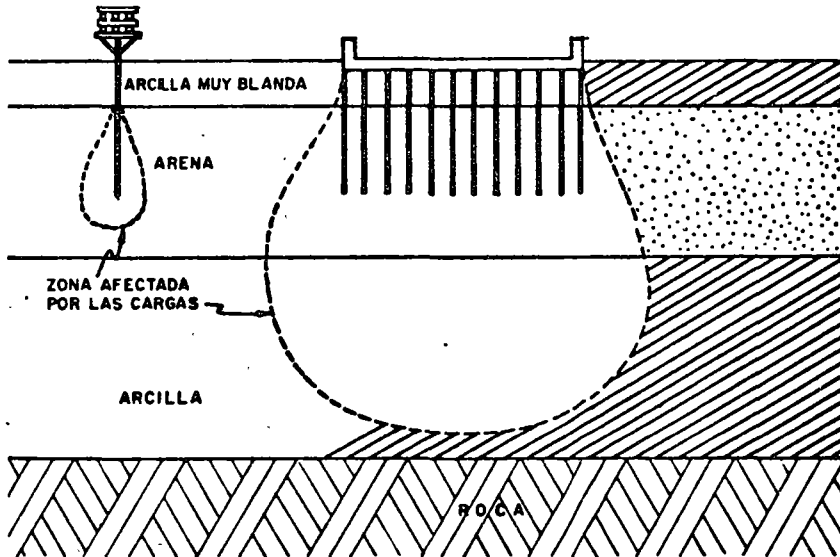


FIG. IX-2 Diferencia entre la influencia de un pilote y de un grupo de pilotes en lo referente a asentamientos

En el Anexo IX-b se dan algunos detalles sobre la ejecución e interpretación de pruebas de carga a escala natural.

Otro tipo de pruebas de carga que cada día es objeto de mayor atención por parte de los investigadores, no tanto para fijar la capacidad de carga última en un caso particular, sino más bien para tratar de entender de un modo racional los diferentes factores que influyen en el comportamiento de los pilotes, es la investigación sobre modelos de laboratorio. Muchos son los problemas de difícil solución que afectan a estas investigaciones, pero pese a ello puede decirse

que ofrecen un futuro prometedor. En las refs. 4, 5, 6 y 7 pueden verse esfuerzos en esta dirección.

#### IX-6. 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. En todo lo que sigue se considerará, por antonomasia, que el material que forma los pilotes es el concreto.

La capacidad de carga de estos pilotes se determina, como ya se ha repetido, realizando como etapa previa imprescindible un estudio de campo lo más completo posible, que incluya una completa exploración y un muestreo adecuado; en seguida, es preciso realizar las pruebas de laboratorio requeridas para determinar con suficiente confiabilidad las constantes de resistencia que, a su vez, permitan aplicar una teoría de capacidad de carga adecuada. En obras de cierta importancia o en casos en que surjan dudas en el proyectista, será necesario verificar los resultados obtenidos con una o varias pruebas de carga.

Nunca se insistirá bastante en 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 han sido causa de numerosas fallas.

Se considera que tanto en esta sección como en otros muchos párrafos anteriores se insistió bastante en las ideas arriba expuestas, por lo que, en lo que sigue, se hará hincapie en otros problemas que afectan la colocación y el funcionamiento de los pilotes de punta hincados al golpe.

Algunas veces se ha dicho erróneamente que un pilote de punta es un elemento estructural que trabaja como una columna, transfiriendo la carga de su cabeza a la punta, apoyada en el estrato resistente o en roca. Esta idea lleva a diseñar a los pilotes de manera que sus esfuerzos no sobrepasen a los que se tendrían en una columna del mismo material, mismas dimensiones y sujeta a la misma carga axial. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que las fallas propiamente estructurales en los pilotes son tan raras, que no deben ser consideradas como un evento posible en el diseño. Tanto la teoría como la experiencia han demostrado que no puede presentarse pandeo por falta de confinamiento lateral, aún en los pilotes hincados en los suelos más blandos. Los esfuerzos de manejo previo al hincado, sí pueden jugar un papel importante en el diseño de los pilotes, especialmente los esfuerzos de izado en los elementos de concreto presforzado.

Así, la capacidad de carga de un pilote de punta depende exclusivamente de las características del suelo en el que se apoya y del área de su sección recta.

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 fig. IX-3, que se presenta como ilustrativo de una gran variedad de situaciones imposibles de individualizar.

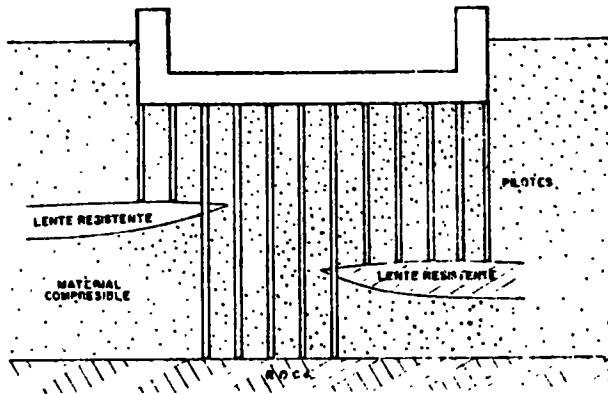


FIG. IX-3 Esquema que ilustra los peligros de hincado de pilotes "Al Rechazo"

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 las 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 hincada.

De lo anterior no debe deducirse que el rechazo de un pilote durante su hincado no sea un dato del que pueda extraerse una cierta utilidad. La profundidad de desplante de un pilote debe establecerse con base en el conocimiento del suelo a través de la exploración; de esa manera puede localizarse el estrato resistente hasta el que debe ser llevado al pilote; en este caso, el criterio de rechazo es una buena comprobación de haber alcanzado en la hinca el estrato deseado. En otras ocasiones el estrato de apoyo es de resistencia variable, dentro de límites razonables, en profundidad y en extensión; este es otro caso en que una aplicación inteligente del criterio de rechazo garantiza el buen apoyo. Un criterio de rechazo también es aplicable para no *sobrehincar* los pilotes, por lo que se entiende el dar un número excesivo e inconveniente de golpes de martillo al pilote sin lograr su avance, lo que lo perjudica estructuralmente.

Tanto para garantizar un buen apoyo, como para evitar sobrehincado es frecuente aceptar en la práctica un criterio de rechazo, según el que las condiciones del pilote son aceptables si con los últimos 3 a 5 golpes el pilote no se hinca más de 1 cm y siempre que esta situación se mantenga en los últimos 3 a 5 cm. El criterio anterior, se repite, es aceptable sólo cuando se aplica dentro de las normas de un proyecto, para afirmarlo, en el cual la posición y la profundidad de desplante de cada pilote se determinó precisamente con base en exploración. Si el rechazo se satisface lejos de las condiciones de proyecto, no debe considerarse aceptable y el proyecto o el método de hincado deberán verificarse cuidadosamente.

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 fricció-

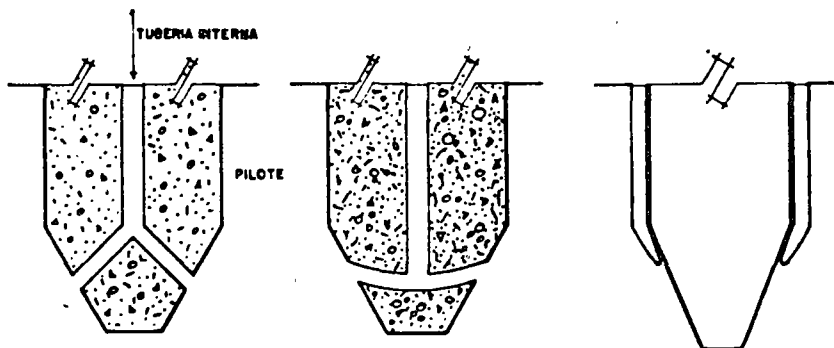


FIG. IX-4 Arreglos típicos para inyección de agua a presión para facilitar el hincado de pilotes

nante suele ser de buen resultado ayudar la hincada 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. En la fig. IX-4 se muestran algunos dispositivos de inyección típicos.

Los inyectoros son tubos de 5 a 7.5 cm de diámetro, con estrechamiento en su extremo. Para inyección a través de arena debe preverse un gasto del orden de 1,000 l/min por pilote, con presiones de agua del orden de 10 kg/cm<sup>2</sup>. En materiales más gruesos ambas cifras pueden crecer considerablemente. Los arreglos con un solo inyector en la punta del pilote son indeseables, pues se tapan y, además, tienden a formar un tapón compacto bajo el pilote, dificultando el hincado. En el mejor arreglo, los chiflones deben salir lateralmente y dirigidos ligeramente hacia arriba. El número de salidas de agua debe ser tal que produzca dispositivos simétricos en torno al pilote, pues de otro modo éste no baja vertical o se desvía de cualquier dirección que se desee. Los tubos fuera del pilote se despegan fácilmente de éste y se desvían.

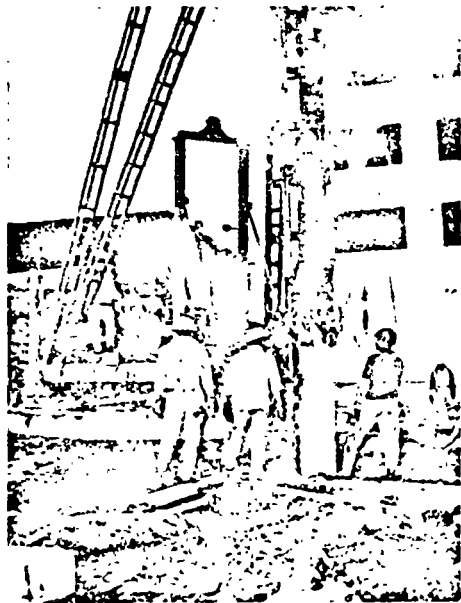
Frecuentemente se ha dicho que la inyección de agua no es efectiva para atravesar mantos de arcilla o de suelos finos plásticos en general. Sin embargo, la experiencia ha señalado buenos resul-

tados en estos casos, siempre que en torno al pilote no se cierre el espacio que permita la salida del agua hacia el exterior.

Cuando se hincan muchos pilotes ayudados por inyección de agua, debe contarse muy especialmente con la necesidad de eliminar el agua producto de la operación, lo que, en ciertas zonas, puede ser problemático.

Por último, es preciso señalar que la operación de la inyección debe suspenderse por lo menos un metro sobre el nivel de desplante definitivo del pilote, pues de otro modo se corre el riesgo de aflojar el nivel de apoyo, disminuyendo su resistencia.

Cuando se hincan pilotes en arcillas blandas, se despla-



Operación de hincado al golpe

za un volumen de suelo que puede ser tan grande como el volumen de los pilotes. Esto va produciendo en el terreno un lomo que levanta estructuras adyacentes o los pilotes vecinos; puede suceder que los pilotes ya hincados se separen del estrato resistente en que se apoyaban bajo la arcilla. La situación puede remediarse rehincando los pilotes, pero en ocasiones la adherencia entre arcilla y pilote crece de tal manera con el tiempo, que esta operación se hace muy difícil o imposible. También ocurren en el caso que se analiza movimientos laterales de los pilotes que fácilmente pueden ser indeseables. Todos los problemas anteriores pueden reducirse o eliminarse removiendo parte del suelo que el pilote va a desplazar. Esta operación se denomina preexcavación y se realiza con multitud de herramientas cortadoras o rotatorias, desarrolladas al efecto; en otras ocasiones pueden hincarse además huecos que se retiran posteriormente.

La preexcavación es útil también cuando a profundidades no muy grandes se presentan estratos cohesivos más o menos duros que han de ser atravesados en la hincada, pero que la dificultarían. Si los bordes de un pozo preexcavado no se derrumban éste puede ser un excelente método para evitar las dificultades emanadas de la dureza del material por atravesar.

En el Anexo IX-c se dan detalles de algunos tipos comunes de pilotes precolados hincados al golpe.

#### **IX-7. 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 para la exposición que sigue dentro de esta sección.

La hincada de estos pilotes en arcilla blanda produce remoldeo, que disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, tanto más cuanto más sensible sea; sin embargo, con el paso del tiempo la resistencia se va recuperando. Lo anterior se explica porque los esfuerzos y deformaciones tangenciales de hincada perturban la estructura de la arcilla, generando presiones neutrales que disminuyen los esfuerzos efectivos y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante; esto es tanto más notable cuanto más sensible sea la estructura de las arcillas. Así, es frecuente que en arcillas muy sensibles, los pilotes bajen por su propio peso. Con el paso del tiempo, se disipan las presiones en el agua en exceso de las hidrostáticas y se regenera la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo. Los valores de la resistencia final del suelo son, por lo menos, del mismo orden de la resistencia inicial y aún pueden



ser mayores, debido a la consolidación que se induce durante la disipación de las presiones neutrales.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción no puede calcularse con el uso de fórmulas dinámicas. Ya se ha visto que la resistencia de un pilote bajo el impacto instantáneo puede ser totalmente distinta que la resistencia a largo plazo, bajo carga estática permanente. Por otra parte, en arcillas no sensibles, de falla plástica, la resistencia viscosa durante el impacto impide en cierto grado la penetración del pilote, que entraría con mayor facilidad bajo carga estática o lentamente aplicada. En este caso las fórmulas dinámicas sobreestiman la capacidad de carga de esos pilotes. Como resumen, puede decirse que 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 experiencia ha demostrado que en arcillas blandas saturadas es satisfactorio suponer que la adherencia entre el fuste del pilote y la arcilla es igual a la cohesión de ésta, calculada en prueba rápida o aún con base en una prueba de compresión simple. Es conveniente reducir este valor a la mitad para efectos de diseño, lo que equivale a utilizar un factor de seguridad de dos. Así, si  $f_a$  es la adherencia entre pilote y suelo se tiene

$$f_a = c = \frac{q_u}{2} \quad \text{a la falla} \quad (9-1)$$

o bien

$$f_{at} = \frac{c}{2} = \frac{q_u}{4} \quad \text{como valor de trabajo} \quad (9-2)$$

Una vez estimada la adherencia, la capacidad total del pilote se obtiene multiplicando aquella por el área de pilote embebido.

Tomlinson<sup>s</sup> ha propuesto, con base en numerosas pruebas, los valores de la adherencia de la Tabla 9-1, comparada con la cohesión en diferentes arcillas.

Nótese que la correspondencia entre la adherencia y la cohesión, muy aproximada en arcillas blandas, se hace menos cuanto más dura es la arcilla en la que se hinca el pilote. Esto es debido a que al hincar un pilote en arcilla más o menos dura tienden a formarse pequeños espacios huecos entre suelo y pilote, con lo que la adherencia promedio disminuye: este efecto, por supuesto, no se tiene en arcillas blandas. Además, en arcillas muy firmes, saturadas, fuerte-

TABLA 9-1

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión, $c$ ton/m <sup>2</sup>	Adherencia, $f$ ton/m <sup>2</sup>
Concreto y madera	Blanda	0 — 4	0 — 3.5
	Firme	4 — 8	3.5 — 4.5
	Dura	8 — 15	4.5 — 7
Acero	Blanda	0 — 4	0 — 3
	Firme	4 — 8	3 — 4
	Dura	8 — 15	?

mente preconsolidadas, la distorsión producida por el hincado induce tensión en el agua de los vacíos, por lo que la arcilla en la vecindad del pilote tiende a expandirse con disminución en su resistencia al corte; para ello toma el agua de la arcilla vecina que tiende a consolidarse algo. Los valores de la Tabla 9-1 de Tomlinson han probado ser bastante confiables en las aplicaciones prácticas, por lo que deben preferirse al uso de recetas y fórmulas como las arriba mencionadas (fórmulas 9-1 y 9-2), cuando la arcilla en que se hinca el pilote sea dura.

La capacidad de carga de pilotes de fricción hincados en arenas sueltas es aún más difícil de estimar actualmente. En estos casos los pilotes nunca trabajan únicamente por fricción lateral y la capacidad de carga por punta siempre juega un papel de importancia. La hincada de los pilotes tiene un efecto compactador en la arena, por lo que, a pesar de tener un manto originalmente suelto, puede volverse muy difícil y aún imposible hincar un pilote cuando en su vecindad se han hincado previamente otros.

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. Algunos autores suponen que la fricción lateral sigue una ley lineal a lo largo del fuste, aumentando la fricción con la profundidad; expresan dicha fricción como una fracción de la presión normal por peso propio del suelo que exista en un nivel determinado. Si a la profundidad  $z$  hay una presión vertical igual a  $\gamma z$ , la presión lateral correspondiente es considerada como  $K_0 \gamma z$ , donde  $K_0$  es un coeficiente de empuje de tierras. Esta presión actuando normalmente al fuste del pilote produce a lo largo de éste y a la profundidad  $z$  una fricción que vale

$$f_f = K_0 \gamma z \operatorname{tg} \delta = K' \gamma z$$

donde  $\delta$  es el ángulo de fricción a considerar entre suelo y pilote.

El valor de  $K_0$ , que frecuentemente se ha mencionado oscila entre 0.4 para las arenas más sueltas, hasta 0.6 en las arenas más compactas, en que sea posible hablar de pilotes de fricción. En cuanto al valor de  $\delta$ , el más frecuentemente recomendado es  $2/3 \phi$ .

Algunos otros autores, aún sosteniendo como hipótesis básica la distribución lineal de la fricción, dan fórmulas más complicadas, en las que el valor  $K'$  es más complejo (ver, por ejemplo, la ref. 9).

Sin embargo, las experiencias han demostrado que la ley lineal de distribución para la fricción lateral puede ser muy discordante con la realidad. En la fig. IX-5, por ejemplo, se recogen experiencias en modelos de pilotes, hechas por Florentin, L'Heriteau y Farhi citadas en la misma ref. 9, en las que puede verse como la ley de distribución de la fricción se aparta de la lineal en gran medida, si bien, en este caso se acercó a ella cada vez más, según la carga sobre el pilote se aproximó a la de falla.

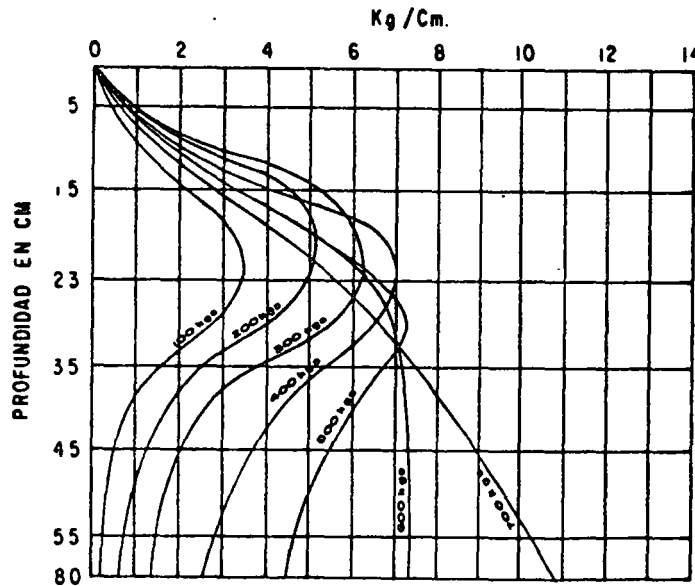


FIG. IX-5 Experiencias sobre distribución de la fricción lateral en el fuste de un pilote

Además, se ha visto que la resistencia de un pilote por fricción lateral en arena varía con muchos factores de influencia muy difícil de cuantificar en un caso dado, de los que los principales son la compactidad y otras características del suelo, la posición del nivel freático

y las perturbaciones que se induzcan sobre el pilote, como son la hincada de otros, nuevas excavaciones, etc.

Así, la fórmula 9-3, que puede dar la capacidad por fricción por un proceso de integración a lo largo del fuste o aún más sencillamente adoptando un valor medio de la fricción en la ley lineal que se aplique a toda el área lateral del pilote, debe verse nada más que como una guía cuantitativa de los órdenes de magnitud de las fuerzas en juego, pero no como una base precisa de cálculo. En este problema están claramente indicadas las pruebas de carga como guía del criterio del proyectista y a ellas deberá de recurrirse en todos los casos de cierta importancia.

Si se usa la fórmula 9-3 deberá aplicarse un factor de seguridad del orden de 3 o 4 y a veces mayor, para tener valores de trabajo de la fricción lateral.

#### IX-8. 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, ademadas 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.

Muchos de los tipos de pilotes colados en el lugar de uso normal son patentes comerciales que difieren entre sí relativamente poco; esta competencia de carácter puramente comercial ha complicado el campo produciendo un gran número de variantes, respecto a unos pocos tipos básicos. En el anexo IX-d se reseñan brevemente los tipos más comunes de pilotes actualmente en uso.

La capacidad de carga en pilotes colados en el lugar se calcula básicamente en la misma forma que se describió para los pilotes precolados hincados al golpe.

#### IX-9. 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 periodos 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, limite que suele considerarse para la sección de concreto de un pilote compuesto; 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*.

#### **IX-10. Otros tipos de pilotes de concreto**

Se tratan en esta sección pilotes que no corresponden a las técnicas descritas con anterioridad, es decir, que ni son hincados a golpes, ni colados en el lugar. El método de hincado puede ser ahora a presión u otros.

En el Anexo IX-e se describen algunos de los tipos más comunes de pilotes de esta clase.

#### **IX-11. 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; sin embargo, la experiencia de los autores es decepcionante y de hecho han visto serios problemas en obras en que proyectistas menos excépticos habian esperado excelentes resultados. Los tubos cerrados en su extremo resultan tan dificiles de hincar como un pilote de concreto, si bien resisten más y más enérgicos golpes de un martinete; en los tubos abiertos, en suelos algo duros, el material que va penetrando durante el hincado dificulta grandemente también esta operación.

Los pilotes de sección tubular son buenos para soportar cargas grandes, ahorrando así muchos pilotes en estructuras pesadas en que se estudian como solución alternativa a los pilotes de concreto usuales. Los pilotes deberán protegerse por algún método apropiado<sup>10</sup> cuando exista peligro de ataque por corrosión.

Los pilotes de acero de sección *H*, debido a su pequeña área transversal y a su gran resistencia son adecuados para penetrar materiales duros, en los que los otros tipos de pilotes darían problemas de hincado. También son adecuados para lugares en que no se desea tener fuerte desplazamiento del suelo a causa del hincado. Son capaces de soportar muy fuertes cargas, cuando están debidamente apoyados. Requieren comparativamente poco espacio de almacenaje. A veces se ha usado para sustituirlos, pero guardando sus características y con gran economía en muchos casos, rieles de desecho.

#### **IX-12. Fricción negativa. 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, subyacente 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 por el peso de los terraplenes de acceso; también es el caso de algunos valles en los que el bombeo para fines agrícolas induce la consolidación; el caso ya famoso de la Ciudad de México es típico, pues en ella existe un estrato de apoyo a profundidades del orden de los 30 m arriba del cual las formaciones arcillosas, muy compresibles, se consolidan por efecto del intenso bombeo que para obtención de agua potable con fines de consumo se realiza en los estratos acuíferos.

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

sidó 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. (fig. IX-6).

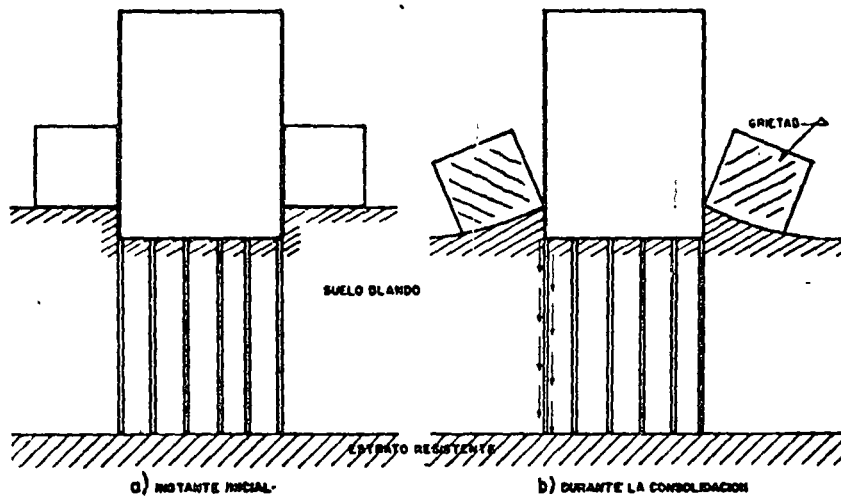


FIG. IX-6 Inducción de la fricción negativa a lo largo del fuste de pilotes de punta por Consolidación de los estratos blandos

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 sopor-tando al suelo circunvecino y no carga útil.

Es fácil ver que en una estructura piloteada con pilotes de punta, en la que se tenga el efecto de fricción negativa, un pilote de una zona interior de la cimentación podrá ser sobrecargado con un peso que sea, como máximo, igual al del volumen de arcilla tributario a dicho pilote. En un pilote de borde, sin embargo, la sobrecarga podrá ser mayor, por razones obvias y este efecto puede aún acen-tuarse más en un pilote de esquina, teniéndose como límite únicamente el valor de la adherencia entre suelo y pilote a lo largo de todo el fuste del mismo. Por ello, si el estrato resistente es susceptible de alguna cedencia, el pilote de esquina será el que más asentamientos pueda presentar, seguido de los de borde, quedando los mínimos

hundimientos en las zonas interiores del área piloteada. Esto da lugar a una distribución de asentamientos opuesta a la que se tendría en una cimentación por superficie, flexible, bajo carga uniforme. Si la cimentación tiene rigidez y los pilotes están sólidamente unidos a ella en su cabeza, el efecto diferencial de fricción negativa en las esquinas y bordes puede llegar a hacer que los pilotes en esas zonas trabajen a tensión en su parte superior.

El valor de la sobrecarga que por fricción negativa puede llegar a tener un pilote de punta tiene, como se señaló, como cota superior el valor del producto de la adherencia entre suelo y pilote multiplicada por el área lateral de éste. En la práctica este valor de la adherencia suele tomarse igual al de la cohesión del suelo. En pilotes interiores el cálculo anterior suele ser conservador y, como se dijo, la sobrecarga no puede exceder el peso de la arcilla de un volumen tributario al pilote que puede ser valuado con cierta aproximación por simples consideraciones geométricas.

L. Zeevaert<sup>13</sup> ha hecho notar una consecuencia adicional de los efectos de fricción negativa cuya importancia práctica es quizá mayor de lo que a primera vista pudiera pensarse. Este efecto consiste en lo siguiente: al colgarse el suelo del pilote por fricción negativa, parte del peso que gravitaba en la zona de la punta del pilote sobre el estrato resistente se ha aliviado; si el estrato resistente es de natu-

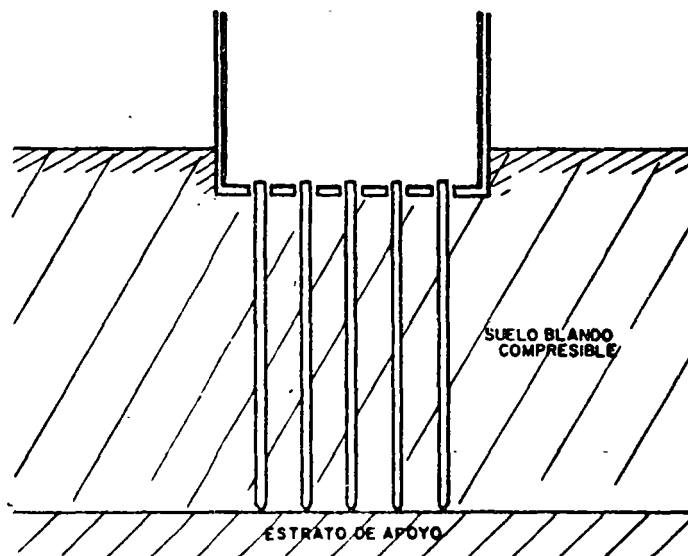


FIG. IX-7 Pilotes de punta atravesando libremente la cimentación

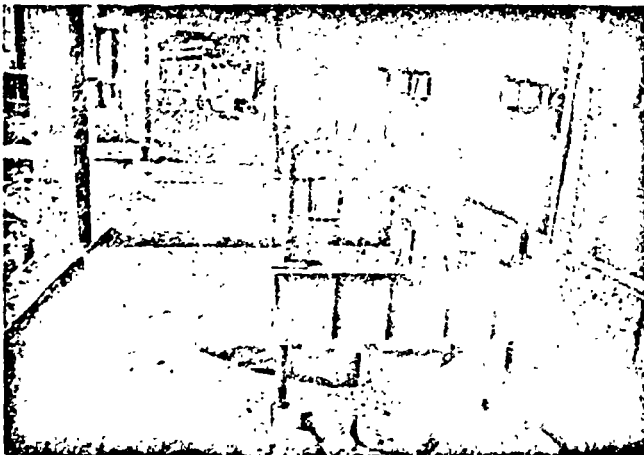


raleza friccionante, esta disminución de la presión efectiva conlleva una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga y, por lo tanto, propicia la penetración del pilote en el estrato de apoyo.

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, so pena de desecharlos como cimentación posible en lugares en que existe enjuntamiento de terrenos blandos y fricción negativa.

La primera solución que se ocurrió se ilustra en la fig. IX-7.

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.



*Vista de la instalación de un pilote de control*

Aunque el modo de trabajar la cimentación anterior puede comprenderse fácilmente, cualitativamente hablando, la cuantificación de

las cargas que tome cada pilote o la predicción de los asentamientos diferenciales de la estructura son muy poco seguras, si no imposibles de efectuar. En algunas estructuras con este tipo de cimentación en la Ciudad de México se ha observado, de hecho, un comportamiento bastante imprevisible, tanto en lo que se refiere a asentamientos diferenciales, como a penetraciones diferenciales en el estrato resistente.

La necesidad de controlar la carga en los pilotes y los asentamientos diferenciales y totales de la estructura llevaron al investigador M. González Flores<sup>12</sup> a su difundida idea de los Pilotes de Control. Estos son, en esencia, pilotes de punta del tipo que atraviesa libremente la cimentación, sobre cuya cabeza se coloca un puente unido a la losa de cimentación de la estructura; éste puente consiste de una vigueta de acero anclada a la losa con tornillos largos de acero. La unión entre la cabeza del pilote y la vigueta del puente se establece con un dispositivo formado por superposiciones sucesivas de placas delgadas de acero y sistemas de cubos pequeños de una madera con características esfuerzo-deformación especiales (fig. IX-8).

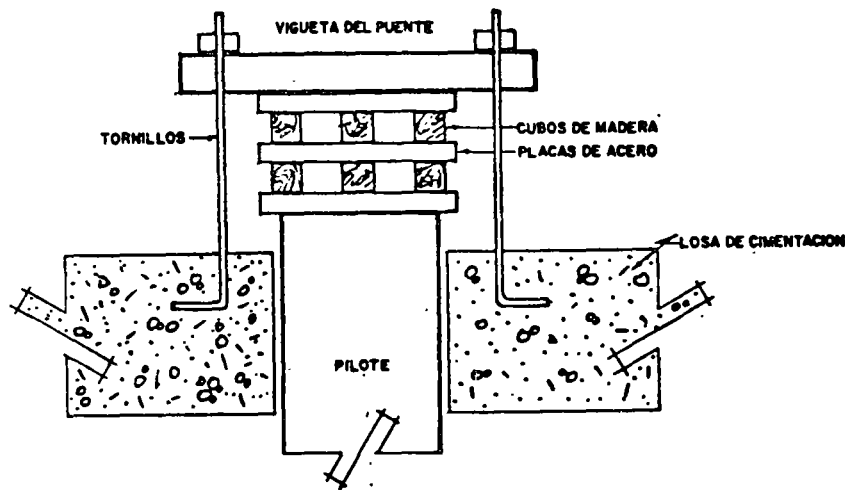


FIG. IX-8 Esquema de la cabeza de un pilote de control

El mecanismo arriba descrito tiene como finalidad hacer trabajar al pilote a la carga que se desee, claro está, siempre inferior a la carga de falla. Cada cubo de madera tiene una gráfica esfuerzo-deformación con un rango plástico amplio (fig. IX-9). Cuando se alcanza su carga de falla plástica previamente determinada, puede garantizarse que el cubo está transmitiendo una cierta carga fija

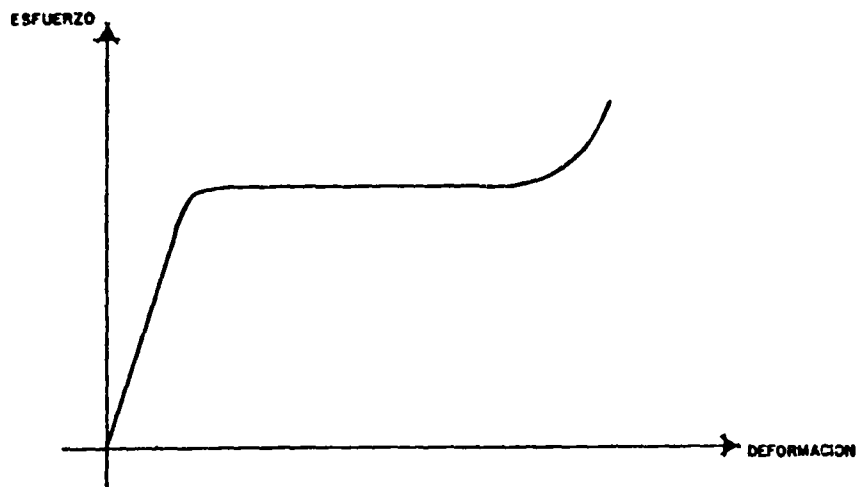


FIG. IX-9. Gráfica esfuerzo-deformación en compresión simple de un cubo de Caobilla, utilizada en los pilotes de control



Pilotes de Control. Nótese el edificio separado del terreno, permitiendo realizar trabajos de recimentación con comodidad

a la cabeza del pilote, para un amplio rango de deformación en el cubo. Conocida la carga que se desea que tome el pilote, bastará dividir ese valor entre la carga de falla del cubo de madera para determinar el número de cubos que han de colocarse por capa, entre dos placas de acero. Como quiera que el sistema está sujeto a deformación, al cabo de un tiempo los cubos llegan al límite de deformación plástica, momento en que habrá que modificar la posición del puente y cambiar los cubos de madera. El lapso para estas operaciones puede ampliarse si se colocan varias capas de cubos de madera.

El objetivo fundamental de los pilotes de control es lograr que la estructura baje simultáneamente con la superficie del suelo. La carga transmitida por la estructura es tomada parte por el suelo y parte por los pilotes. Si la estructura tiende a bajar más aprisa de lo que lo hace la superficie del suelo (se supone que el suelo está bajando por algún proceso de consolidación independiente, por ejemplo el bombeo en el caso de la Ciudad de México), los pilotes se harán trabajar a mayor carga, aumentando el número de cubos por capa, con lo que se alivia la parte de carga transmitida directamente al suelo y se frena el descenso relativo de la estructura; recíprocamente, si la estructura tiende a emerger respecto al terreno, los pilotes se harán trabajar a menor carga, disminuyendo el número de cubos de madera por capa, de modo que la estructura transmita más carga al suelo, con lo que su asentamiento se verá acelerado.

Si la estructura desciende de un modo no uniforme, con asentamiento diferencial, las técnicas arriba descritas podrán aplicarse a diferentes zonas del área de cimentación, con lo que es posible igualar los asentamientos.

La aplicación de las técnicas descritas exige, desde luego, un número de pilotes adecuado en la cimentación; con pocos pilotes la estructura se hundirá irremediablemente, ya que los pilotes no podrán sobrepasar su carga de falla; por otra parte, si el número de pilotes es excesivo, puede llegar a suceder que la estructura emerja aún cuando en la cabeza de los pilotes no se aplique carga.

### **IX-13. Grupos de pilotes**

Como ya se ha indicado reiteradamente, el comportamiento de un grupo de pilotes es distinto del de un pilote aislado, tanto en lo que respecta a capacidad de carga, como en lo que se refiere a asentamientos. Si en el caso de un pilote solo, que es el que se ha venido tratando hasta ahora en este capítulo, las incertidumbres de diseño son grandes todavía, en el caso de una agrupación de pilotes que constituya una cimentación real, estas incertidumbres son tanto mayores, que puede decirse que todo el conocimiento teórico del que hoy se dispone no pasa de ser un marco de referencia que sirva para encastrar debidamente el criterio y la experiencia del proyectista, que

juegan un papel decisivo todavía en el logro de los buenos resultados prácticos. De hecho, se dice con razón que el diseño de una cimentación piloteada es más un arte que una cuestión científica, en el que factores tan primarios como el *instinto* del proyectista juegan un papel preponderante: sin embargo, también es un hecho bien sentado que son los hombres con mayor conocimiento teórico y mejor información general sobre el campo, los que logran sacar mayor partido de experiencia e instinto. Es evidente, por otra parte, que cualquier cosa que se piense o ejecute en torno a una cimentación real debe estar respaldada por un conocimiento exhaustivo de la estratigrafía del suelo por pilotear, conocimiento que debe llegar a profundidades suficientes, excedentes del valor del fuste de los pilotes en lo que sea necesario (fig. IX-2).

Poco es lo que puede decirse con seguridad desde un punto de vista teórico, sobre capacidad de carga en grupos de pilotes. Sin embargo, existen algunas reglas que se admite generalmente deben ser cumplidas por toda cimentación piloteada. Algunas de ellas se trata en lo que sigue.

En pilotes de punta apoyados en roca firme, no subyacida por ningún estrato compresible, la capacidad de carga de un grupo de pilotes es igual a la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales, siempre y cuando el espaciamiento entre pilotes sea tal que la hincada de uno de ellos no interfiera con sus vecinos ya hincados; esta interferencia puede ser haciéndoles perder el apoyo por levantamiento originado por el suelo que se desplaza en la hincada, o por interacción material de un pilote contra otro, por desviación durante el hincado. En la práctica suele considerarse como espaciamiento mínimo razonable el de 2 o 3 diámetros, medidos centro a centro entre los pilotes. Los problemas de interferencia se eliminan prácticamente usando pilotes preexcavados, algunos de cuyos tipos se describen en este capítulo.

En pilotes de punta apoyados en estratos resistentes no rocosos, pero no subyacidos por estratos compresibles, la capacidad de carga del grupo es tanto más parecida al caso anterior cuanto más firme y rígido sea el apoyo; en general, para los estratos comunes en que se apoyan pilotes de punta, puede decirse que la capacidad de carga de un conjunto de pilotes es similar a la que se obtiene multiplicando la carga soportada por un pilote individual por el número de los pilotes. Sin embargo, existe una gran cantidad de incertidumbres todavía sin dilucidar, en especial si el estrato de apoyo es de naturaleza friccionante. Por ejemplo, hay autores que opinan que un conjunto de pilotes puede tener mayor capacidad que la que se deduce del valor correspondiente a un pilote individual<sup>12</sup>; la razón es que se supone que el conjunto de pilotes trabaja como una pila equivalente que tuviera las dimensiones de dicho conjunto. Otros

autores, por el contrario, suponen que en ocasiones la capacidad del grupo es algo menor que la obtenida al multiplicar la carga de un pilote por el número de ellos.

Si debajo del estrato de apoyo hay suelos blandos compresibles, la capacidad de carga de los pilotes está limitada por la capacidad de carga del estrato blando y sobre todo por los asentamientos que en este caso aumentan considerablemente con el ancho del área piloteada (fig. IX-2).

No hay un método que pueda considerarse satisfactorio para calcular los asentamientos de una cimentación piloteada, apoyada en un estrato bajo el que haya suelos compresibles. El método que generalmente se aplica consiste en considerar la carga de la estructura aplicada en la punta de los pilotes, como carga uniformemente repartida en el área piloteada (fig. IX-10).

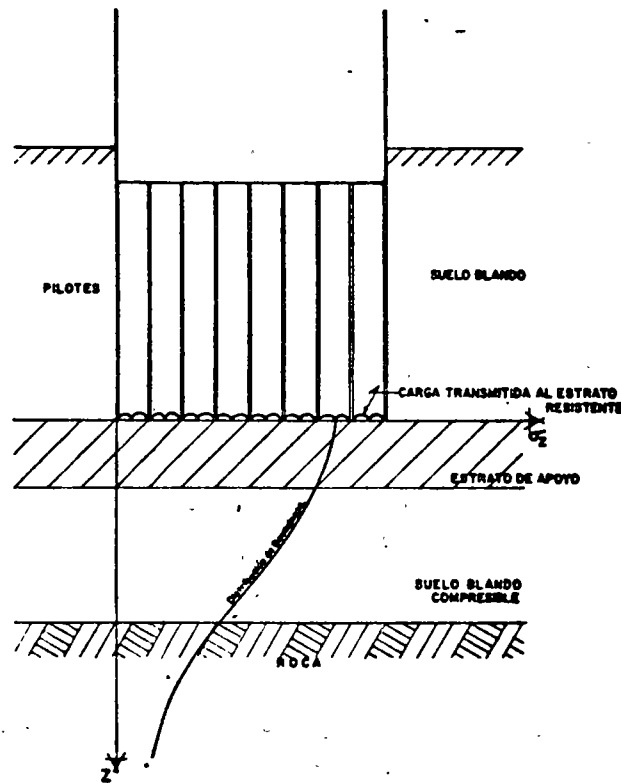


FIG. IX-10 Método para calcular asentamientos bajo pilotes de punta

La dificultad estriba en valuar los esfuerzos que lleguen al manto compresible desde el estrato de apoyo. El procedimiento más conservador sería suponer una distribución de esfuerzos con la teoría de Boussinesq (Capítulo II) y con ella calcular los asentamientos en la forma tratada en el Capítulo III. Esto equivale a ignorar el efecto de losa que el estrato resistente produce, por el que los esfuerzos en el estrato subyacente son menores que los calculados. Si se conocen las propiedades mecánicas de los estratos resistentes y blandos subyacentes, podría obtenerse una distribución de esfuerzos más aproximada utilizando la Teoría de Burmister (Capítulo II).

En pilotes de fricción, el efecto de grupo más importante en lo que se refiere a la capacidad de carga es la posibilidad de una falla de la cimentación en conjunto (fig. IX-11).

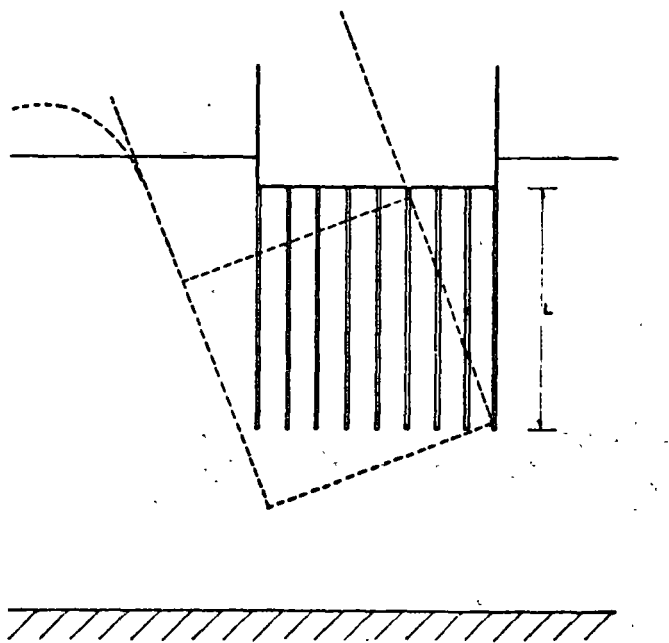


FIG. IX-11 *Falla de conjunto de una cimentación con pilotes de fricción*

La posibilidad de esta falla estriba en que la resistencia por adherencia y fricción en el área lateral del prisma de altura  $L$ , envolvente de los pilotes, sea menor que la suma de la resistencia de todos los pilotes considerados individualmente. Si  $n$  es el número de pilo-

tes en la cimentación,  $p$  el perímetro de cada uno,  $P$  el perímetro del conjunto y  $f_a$  es la adherencia entre pilote y suelo, supuesta igual a la resistencia al esfuerzo cortante del material, el peligro de falla de conjunto dejará de ser crítico si se cumple la desigualdad:

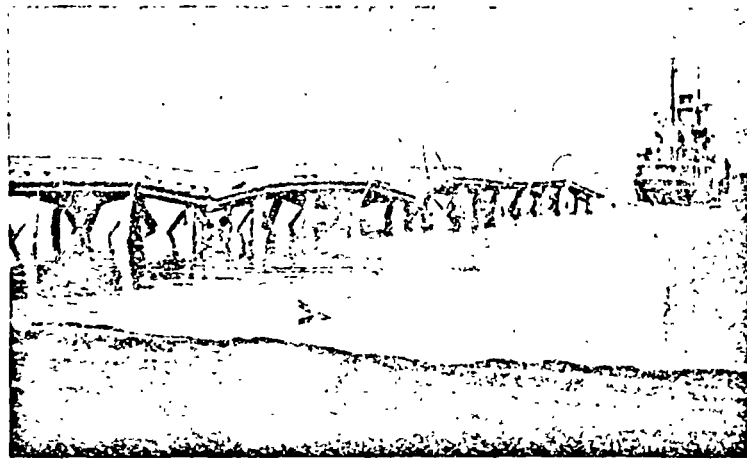
$$npl \cdot f_a \leq Pf_a L$$

de donde

$$np \leq P \quad (9-4)$$

lo que expresado en palabras da lugar a la conocida regla práctica de que no hay riesgo dominante de falla de conjunto siempre y cuando el perímetro del área ocupada por los pilotes sea mayor o igual que la suma de los perímetros de los pilotes individuales.

Algunos autores toman en cuenta en el razonamiento anterior la resistencia que ofrece a la falla la base inferior del prisma formado por el conjunto de los pilotes; huelga decir que la fórmula 9-4 es conservadora respecto a este criterio.



*Falla de un conjunto de pilotes*

En lo que se refiere a asentamientos de grupos de pilotes de fricción, puede decirse que no guardan ninguna relación con el asentamiento de un pilote aislado. En general, el asentamiento de una cimentación piloteada con pilotes de fricción es menor que el que se tendría si la misma carga se aplicase al nivel de la cabeza de los pilotes, directamente sobre la misma área que se pilotea. Por supuesto que pueden imaginarse casos en los que la regla anterior no valga o que, inclusive, se invierta; por ejemplo, si la estratigrafía



comprende una costra potente dura, bajo la que hay suelo muy blando, el efecto de los pilotes, al transmitir esfuerzos directamente al suelo blando es contraproducente y se originan fuertes asentamientos, quizá mayores que los que se tendrían sin pilotes. La razón por la que los pilotes de fricción producen menor asentamiento que las cargas superficiales es doble; por un lado, los pilotes transmiten una parte substancial de la carga a zonas profundas, en las que por haber mayor presión inicial, el material es menos compresible; en segundo lugar, al repartir la carga a lo largo de todo el fuste, el nivel del mayor esfuerzo transmitido al suelo es menor que si la carga se transmitiera con una zapata.

Tampoco existe un método científico convincente para calcular los asentamientos en grupos de pilotes de fricción; las reglas que existen para ello están "prefabricadas" de modo que lleguen a resultados que sean razonables de acuerdo con la experiencia de que se dispone; después se les proporciona una apariencia más o menos formal, que permita asociarlas con más o menos éxito a alguna teoría admitida. Algunas de esas reglas se exponen a continuación.

Quizá el método más extendido para los fines prácticos es el debido a Terzaghi y Peck<sup>14</sup>, según el cual la carga tomada por los pilotes puede considerarse aplicada en el tercio inferior de los mismos, como uniformemente repartida en el área piloteada, calculando el asentamiento de ese nivel hacia abajo (Capítulos II y III), como si no existiese pilote alguno; ello implica la suposición de que el espesor de suelo correspondiente a los dos tercios superiores de los pilotes no se consolida. Los propios autores presentan este método como lo que ellos llaman una solución aproximada. En la mayoría de los casos, la estimación por este procedimiento resulta conservadora; es decir, los asentamientos reales son menores que los calculados. Precisamente por esta razón, algunos autores han propuesto considerar la carga uniforme equivalente aplicada al nivel de la punta de los pilotes, con lo que se reduce el espesor de material consolidable y se obtienen asentamientos menores.

#### IX-14. Deterioro y protección de pilotes

En esta sección se tratarán brevemente las causas más comunes que producen el deterioro de los pilotes y los procedimientos que más se han usado para la protección de los mismos. Primeramente se tratará el caso de los pilotes de madera para seguir con los de concreto y terminar con los pilotes de acero.

La calidad estructural de los pilotes de madera puede verse afectada por pudrimiento, por ataque efectuado por insectos u organismos marinos, por abrasión mecánica y por acción del fuego.

El pudrimiento de la madera es causado por el desarrollo de hongos en las zonas expuestas a periodos de humedecimiento y secado alternativos. La temperatura es otro factor que afecta el desarrollo de los hongos, considerándose que temperaturas entre 20°C y 35°C son las óptimas para su crecimiento. El pudrimiento de la madera es prácticamente nulo si el pilote permanece siempre seco, siempre saturado o ha sido tratado químicamente para impedir el crecimiento de los hongos. Sin embargo, los tratamientos usuales tienen la desventaja de proteger la madera únicamente superficialmente, por lo que la parte interior está expuesta al pudrimiento una vez que se produce alguna discontinuidad en su protección superficial (agujeros, cortes o zonas desprotegidas por abrasión mecánica).

La regla práctica más segura es la de que el uso de la madera en pilotes debe restringirse a zonas bajo el nivel freático mínimo que se tenga en la zona piloteada.

Puede considerarse que no existe ninguna variedad de madera inmune al ataque de insectos y organismos vivos, de modo que el único procedimiento seguro para evitar el problema es el uso de tratamientos preservativos adecuados. Desde luego esta forma de deterioro es particularmente grave en pilotes sujetos a la acción de aguas de mar, pues éstas suelen contener gran variedad de organismos que originan deterioro en la madera.

La protección de pilotes de madera se logra con dos métodos básicos, sujetos a multitud de variantes: o se envenena la madera con sustancias químicas que la hacen inapropiada a la vida animal o se la protege mecánicamente, por ejemplo cubriéndola con metal o concreto.

Los principales agentes de deterioro en pilotes de concreto son las sustancias susceptibles de producir destrucción o ataque al concreto, tales como algunos álcalis, ácidos o sales, la acción mecánica de la congelación del agua del subsuelo, la descomposición química del concreto, especialmente si está expuesto a la acción de agua salada y, finalmente, el manejo inapropiado en las operaciones de izado y colocación.

Los métodos de protección para pilotes de concreto cuando se hacen necesarios, consisten en el uso de pinturas, recubrimientos metálicos o de sustancias como la gunita u otras similares.

El principal enemigo de los pilotes de acero es la corrosión. Las principales medidas para evitarla son el aumentar la sección, pintar los pilotes con pinturas especiales o utilizar recubrimientos, sobre todo de concreto. Modernamente se ha utilizado con gran éxito la protección catódica, sujeta, por otra parte, a problemas de conservación.

Todo lo anterior hace necesario efectuar inspecciones periódicas a toda cimentación piloteada, a fin de constatar sus condiciones de conservación.

## IX-15. Pilas, cilindros de cimentación y cajones

Como ya se ha dicho en el comienzo de este capítulo, los elementos que dan título a esta sección se distinguen de los pilotes por su tamaño creciente; sin duda tal distingo debe producir diferencias más fundamentales de comportamiento, pero éstas no están hasta ahora suficientemente dilucidadas, por lo que los criterios de cálculo de capacidad de carga y asentamientos son los mismos empleados en pilotes.

En el Anexo IX-f se dan algunas indicaciones sobre estos elementos de cimentación, sus métodos constructivos y su manejo en general.

## ANEXO IX-a

## Fórmulas dinámicas para la capacidad de carga de pilotes hincados al golpe

La primera fórmula dinámica que ganó popularidad por su simplicidad es la conocida con el nombre de *fórmula del Engineering News*, presentada por Wellington en 1888. La fórmula se presentó para ser usada en pilotes de madera hincados con martillos de caída libre y se modificó más tarde para su aplicación a martillos de acción simple y doble. La fórmula para martillos de caída libre y de acción simple proviene de igualar la energía del impacto con el trabajo de penetración, más las pérdidas de energía que tengan lugar

$$Wh = Q_d s + \text{Pérdidas}$$

donde

$W$  = peso del martillo

$h$  = altura de caída

$Q_d$  = resistencia dinámica en la punta del pilote

$s$  = penetración de la punta del pilote en el impacto considerado.

Si las pérdidas se expresan con  $cQ_d$ , la fórmula queda

$$Q_d = \frac{Wh}{s + c} \quad (9-a.1)$$

Para el caso de martinetes de doble efecto, la fórmula se modifica al considerar que la fuerza que produce el impacto es el peso del

martillo más el empuje del vapor, expresado por la presión de éste,  $p$ , multiplicada por el área del émbolo,  $A$ . Así la fórmula queda

$$Q_d = \frac{(W + A p) h}{s + c} \quad (9-a.2)$$

Obsérvese que  $c$  tiene unidades de longitud; su valor, obtenido empíricamente, es

$c = 2.5$  cm, para martillo de caída libre

$c = 0.25$  cm, para martillo de vapor

$c = 0.25 P/W$  cm, siendo  $P$  el peso del pilote, para el caso de martillos de vapor, si se considera la influencia de la inercia y el peso del pilote en las pérdidas de energía.

Otra de las fórmulas dinámicas más populares, inclusive hoy en día, es la debida a Hiley<sup>1</sup>, en la que se trata de establecer las pérdidas de energía durante el hincado de un modo más detallado. En lo que sigue se dan los lineamientos básicos para la deducción de esta fórmula.

En el momento del impacto, el martillo posee una energía que corresponde a una cantidad de movimiento igual a su masa por su velocidad en dicho instante. El primer efecto del martillo sobre el pilote es una compresión de éste y al final de este periodo de compresión la velocidad del martillo y la del pilote serán la misma. Si  $W$  es el peso del martillo,  $g$  la aceleración debida a la gravedad y  $v$  la velocidad del martillo en el momento del impacto, la cantidad del movimiento del martillo en ese momento vale

$$M = \frac{W}{g} v$$

Si  $M_r$  es la cantidad de movimiento que corresponde a la energía que el pilote absorbe al comprimirse, al final del periodo de compresión la cantidad de movimiento del martillo se habrá reducido en esta cantidad y será

$$M' = M - M_r$$

También la velocidad del martillo se habrá reducido al fin del periodo de compresión al valor:

$$v_c = \frac{M'g}{W} = v - \frac{M_r g}{W} \quad (9-a.3)$$

Si se supone que el pilote tiene la posibilidad de moverse algo hacia abajo y que el efecto del hincado en el rebote hace que se pierda el contacto del pilote con la tierra, entonces la cantidad de movimiento del pilote al fin del periodo de compresión puede suponerse igual a  $M_T$  y, por lo tanto, la velocidad del pilote será

$$v_c = \frac{M_T g}{W_p} \quad (9-a.4)$$

donde  $W_p$  es el peso del pilote.

Las velocidades del martillo y pilote deben ser iguales al fin del periodo de compresión, por lo que las expresiones 9-a.3 y 9-a.4 pueden igualarse

$$v - \frac{M_T g}{W} = \frac{M_T g}{W_p} \quad (9-a.5)$$

Después del periodo de compresión el pilote se restituye, tratando de recuperar su forma original. Si  $e$  es el coeficiente de restitución del sistema pilote-martillo, entonces  $eM_T$  será la magnitud del impulso que causa la restitución, por definición de coeficiente de restitución. Así al final del periodo de restitución, la cantidad de movimiento del martillo será

$$M'' = M - M_T - eM_T = M - M_T(1 + e) \quad (9-a.6)$$

Si  $v_m$  representa la velocidad del martillo al final del periodo de restitución, se tendrá

$$v_m = \frac{M'' g}{W} = v - \frac{M_T g}{W}(1 + e) \quad (9-a.7)$$

de la expresión 9-a.5 se deduce que

$$M_T = \frac{1}{g} \frac{W W_p}{W + W_p} v \quad (9-a.6)$$

Valor que substituido en (9-a.7) conduce a

$$v_m = v \left[ 1 - \frac{W_p}{W + W_p} (1 + e) \right]$$

de donde

$$v_m = \frac{W - e W_p}{W + W_p} v \quad (9-a.9)$$

Si  $v_p$  es la velocidad del pilote al final del periodo de restitución y teniendo en cuenta que en ese instante la cantidad de movimiento que corresponde a la energía total absorbida por el pilote es  $M_T + eM_T$ , se tiene que

$$v_p = \frac{M_T(1+e)g}{W_p} v \quad (9-a.10)$$

Substituyendo el valor dado por la ec. 9-a.8 para  $M_T$ , se tiene que:

$$v_p = \frac{W(1+e)}{W+W_p} v = \frac{W+eW}{W+W_p} v \quad (9-a.11)$$

Con las velocidades  $v_m$  y  $v_p$  del martillo y pilote, respectivamente, correspondientes al fin del periodo de restitución, puede calcularse la suma de las energías que se tienen en esos elementos en dicho momento, la cual ya podrá usarse en hincar el pilote en el suelo, venciendo la resistencia de éste. Sin embargo, ha de notarse que parte de esa energía se empleará aún en producir compresiones de índole elástica temporal en la cabeza de acero que se le coloca al pilote para el hincado, en el pilote y en el suelo.

Así la energía disponible en el sistema martillo-pilote, al fin de la restitución, será:

$$E_d = \frac{W}{2g} (v_m)^2 + \frac{W_p}{2g} (v_p)^2 \quad (9-a.12)$$

introduciendo las ecs. 9-a.9 y 9-a.11 en la (9-a.12) se llega a

$$\begin{aligned} E_d &= \frac{W v^2}{2g} \left( \frac{W-eW_p}{W+W_p} \right)^2 + \frac{W_p v^2}{2g} \left( \frac{W+eW}{W+W_p} \right)^2 = \\ &= \frac{W v^2}{2g} \frac{W+e^2 W_p}{W+W_p} = \frac{W v^2}{2g} \left[ 1 - \frac{W_p(1-e^2)}{W+W_p} \right] \end{aligned} \quad (9-a.13)$$

De la expresión final de la ec. 9-a.13, teniendo en cuenta que la energía del martillo en el momento del impacto fue  $E = W v^2/2g$  se tiene que la energía perdida vale

$$\Delta E = \frac{W v^2}{2g} \frac{W_p(1-e^2)}{W+W_p} \quad (9-a.14)$$

La energía disponible  $E_d$ , dividida entre la energía total  $E$ , da la *eficiencia* del golpe del martillo; puede verse en la penúltima expresión de las ecs. 9-a.13 que dicha *eficiencia* vale

$$\eta = \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (9-a.15)$$

lo cual puede escribirse

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{W_p}{W}} + \frac{e^2}{1 + \frac{W_p}{W}}$$

El segundo término del segundo miembro de la ecuación anterior es despreciable normalmente en la práctica, dado el pequeño valor de  $e^2$  en la mayoría de los casos. Si esto es así, resultará

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{W_p}{W}} \quad (9-a.16)$$

La ec. 9-a.16 indica la importancia de tener un martillo pesado en comparación al peso del pilote que se desee hincar; así la relación  $W_p/W$  será chica y la eficiencia del golpe,  $\eta$ , será grande. Este punto ilustra el inconveniente más grave de describir un martillo de hincar por la energía de su golpe en kgm. En efecto, un cierto número de kgm puede lograrse con un martillo muy ligero, cayendo de gran altura o con un martillo muy pesado, que caiga de pequeña altura; en ambos casos la energía puede ser la misma, pero la eficiencia del golpe es tan diferente que puede decirse que los martinetes de martillo ligero son siempre inapropiados para la hincar y que debe tenderse, en lo posible, al uso de maquinaria pesada que opere eficientemente y logre hincar pilotes en lugares en donde ello es factible, pero donde equipo ligero fracasa inevitablemente, por su baja eficiencia.

La energía cinética en el momento del impacto  $(W/2g)v^2$  proviene de la caída del martillo, por lo que puede escribirse

$$\frac{W}{2g} v^2 = W h$$

donde  $h$  es la altura de caída libre del martillo.

Si no hubiera pérdidas de energía en el impacto, no hubiera pérdidas de naturaleza elástica y la eficiencia del golpe fuera 100%, evidentemente podría escribirse

$$Q_d s = W h$$

En un martinete real existe una eficiencia mecánica,  $e_f$ , que se debe a que el martillo va guiado y se roza en sus guías, a la resistencia del aire, etc. Teniendo esto en cuenta, deberá escribirse

$$Q_d s = e_f W h$$

La energía del golpe está, a su vez, afectada por otro factor de eficiencia,  $\eta$ , según se vio y, en consecuencia, la ecuación anterior deberá modificarse para tomarla en cuenta

$$Q_d s = \eta c_f W h = c_f W h \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (9-a.17)$$

de donde resulta:

$$Q_d = e_f \frac{W h}{s} \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (9-a.18)$$

Si la punta del pilote se mueve hacia abajo una cierta cantidad,  $s$ , como resultado del golpe, la parte superior de la pieza metálica que se coloca en la cabeza del pilote para su protección, se mueve esa distancia más una cantidad adicional  $c = c_1 + c_2 + c_3$ , debido a las compresiones elásticas temporales en el propio cabezal de protección, en el pilote y en el suelo.

Entonces se tiene que el trabajo efectuado por el golpe es en realidad

$$Q_d \left( s + \frac{c}{2} \right)$$

ya que el trabajo adicional efectuado contra las fuerzas elásticas mencionadas es  $1/2(Q_d c)$ .

Por lo tanto

$$Q_d = e_f \frac{W h}{s + c/2} \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (9-a.19)$$

o, si se prefiere

$$Q_d = \frac{e_f W h}{s + 1/2(c_1 + c_2 + c_3)} \frac{W + e^2 W_p}{W + W_p} \quad (9-a.20)$$

que es la fórmula de Hiley, que se trataba de obtener.



La expresión anterior, es válida, según se desprende de su obtención, para martillos de caída libre o de acción simple. Para martillos de doble acción, la fórmula se modifica substituyendo el valor  $Wh$  por el término  $E_n$ , energía por golpe, proporcionada por el fabricante de la unidad.

Las fórmulas anteriores no son aplicables en rigor al caso de pilotes hincados al rechazo en material muy duro o hincados sobre roca dura, en donde la punta del pilote no se mueve libremente; sin embargo, aún en esos casos, el autor de esta fórmula sostiene que con ella se obtienen resultados que no difieren mucho de los obtenidos con fórmulas más apropiadas, pero también más complicadas.

En la fórmula 9-a.20 el sentido detallado de los símbolos utilizados es el siguiente:

- $Q_d$  = Resistencia última al hincado, supuesta igual a la capacidad de carga última del pilote.
- $W$  = Peso del martillo que hinca al pilote.
- $h$  = Altura de caída libre de un martillo de este tipo o carrera del martillo en uno del tipo de acción simple.
- $c_f$  = Eficiencia mecánica del martillo de hincado. Los valores que se recomienda en la práctica en algunos casos frecuentes son los siguientes:
  - 100% para martillos de caída libre de control automático.
  - 75% para martillo de caída libre accionado con cable y malacate de fricción.
  - 85% para martinets McKiernan-Terry de acción simple.
  - 75% para martinets Warrington-Vulcan de acción simple.
  - 85% para martinets de doble acción McKiernan-Terry, Industrial Brownhoist, National y Unión.
  - 100% para martinets Diesel.
  - 80% para martinets de acción simple B.S.P., semiautomáticos.
- $W_p$  = Peso del pilote y todos sus accesorios necesarios para la hinca.
- $l$  = Longitud del pilote. Si en la resistencia del pilote al hincado juega papel importante la fricción lateral,  $l$  será la distancia de la cabeza del pilote al centro de las fuerzas de resistencia al hincado.
- $e$  = Coeficiente de restitución, que varía de cero en pilotes con cabeza de madera deteriorada sin protección o en pilotes con amortiguadores en la cabeza, a 0.55 en pilotes con cabeza protectora de acero. Deberá usarse el valor 0.40 cuando la cabeza protectora en el pilote de acero esté provista de un amortiguador poco resistente; 0.25 en pilotes de madera o de concreto con cabeza de madera.

- $s$  = Penetración del pilote con el golpe.  
 $c_1$  = Compresión temporal de la cabeza del pilote y de su protección; incluye la compresión de los seguidores, si los hubiere.  
 $c_2$  = Compresión temporal del pilote.

$$c_2 = \frac{Q_d}{AE} \quad (9-a.21)$$

- $c_3$  = Compresión del suelo bajo el impacto. Oscila de 0.5 cm en suelos relativamente resistentes hasta cero en suelos muy duros. Un valor normal es 0.25 cm.  
 $A$  = Sección recta del pilote. Si ésta no es constante, se deberá tomar un promedio entre los valores en la cabeza y en la punta. En pilotes de concreto reforzado, precolados, deberá transformarse el área de acero a un área equivalente de concreto.  
 $E$  = Módulo de elasticidad del material del pilote.  
 $c_1$  varía de 0 a 1.25 cm, dependiendo de varios factores. Valores altos de  $c_1$  se tienen cuando el suelo es muy resistente, la cabeza del pilote tiene colchón amortiguador de importancia y el pilote es de concreto;  $c_1$  es cero si el golpe se le aplica directamente a un pilote de acero.

#### ANEXO IX-b

##### Pruebas de carga en pilotes

El dispositivo para dar la carga al pilote, una vez que éste está en la posición de prueba, puede seguir alguna de las siguientes variantes:

1. Aplicación directa de la carga, colocando un lastre sobre una plataforma que descansa directamente en la cabeza del pilote.
2. Aplicación de la presión de un gato hidráulico cuya reacción la absorbe una plataforma lastrada, el peso de una estructura existente, una viga de acero anclada al terreno generalmente por medio de otros pilotes, etc.
3. Aplicación de una carga por mecanismo de palanca, usando una viga piloteada en un extremo a la que se carga en el otro extremo.

En la fig. IX-b.1 se muestran esquemas de algunos dispositivos típicos.

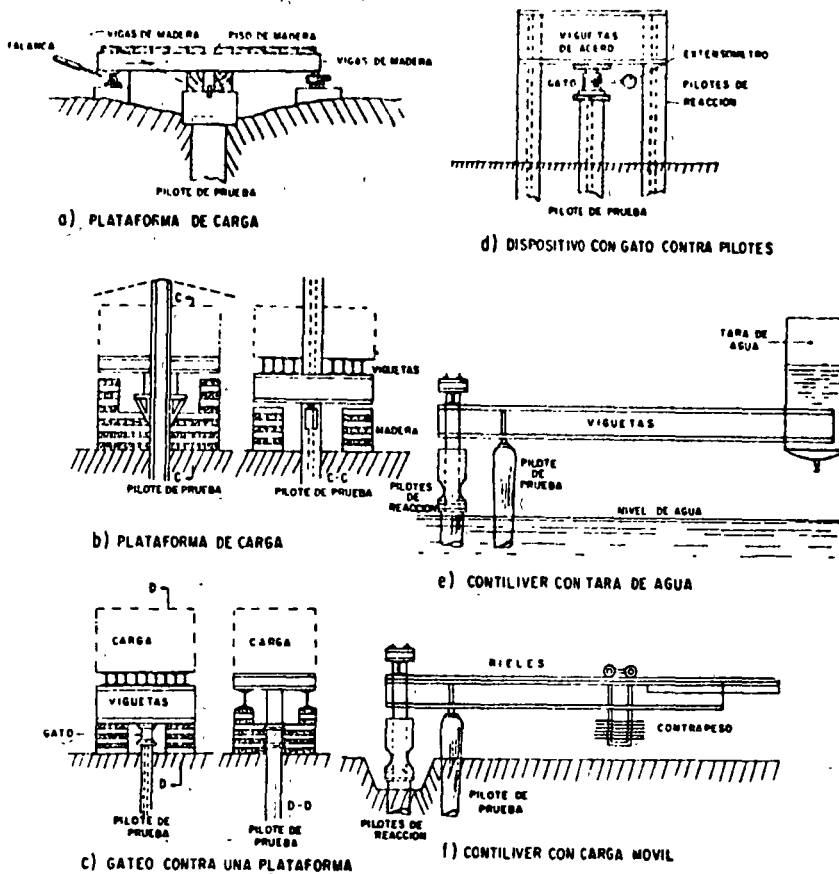


FIG. IX-b.1 Dispositivos típicos para pruebas de carga en pilotes (según R. D. Chelis)

El lastre suele estar constituido por rieles, lingotes, bloques de concreto, depósitos de agua o, simplemente, peso de tierra.

De los métodos empleados para la carga, ha de señalarse la dificultad de operación que plantea el primero de los citados, especialmente si han de seguirse, como es norma general, procesos de descarga, muy engorrosos con el sistema del lastrado y muy expeditos, por el contrario, si se usan gatos.

La secuela de realización de una prueba de carga en pilotes consiste esencialmente en cargar al pilote en incrementos, hasta llegar

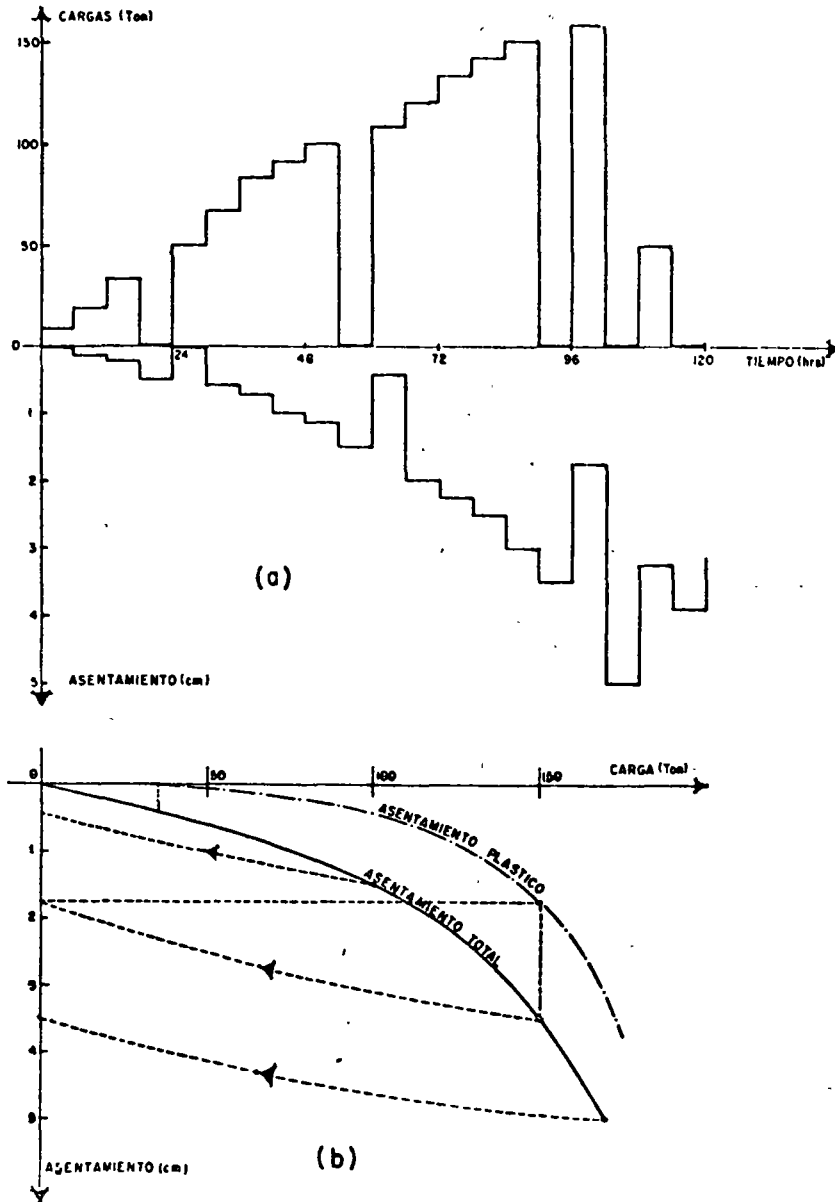


FIG. IX-b.2 Diagrama de correlación típico entre carga, asentamiento y tiempo, en una prueba de carga en un pilote

al valor máximo previsto en la prueba, generalmente del orden del doble de lo que se estima que sea la carga de proyecto y en medir por algún procedimiento los asentamientos correspondientes en la cabeza del mismo pilote.

Cada incremento de carga deberá dejarse el tiempo necesario como para que el asentamiento prácticamente cese. El asentamiento de la cabeza del pilote se debe a deformaciones elásticas (recuperables al retirar la carga) tanto en el suelo como en el propio pilote y a deformaciones plásticas (que permanecen al retirar la carga) del suelo. Estas deformaciones son las que causan generalmente los asentamientos excesivos en las estructuras y son, por lo tanto, las que deben evitarse. En una prueba de carga deben deslindarse los dos tipos de deformación, puesto que las deformaciones plásticas son las que realmente interesa definir en la prueba. Para esto es necesario efectuar procesos cíclicos de carga y descarga, durante los cuales el pilote llegue a cargas máximas cada vez mayores. En la fig. IX-b.2 puede verse una gráfica que ilustra resultados típicos de una prueba de carga.

En la parte a) de la figura se ilustra el proceso de cargar en incrementos, detallando los tiempos en que se colocaron y anotando los asentamientos que produjeron. Cada incremento se dejó un lapso de 6 h sobre el pilote, lo que se supone fue suficiente para que los asentamientos cesaran en todos los casos. La primera descarga se efectuó cuando la carga había llegado al valor de 35 ton; el asentamiento del pilote en dicha descarga se recuperó totalmente, lo que indica que era de naturaleza elástica. Al llegar, en el nuevo proceso de carga, a las 100 ton se descargó de nuevo, quedando ahora un asentamiento remanente de 0.4 cm.

La tercera descarga ocurrió al llegar el pilote a las 150 ton, con un asentamiento no recuperable de 1.75 cm.

En la parte b) de la figura se ha dibujado la gráfica carga-asentamiento total, con línea llena; la gráfica correspondiente a los asentamientos plásticos aparece con trazo de punto y raya. Esta última se obtuvo de los resultados de la parte a) de la figura, que permitieron trazar en forma aproximada las trayectorias de descarga (de las que sólo se conocen el primero y el último puntos). Con la deformación permanente en carga cero y el valor de la carga a partir de la que se descargó el pilote se obtienen puntos sobre la curva de asentamientos plásticos. En la parte b) de la figura se ilustra la obtención del punto correspondiente a la carga de 150 ton.

Una vez obtenida la curva de asentamientos totales y plásticos contra la carga pueden suceder dos cosas. Primero, que en las curvas se defina el punto de falla por un quiebre tan evidente, que no haya duda respecto a la carga de falla. En este caso, lo único que se requerirá para determinar la carga de trabajo del pilote será escoger

un factor de seguridad adecuado para dividir por él la carga de falla; este factor de seguridad es frecuentemente del orden de 2.

Existe un segundo caso más frecuente, en el que no es fácil determinar el punto de falla, debido a lo gradual del cambio de pendiente de las curvas asentamiento-carga. En este caso es preciso definir lo que se considerará carga última del pilote por medio de algún criterio conveniente, y hasta cierto punto, arbitrario. Existen varias reglas de esta naturaleza; las menos están elaboradas para aplicarse sobre la curva del asentamiento total, las más se refieren a la curva de asentamientos plásticos. Algunas de las reglas de mayor uso actual se mencionan a continuación:

1. Determinese la carga para la cual, en 48 h corresponda un asentamiento permanente no mayor de 0.5 cm y divídase ese valor por un factor de seguridad de 2, obteniéndose así la carga de proyecto. (Departamento de Carreteras del Estado de Louisiana, EE.UU., y Departamento de Obras Públicas del Estado de Nueva York, EE. UU.).
2. Hágase la prueba hasta aplicar una carga doble que la que se desee que soporte el pilote en la obra. La prueba se considerará satisfactoria cuando dicha carga no produzca un asentamiento total neto mayor de 0.025 cm por cada tonelada de carga aplicada, midiendo el asentamiento al retirar la carga, después de 24 h de permanencia (Código de Edificios de la Ciudad de Nueva York, EE. UU.).
3. Obtenida la curva carga-asentamientos plásticos, trácense tangentes a sus tramos inicial y final; la carga correspondiente a la intersección de los dos trazos, dividida entre un factor de seguridad de 1.5 ó 2 será la carga de proyecto.
4. Obténgase el punto en el que el asentamiento total comience a exceder de 0.125 cm por cada tonelada de carga adicional o en el que el asentamiento plástico comience a exceder de 0.075 cm por cada tonelada de la misma carga. La carga correspondiente a cualquiera de esos puntos se considera la última del pilote; para obtener la carga de proyecto, su valor deberá dividirse por 2, si el pilote trabaja bajo cargas estáticas o por 3 si ha de estar sujeto a cargas dinámicas. (Dr. R. L. Nordlund, Compañía Raymond de pilotes de concreto).

#### ANEXO IX-c

##### Algunos tipos comunes de pilotes precolados apropiados para ser hincados al golpe

Los pilotes de concreto apropiados para ser hincados a golpes suelen ser de sección rectangular o circular, con calibres compren-

didos usualmente entre 30 cm y 60 cm; sus longitudes oscilan entre 8 ó 10 m como límite inferior y 30 m o algo más, como superior. Estos pilotes requieren lugar de colado, tiempo para curado, espacio para almacenaje y equipo especial para izado y manejo. Frecuentemente se cuelean en tramos manejables, que se unen en la posición de hincado por medio de juntas cuya resistencia garantiza ampliamente la del conjunto.

Los pilotes pueden ser simplemente reforzados o presforzados.

A continuación se describen algunos tipos especiales de pilotes que han sido usados en la práctica de las obras.

a) **Pilote presforzado tipo Raymond**

Muy apropiado para grandes longitudes de pilotes que han de soportar grandes cargas. Los pilotes se hacen de secciones de concreto con armado longitudinal y espiral de 5 m de longitud, aproximadamente. A lo largo de todo el pilote, coincidiendo en todas las secciones, existen perforaciones próximas a la periferia de calibre suficiente para contener a los alambres longitudinales de presfuerzo, los que, armado el pilote, se tensan con gatos y se sujetan rellenando las perforaciones con mortero de cemento.

Estos pilotes pueden llegar a diámetros de 1 m aproximadamente.

b) **Pilotes Hawcube**

Estos pilotes son una patente inglesa. Consisten en tramos de concreto precolado de 1.5 m a 3.0 m de longitud, que se van hincando y uniendo por machihembrado ayudado por mortero. Contribuyen a evitar difíciles maniobras de manejo, inevitables en pilotes largos.

c) **Pilotes Gigantes**

Estos son pilotes de concreto protegidos por canales de acero que hacen de camisa (fig. IX-c.1).

Los canales protegen al pilote de los golpes del martinete, absorbiendo una gran parte de la energía del impacto. Además embonan con una zapata de acero que cubre la punta del pilote, lo que sirve para transmitir la energía del impacto directamente a la punta, con lo que se logra mayor eficiencia de hincado y los pilotes puede alcanzar mayores profundidades o pueden usarse eficientemente martinetes de menor energía de hincado. El golpe se da en un cabezote de acero directamente co-

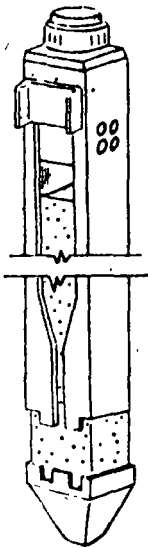


FIG. IX-C.1 Pilote Gigante

nectado a la armadura de canales. Al término del hincado se extraen los canales halándolos; el hincado de pilotes adyacentes elimina posteriormente el espacio vacío dejado por la remoción de los canales.

### ANEXO IX-d

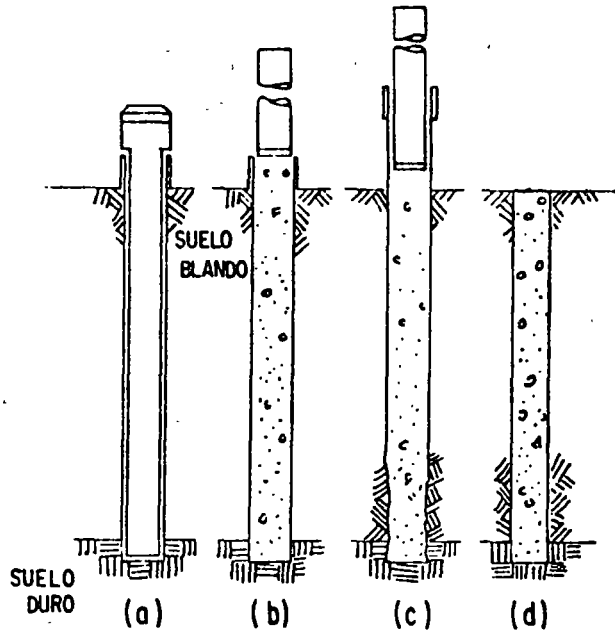
#### Tipos de pilotes colados en el lugar

Como se dijo en el cuerpo de este capítulo hay una gran variedad de tipos de pilotes colados en el lugar, la mayor parte sujetos a patente. Los pilotes pueden construirse sin ademe permanente o con él; los primeros se usan donde no se derrumbe o cierre la excavación previa que se haga para la construcción del pilote, en donde el agua no anegue a la misma y en donde no se perjudique a un pilote recién construido al efectuar las excavaciones para los pilotes vecinos. Este tipo de pilotes tiene la ventaja de no precisar espacio de almacenaje, ni equipo para su manejo; además, no están sujetos a daños por maniobras de manejo o por hincado.

A continuación se describen brevemente los tipos más comunes de pilotes colados en el lugar sin ademe permanente.

- a) *Pilote McArthur de concreto comprimido. Pilote Western*  
Este pilote puede construirse hasta un diámetro del orden de 60 cm en forma satisfactoria a través de cualquier suelo, siempre que no ceda lateralmente cuando el concreto sea presionado.  
El equipo de construcción comprende un ademe tubular y un émbolo que ajusta bastante bien en su interior. El procedimiento de construcción es el siguiente: en primer lugar se hinca el ademe circular con el émbolo bajado hasta su parte inferior; logrado el nivel deseado, se retira el émbolo y se rellena el ademe de concreto; en seguida, se extrae el ademe por tracción, asegurando al concreto con el peso del émbolo, para evitar que sea arrastrado hacia afuera, (fig. IX-d.1). Los pilotes Western son una variante de los anteriores en la que se acciona el émbolo con un mecanismo de poleas, de modo que al ser extraído el ademe utilizando el martinete de hinca, dicho mecanismo hace que el émbolo presione al concreto para garantizar que éste quede en posición dentro del ademe, sin arqueado y sin arrastre, cuando éste es extraído.
- b) *Pilotes de concreto comprimido con base ampliada*  
Estos pilotes tienen ventaja en lugares en que el estrato resistente es relativamente delgado y no es muy profundo; la base ampliada da menores esfuerzos de contacto, haciendo el papel



FIG. IX-d.1 *Pilote McArthur*

de una zapata. También son útiles para lograr un buen apoyo en estratos de roca muy inclinada.

El equipo utilizado incluye un ademe tubular hueco, con un émbolo interior que ajuste bien con él. La operación para formar al pilote es la siguiente, (fig. IX-d.2)

Se hinca el ademe con el émbolo metido hasta el fondo; a continuación se levanta el émbolo hasta retirarlo del ademe y se llena éste hasta una cierta altura, asegurando el concreto con el émbolo y se rehince el ademe, con el émbolo de nuevo llevado hasta el fondo, a través del concreto fresco, con lo que se produce la ampliación de base característica de estos pilotes. Se retira ahora otra vez el émbolo y se rellena de concreto todo el ademe. Finalmente se retira el ademe con presión hacia arriba, a la vez que con el émbolo se da sobre el concreto la suficiente contrapresión hacia abajo para garantizar que el concreto no sea arrastrado y que el pilote resulte bien conformado.

Las operaciones anteriores y la calidad del suelo condicionan la ampliación que se obtenga; formas alargadas son preferibles si el pilote ha de penetrar algo en un estrato de suelo

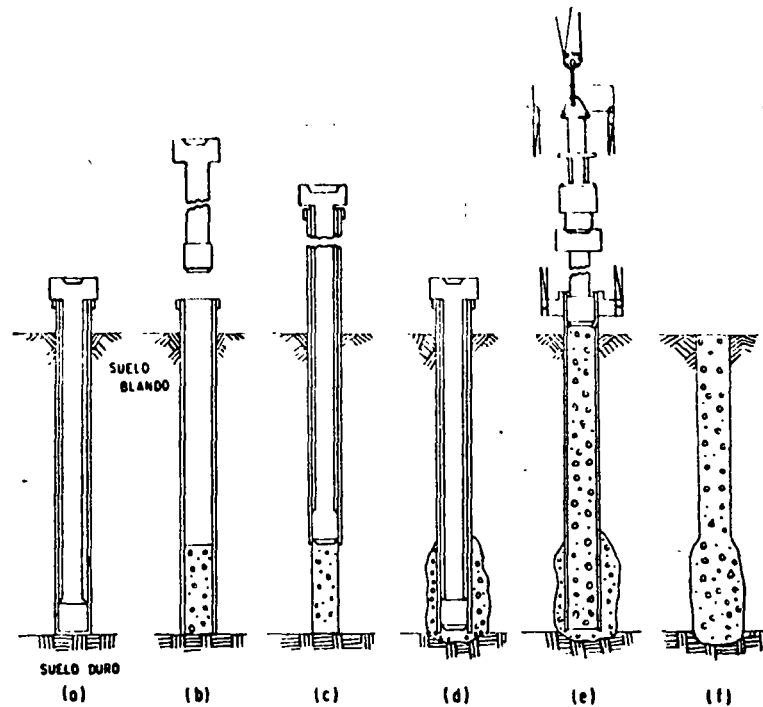


FIG. IX-d.2 *Pilote de concreto comprimido de base ampliada*

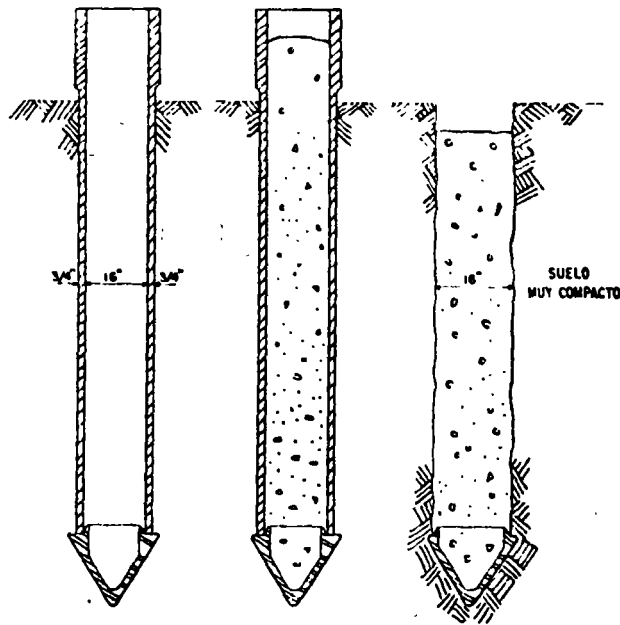
resistente; formas aplanadas dan buen resultado para apoyo en roca.

En los pilotes McArthur de concreto comprimido y con base ampliada, ésta se forma dando golpes al concreto que se vació en el ademe, en lugar de rehincar el sistema ademe-émbolo a través de él. Existe también un tipo similar de pilote Western.

c) *Pilotes Simplex*

Este tipo de pilotes se puede hincar a través de suelos blandos o relativamente duros. Se requiere que al retirar el ademe quede formado un buen molde para el vaciado de concreto, por lo que deberá colocarse un ademe interior ligero en el caso de que la consistencia del suelo no garantice dicho molde. En la fig. IX-d.3 se muestra esquemáticamente la operación de construcción, en la que debe notarse que la punta del dispositivo de hincado se pierde en cada pilote.

Este tipo de pilotes es usado frecuentemente en Inglaterra.

FIG. IX-d.3 *Pilote Simplex*d) *Pilotes Vibro*

Son estos pilotes apropiados para ser construidos a través de un suelo que, aun siendo blando tenga la consistencia necesaria para que el concreto no se difunda lateralmente a su través. Los pilotes suelen hacerse de concreto reforzado, con un armado que usualmente es objeto de especificación previa. El dispositivo de fabricación es análogo al de los pilotes Simplex; la extracción del tubo y la formación del pilote se logran por medio de golpes del martillo hacia arriba y hacia abajo. En el golpe hacia arriba, el ademe sube algo y una parte del concreto que lo llena fluye hacia abajo y lateralmente para llenar el espacio anular dejado por la parte del ademe que se movió; en ese golpe hacia arriba, se supone que el peso de la columna de concreto es suficiente como para que no haya arrastre del material; durante el golpe hacia abajo, el ademe y la columna de concreto suprayacente actúan como un pisón que compacta al concreto a nivel inferior. El golpe hacia abajo se da con menor carrera que el ascendente, con lo que resulta un desplazamiento neto del ademe hacia arriba. Los

golpes se dan a razón de 80 por minuto y la velocidad de ascenso del conjunto es de 1.20 m por minuto.

El pilote Vibro resulta, al fin de la construcción, de superficie lateral corrugada y logra una buena adherencia con el suelo circundante.

A continuación se describen brevemente algunos tipos de pilotes colados en el lugar que requieren ademe permanente. Se usan generalmente allí donde surjan los inconvenientes mencionados al principio de este Anexo. El ademe permanente es generalmente de lámina delgada corrugada y va colocado dentro del ademe de hincá, más pesado, que posteriormente se remueve. Frecuentemente, la falta de confinamiento lateral seguro hace necesario usar pilotes de concreto reforzado.

En general, estos pilotes se forman de modo similar a los que no requieren ademe permanente y que fueron tratados en párrafos anteriores de este Anexo. La diferencia estriba en que ahora se introduce en el ademe de hincá y una vez colocado éste, el ademe ligero y generalmente corrugado de que se habló, antes de vaciar el concreto. Pueden así fabricarse pilotes similares a los tipo Mc Arthur o a los de base ampliada que se describieron, dependiendo de la técnica particular que se siga en cada caso. Sin embargo, existen ahora algunos tipos de interés especial, que se mencionan en lo que sigue

a) *Pilotes Button-Bottom*

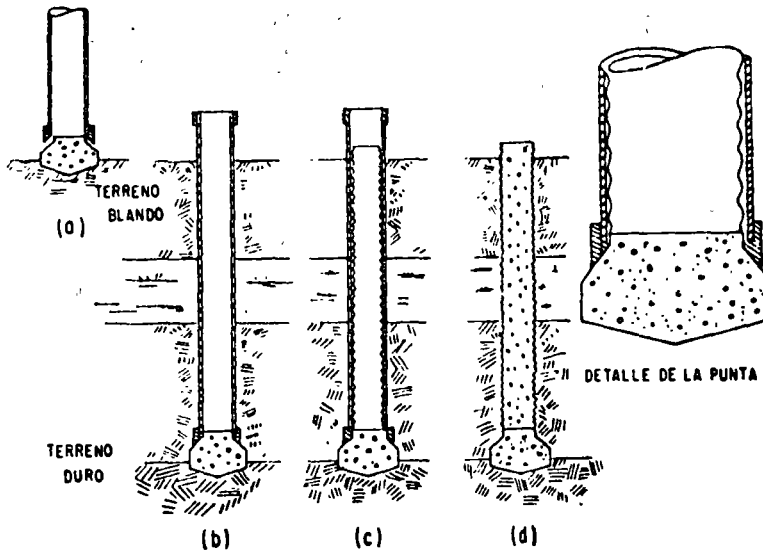
Se utilizan cuando se desea un incremento en el área de apoyo del pilote. Se han llevado a profundidades de 30 m con facilidad, soportando cargas del orden de 50 ton o algo mayores.

Hincado el ademe exterior hasta la profundidad deseada, llevando en su extremo inferior una zapata independiente de concreto precolado que se pierde en cada pilote, se introduce el ademe corrugado permanente hasta su fondo; este ademe se fija a la zapata por un dispositivo especial que atornilla ambas partes. Realizada esta operación el ademe se rellena de concreto y se extrae el tubo de hincá sin peligro, gracias a la fijación del ademe interior. (fig. IX-d.4).

Este tipo es patente Western.

b) *Pilotes Raymond con ademe metálico delgado hincados con mandril*

Estos pilotes pueden usarse tanto para trabajar por punta como por fricción y en cualquier clase de suelo. El ademe corrugado es hincado por medio de una pieza, denominada

FIG. IX-d.4 *Pilote Button-Bottom*

mandril, que penetra en su interior, adoptando su forma y que se extrae una vez alcanzada la profundidad deseada (fig. IX-d.5).

El ademe puede ser inspeccionado una vez colocado y antes de ser rellenado con concreto, que puede ser simple o reforzado.

Recientemente se ha utilizado una variante del pilote presentado en la fig. IX-d.5, en el que se adopta una forma telescópica para el ademe y correspondientemente para el mandril interior, con tramos de diámetro cada vez menor según se desciende a lo largo del fuste del pilote.

## ANEXO IX-e

### Pilotes hincados a presión o preexcavados

#### a) *Pilotes preexcavados*

Estos pilotes son sumamente ventajosos cuando se trabaja con un suelo blando que se desplace lateralmente durante la hincada de un pilote, perjudicando a otros previamente hincados; también lo son cuan-

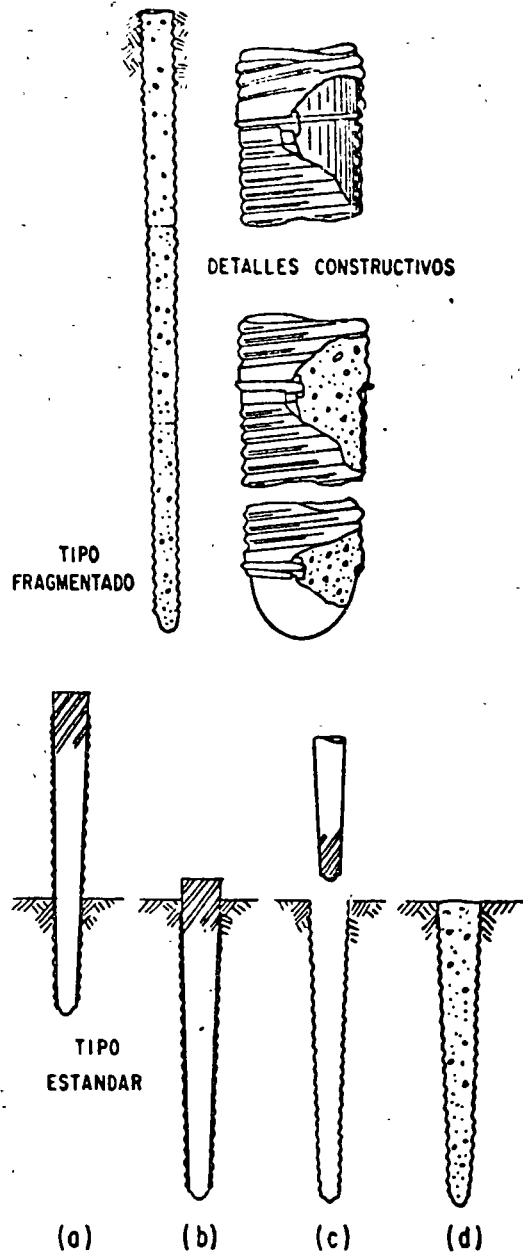


FIG. IX-d.5 *Pilote Raymond*

do existe un gran número de pilotes muy próximos, con lo que se presenta el peligro de levantar y desplazar a un pilote ya colocado con el hincado de otro vecino. El método de la preexcavación es también ventajoso cuando se trata de construir pilotes de gran diámetro.

Básicamente, estos pilotes se construyen siguiendo los lineamientos que se describen a continuación (fig. IX-e.1).

Se hincan un tubo de acero con punta biselada hasta el estrato de apoyo; se extrae el tubo con el material que quedó en su interior. El material se vacía elevando el tubo y colocando un mandril fijo en su extremo superior que impida que el material suba con el tubo. Después se vuelve a meter el cilindro con el mandril en su interior hasta el nivel de apoyo; se extrae el mandril y se llena el cilindro de concreto; en seguida se presiona el mandril sobre el concreto y se extrae el tubo.

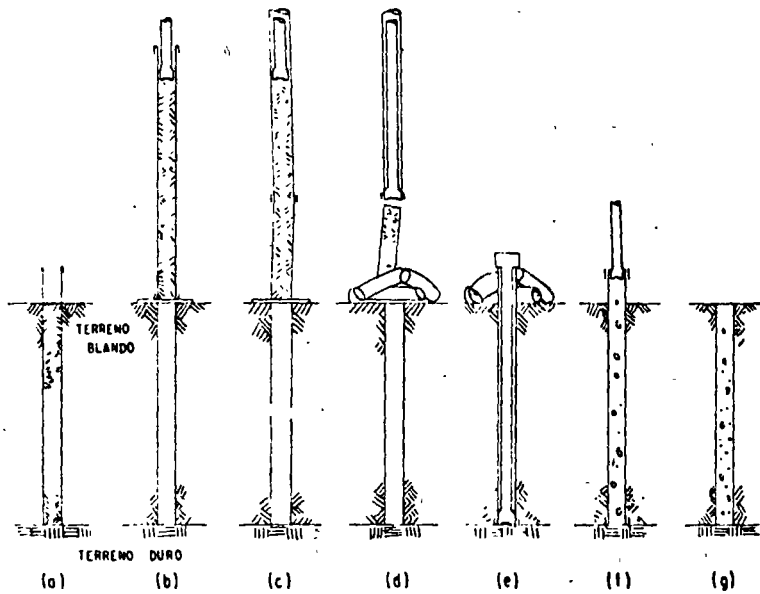


FIG. IX-e.1 Pilote preexcavado

Si el hueco de la excavación se cierra al sacar el tubo o si hay dificultades de hincado al tratar de meter el tubo de una vez, puede trabajarse con dos tubos, uno dentro del otro, retirando en tramos el interior, vaciándolo y volviéndolo a hincar otra fracción; durante estas operaciones, el tubo exterior actúa como ademe, que puede finalmente retirarse o ser dejado permanentemente.

b) *Pilotes Miga*

Estos son pilotes hincados a presión en pequeños tramos de unos 50 cm de longitud. Son muy útiles para trabajos de recimentación en que se disponga de poco espacio de maniobra. Las secciones, generalmente cuadradas o circulares, tienen un hueco en el centro de unos 8 cm de diámetro; este hueco sirve tanto para verificar la construcción del pilote, como para armarlo al fin del hincado.

El método de construcción consiste en hacer una pequeña excavación en cuyo fondo se coloca la primera sección del pilote con punta metálica, que se presiona con un gato para lograr su hincado; en trabajos de recimentación, la reacción del gato la da la estructura existente. Hincada la primera sección, se le une una segunda, por medio de un collar de acero, repitiéndose esta operación el número de veces que sea necesario.

Este tipo de pilote está patentado por la compañía Franki.

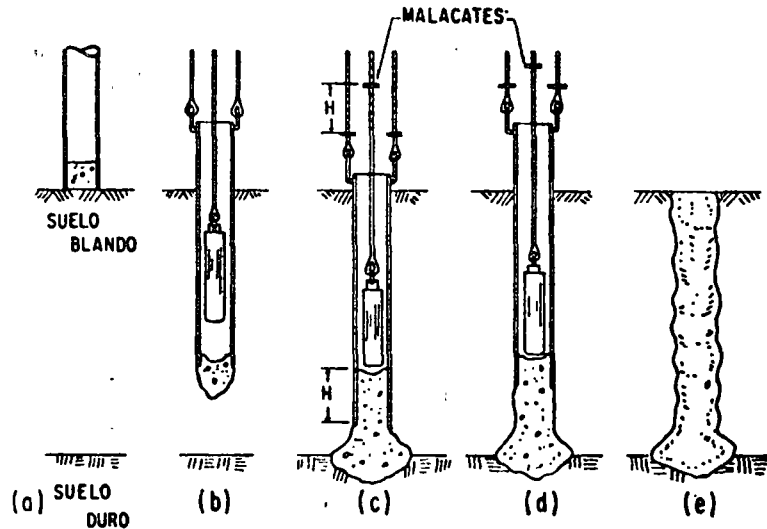


FIG. IX-e.2 *Pilote Franki*

c) *Pilotes Franki*

Estos pilotes tienen la ventaja de poseer una base ampliada, de modo que transmiten esfuerzos menores, a misma carga, lo que es conveniente si el estrato resistente no es de mucho espesor. Otra ventaja radica en no precisar gran espacio de maniobra, pues el martillo de hincado corre solo dentro del tubo que sirve de ademe al pilote.

El procedimiento de construcción es el que se menciona en lo que sigue (fig. IX-e.2):



En primer lugar se coloca la primera sección del tubo de hincas sobre la superficie del suelo, parcialmente llena con una carga de concreto seco. A continuación, se golpea el concreto con un martillo de caída libre, haciéndolo penetrar en el suelo, seguido del tubo. Una vez que se ha alcanzado un nivel un poco por encima del de desplante, se fija el tubo por medio de cables y, por medio del martillo, se fuerza al tapón de concreto hacia abajo y hacia fuera del tubo, colocando más concreto, siempre golpeando con el martillo; así se forma la base ampliada del pilote. Formada la base, se va vaciando concreto en el tubo, golpeándolo con el martillo, a la vez que se extrae lentamente el tubo.

Como su nombre lo indica, este pilote es manejado por la Compañía Franki.

d) *Pilotes hincados por rotación*

Son estos pilotes de concreto con agujero longitudinal en el que se aloja una barra, en cuyo extremo inferior, fuera del pilote va una hélice de diámetro mayor que el del pilote. Por rotación, el pilote alcanza el nivel deseado, tras lo cual se retira la barra y se rellena el agujero del pilote con concreto. La hélice se pierde en cada pilote.

## ANEXO IX-f

### Pilas, cilindros de cimentación y cajones

Como ya se ha dicho en este mismo capítulo, 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 hincas a golpes. El procedimiento denominado del *pozo 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 adema con largueros verticales de madera, que se mantienen con anillos de acero; se continúa después la excavación, repitiendo las

operaciones de adernado en cada tramo; al alcanzar el nivel de apoyo, suele ampliarse 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 (fig. IX-f.1).

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.

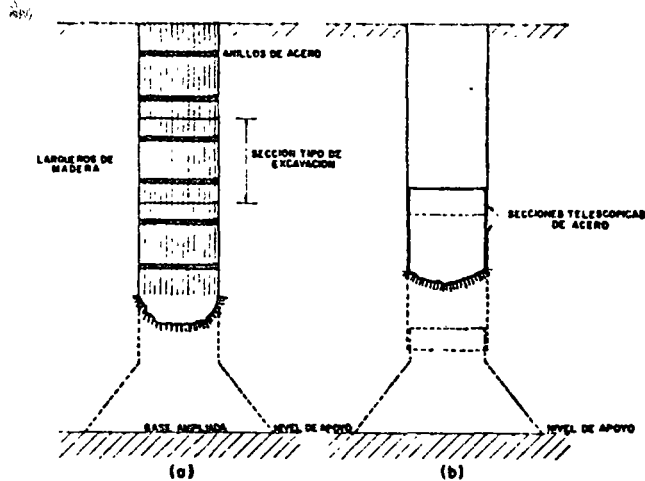


FIG. IX f.1 Pilas

- 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 almeja. El tubo se hinc 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 cucha-

ra 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, como se dijo en el cuerpo de este capítulo, se distinguen de los cilindros sólo por su forma paralelepípedica. 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 cilindros, extrayendo el material de su interior y colando el elemento en tramos, a medida que se va hundiendo en el subsuelo. Obviamente, las celdas deben tener las dimensiones apropiadas para permitir la excavación. En cajones muy altos es frecuente también recurrir al lastrado 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.

#### REFERENCIAS

1. Hiley, A. — *Pile Driving Calculations with Notes on Driving Forces and Ground Resistance* — Structural Engineering — Vol. 3 — 1930.
2. Chellis, R. D. — *Pile Foundations* — Apéndice 1 — McGraw Hill Co. — 1951.
3. Correa, J. J., Quintero, J. y Aztegui, E. — *Pruebas de carga en pilotes para cimentación del puente Alvarado* — Congreso sobre Cimientos Profundos — México, D. F. — Dic., 1964.
4. L'Herminier, R. — *Remarques sur le poinçonnement continu des sables et graviers* — Anales del Instituto Técnico Francés de Obras Públicas — Números 63 y 64 — Marzo-Abril — 1953.
5. Saffery, M. y Tate, A. P. K. — *Model Test on Pile Groups in a Clay Soil with Particular Reference to the Behavior of the Group when it is Loaded Eccentrically* — Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Paris — 1961.
6. Sowers, G. y Martin, B. — *The Bearing Capacity of Friction Pile Groups in Homogeneous Clay from Model Studies* — Memoria del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Paris — 1961.
7. Correa, J. J., Rico, A., Moreno, G. y Esquivel, R. — *Pruebas de carga en modelos de cimientos profundos en arenas* — Congreso sobre Cimientos Profundos — México, D. F. — Dic. — 1964.
8. Tomlinson, M. J. — *The Adhesion of Piles Driven in Clay Soil* — Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Londres — 1957.
9. Jiménez Salas, José A. — *Mecánica del Suelo* — Capítulo XIV — Ed. Dos-sat, S. A. — 1954. Cita una fórmula de Lehuérou-Kérisel.
10. Chellis, R. D. — *Pile Foundations* — Cap. 7 — Foundation Engineering — Editado por G. A. Leonards — McGraw Hill Book Co. — 1962.
11. Zeevaert, L. — *Reducción de la capacidad de carga en pilotes apoyados de punta, debida a la fricción negativa* — 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Vol. I — México, D. F. — 1959.
12. González Flores, M. — *Enderezado de dos edificios: un metro en el caso más desfavorable* — 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones — Vol. I — México, D. F. — 1959.
13. Meyerhof, G. G. — *Reporte General presentado a la Sesión 1* — Congreso sobre Cimientos Profundos — México, D. F. — 1964.
14. Terzaghi, K. y Peck, R. B. — *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* — (Traducción O. Moretto) — Artículo 56 — El Ateneo Ed. — 1955.

**BIBLIOGRAFIA**

- Foundations* — A. L. Little — Edward Arnold — Londres — 1961.  
*Foundation Engineering* — Editado por G. A. Leonards — McGraw Hill Book Co. — 1962.  
*Foundation Engineering* — R. B. Peck, W. E. Hanson y T. H. Thornburn — John Wiley and Sons — 1957.  
*Pile Foundations* — R. D. Chellis — McGraw Hill Book Co. — 1951.  
*Foundation Design* — W. C. Teng — Prentice Hall — 1962.  
*Foundations of Bridges and Buildings* — H. S. Jacoby y R. P. Davis — McGraw Hill Book Co. — 1941.  
*La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica* — K. Terzaghi y R. B. Peck — (Trad. O. Moretto) — El Ateneo Ed. — 1955.  
*Foundations* — E. E. Seelye — John Wiley and Sons, Inc. — 1956.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## CONSTRUCCION DE PUENTES

### 1.4 ELECCION DE TIPO

ING. ADOLFO SANCHEZ Y SANCHEZ

## CONSTRUCCION DE PUENTES

### ELECCION DE TIPO

Para elegir el tipo de estructura más conveniente para el proyecto de puentes, es necesario disponer de información detallada y completa de todos los factores y elementos que se requieren para su construcción y funcionamiento.

Con una buena información, podrá determinarse una elección adecuada, de la cual depende ampliamente la economía de la obra, es por esta razón que puede decirse que la elección de tipo es el aspecto más importante y a la vez el más difícil en el proyecto de puentes, pues se logra una mayor economía con una buena elección que con refinamientos de diseño.

Dada la gran importancia que representa la información requerida, a continuación se citan los aspectos generales que deben tomarse en cuenta para obtener la mejor información posible.

Estudio Topográfico.- Debe estudiarse en el terreno, que la localización de los accesos y del puente sea realmente la mas ventajosa desde el punto de vista de alineamiento general del camino, así como de la relación entre el costo del puente y el de los tramos de línea adyacentes a éste, ya que deberá tenerse en cuenta que no siempre la solución más económica es la más adecuada.

Hay que estudiar en el terreno hasta que punto la localización del puente puede ser afectada por otras vías de comunicación existentes o por la proximidad de ciudades o de cualquier clase de construcción

cercana, o simplemente por los obstáculos topográficos que presenta el terreno; ya que la obra que se proyecta deberá guardar la mayor armonía con el terreno natural.

Estudio Hidráulico.-Habrá que tomar en el terreno todos aquellos datos indispensables para proyectar un puente que en todo tiempo sirva ampliamente para cruzar las corrientes de agua de que se trate, aparte de que la subestructura del puente deberá alterar lo menor posible las condiciones naturales de escurrimiento del agua en el río.

Estudio Hidrológico.- Deberá determinarse el área de la cuenca, su pendiente media, la precipitación media anual, características geológicas, distribución y tipo de vegetación, permeabilidad media, fecha y gasto de crecientes máximas extraordinarias y datos de estaciones hidrométricas cercanas al lugar del cruce.

Estudio de Cimentación.- En este estudio, deberán tomarse en el terreno todos aquellos datos que aseguren la perfecta estabilidad de la obra, debido a que pueda ser cimentada sobre una capa de material que garantice tal estabilidad.

Deben obtenerse muestras representativas de los diferentes materiales encontrados para hacerles las pruebas necesarias en el laboratorio. También hacer diferentes pruebas de cimentación en el lugar, según sean los materiales encontrados.

Datos de Construcción.- Se tomarán todos aquellos datos de la zona del cruce inherentes a la construcción futura del puente, así como la ubicación de bancos de materiales existentes, datos de costo de trans-



porte y mano de obra de la región.

Datos de Tránsito.- Deben tomarse en el terreno todos aquellos datos relacionados con las condiciones locales de tránsito, ya que estas pueden hacer variar el ancho de la calzada del puente y su capacidad de carga y, a su vez, esto puede hacer variar el tipo de puente que se adopte.

En vista de todo lo expuesto, se comprenderá la importancia del estudio de campo; ya que éste servirá al ingeniero o grupo de ingenieros que deban hacer el proyecto de la obra, que generalmente no son ellos los que lo realizan y a pesar de no conocer personalmente el sitio en que deberá ser realizado su proyecto por los planos y datos recibidos del campo, podran servirse del estudio para hacer ellos, en el gabinete un estudio técnico y económico de los detalles que a continuación se señalan:

- a).- Localización definitiva del puente así como de sus accesos.
- b).- Elevación de la rasante.
- c).- Tipo, dimensiones de los apoyos y profundidad de su cimentación.
- d).- Capacidad hidráulica del puente.
- e).- Espacio libre vertical entre la cara inferior de la superestructura y el nivel de aguas máximas extraordinarias.
- f).- Materiales que se deberán emplear y procedimientos de construcción.
- g).- Capacidad geométrica (longitud y altura libre).
- h).- Capacidad de carga, clase de piso, etc. etc.

Al hacerse el estudio de campo para un puente, en el trazo de un camino no debe considerarse exclusivamente el problema del puente en sí, puesto que dicha estructura no es más que solo un elemento de la línea; por lo tanto, cuando se quiera construir un puente deberán considerarse dos grupos de requisitos a llenar.

1.- Requisitos Generales

(que deberán llenar todos los puentes del trazo)

2.- Requisitos Locales

(que debe llenar cada puente de acuerdo con las condiciones locales del sitio en que va a construirse).

Requisitos Generales.-

a).- Capacidad mínima que deben llenar todos los puentes del camino, por lo que toca al número de líneas de vehículos que deben caber en la calzada.

b).- Capacidad mínima que deben tener todos los puentes de la línea por lo que toca a las cargas que deben soportar.

c).- Tipo estructural adoptado para todos los puentes de la línea; o por lo menos, para los de determinado tramo de la misma.

Este requisito debe ser llenado generalmente en toda una línea o tramo de ésta, ya que pueden resultar más económicos los puentes con armadura de acero, debido a que este material sea el más barato en esa zona, así como su transporte y su montaje más económico que algún otro material; en cuyo caso, lo indicado es adoptar dicho tipo pa-

ra todos los puentes de la línea o las del tramo considerado, teniendo en cuenta además, que se puede utilizar - el mismo equipo en la construcción de todos ellos.

- d).- Tipo arquitectónico adoptado para todos los puentes de la línea, o por lo menos, para determinado tramo de la misma.

Supongamos una línea que atravieza una zona cuya población tenga un mercado tipo arquitectónico propio de determinada época histórica, en cuyo caso, se adopta para todos los puentes en ese tramo, un tipo - arquitectónico que armonice lo más posible con la arquitectura de la población.

Los requisitos a) y b) son de tal naturaleza que no es posible dejar - de cumplirlos, pues se podría decir generalizando que la capacidad de una línea en sus puentes es igual a la de su puente de menor capacidad.

De los requisitos c) y d), el primero es de carácter económico y el - segundo es de carácter artístico y social. Como se comprende, de estos dos requisitos puede sacrificarse uno de ellos en beneficio del - otro, según el programa a seguir y la capacidad económica del presupuesto de la línea.

#### Requisitos Locales.-

- a).- Capacidad geométrica y de carga que debe tener el puente - para resolver el problema local de tránsito.
- b).- Coordinación entre la localización del puente y el alineamiento tanto vertical y horizontal de la línea antes y después del puente.

c).- Coordinación entre el costo del puente y el costo de la línea antes y después del puente.

Los requisitos generales son de tal naturaleza que, en el cumplimiento de los mismos no tiene una influencia decisiva la importancia del curso de la corriente del agua ni tampoco una influencia decisiva en la localización del puente.

Los requisitos b) y c) son importantes desde el punto de vista económico y están íntimamente ligados con la importancia del curso de la corriente de agua por cruzar y con la localización del puente.

Se comprende fácilmente que si se trata de un puente grande (200 a 800 m de long) el problema económico del puente en sí, supera al problema económico de la línea antes y después del puente; se debe entonces buscar una localización de la que resulte un puente lo más barato posible aún sacrificando un poco el alineamiento general del trazo sin sobrepasar los límites tolerables (dependiendo estos del tipo de camino que se construye), siempre que lo que se economice en el puente, sea mas que lo que aumente de costo el camino, con relación a otra localización distinta, en la que el camino sea barato en ambos extremos del puente, pero en cambio éste resulte demasiado caro.

Si por el contrario se trata de un puente pequeño (10 a 20 m) la localización de éste quedará generalmente supeditada a la necesidad de que el camino resulte económico antes y después del puente.

Se llega a la conclusión de que el problema de un puente grande se resuelve generalmente localizandolo en un punto del río en que la estructura resulte la más económica posible, sin desatender las necesi-

dades de la línea, lo que mas se pueda.

El problema de un puente pequeño se resuelve generalmente localizándolo en un punto del río en que mejor se resuelve el problema de alineamiento general de la línea, pendientes, visibilidad, amplitud de las curvas, compensación de terracerías, etc., etc., sin desatender en lo más que sea posible el problema económico del puente en sí, ni sus características hidráulicas, geológicas y topográficas.

Con apoyo de toda la información, es facil determinar las características generales del puente: longitud total, altura mínima necesaria, tipo de cimentación, ancho de la calzada y ancho total, alineamiento vertical y horizontal y tipo de carga móvil para diseño. Definido lo anterior, se puede decir que se inicia propiamente la elección del tipo de estructura, pues habrá muchos tipos que cumplan por igual todas estas condiciones, pero habrá una que presente las mayores ventajas en su construcción y principalmente económicas. Es por esto que se requiere la elaboración de varios anteproyectos, tomando muy en cuenta los tipos de materiales existentes en la zona, las condiciones de acceso al lugar de la obra y el procedimiento de construcción.

Para tomar la decisión es obvio que se hará por la solución que resulte más económica, pero para estar seguros que así es, se requiere que la valuación de los anteproyectos se haya efectuado correctamente, es decir, que la determinación de los precios unitarios de cada uno de los

conceptos que se tienen, estén bien analizados. Normalmente, no siempre resultan ser más económicas las estructuras cuyos volúmenes de obra son los menores, pues generalmente en los concretos de elementos de dimensiones reducidas y bajos volúmenes, el precio unitario resulta alto, por el gran porcentaje de moldes y obra falsa y la dificultad de colocación del concreto. Por otra parte, en aquellos elementos en que no es significativo el peso propio y se pretende hacerlos reducidos, normalmente requieren mucho acero de refuerzo, lo que incrementa aún más su costo.

No es fácil establecer normas o reglas que puedan llevar al ingeniero a elegir el tipo óptimo de estructura en el proyecto de puentes, pero puede lograrse a base de capacidad, experiencia en el proyecto y construcción y conocimiento de análisis de precios y que la información que se le proporcione sea real y completa.

Ciudad de México, a lo. de agosto de 1978

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ.

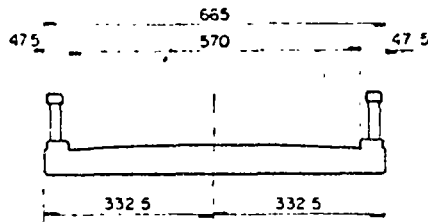
# LOSAS PLANAS

AÑO DE PROYECTO    CARGA DE DISEÑO

CLAROS EN METROS

MATERIALES EMPLEADOS

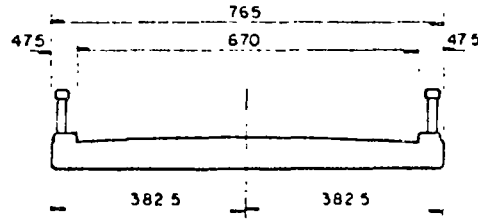
1926    un H 15



5 o 7

Concreto  
f'c = 110 kg/cm<sup>2</sup>  
Acero.  
fs = 1125 kg/cm<sup>2</sup>

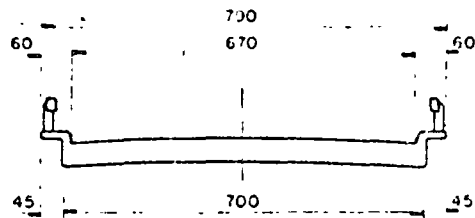
1940    dos H 15



6 o 8

f'c = 145 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 1265 kg/cm<sup>2</sup>

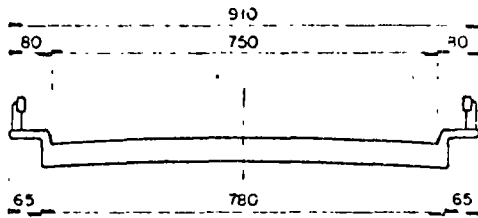
1948    dos H15-S12



6 o 8

f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 1265 kg/cm<sup>2</sup>

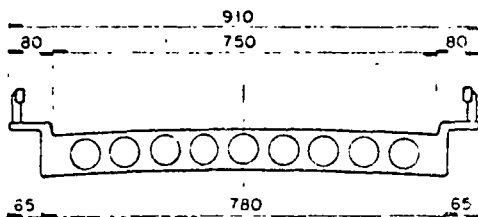
1956    dos H15-S12



6 o 8

f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 1265 kg/cm<sup>2</sup>

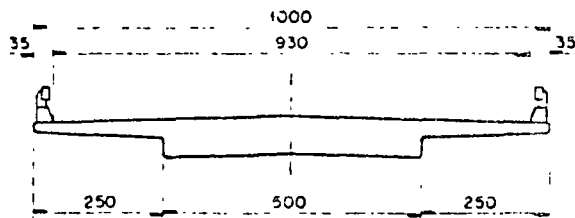
1960    dos H15-S12  
ó dos H20-S16



10 o 20

f'c = 250 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 2000 kg/cm<sup>2</sup>

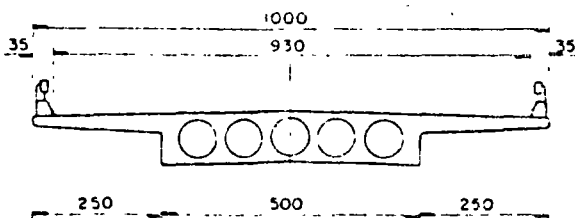
1972    dos HS-15  
ó HS-20



6 o 12

f'c = 250 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 2000 kg/cm<sup>2</sup>

1972    dos HS-15  
ó HS-20



12 o 18

f'c = 250 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 2000 kg/cm<sup>2</sup>

# LOSAS SOBRE VIGUETAS DE ACERO

AÑO DE PROYECTO	CARGA DE DISEÑO		CLAROS EN METROS	MATERIALES EMPLEADOS
1926	un H15		5 a 7	Concreto: $f_c = 110 \text{ kg/cm}^2$ Acero $f_s = 1125 \text{ kg/cm}^2$
1943	dos H15		5 a 10	$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$
1945	dos H15-S12		6 a 10	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$
1928	un H15		15 a 20	$f_c = 110 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1125 \text{ kg/cm}^2$
1951	dos H15		12 a 24	$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$
1960	dos H15-S12 o H15-S16		20 a 35	$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$



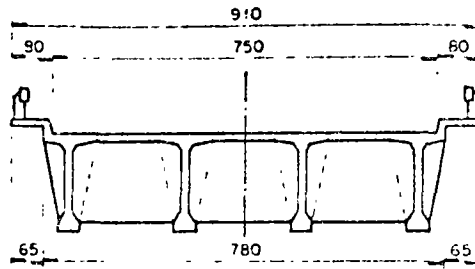
# VIGAS PRESFORZADAS

AÑO DE PROYECTO    CARGA DE DISEÑO

CLAROS EN METROS

MATERIALES EMPLEADOS

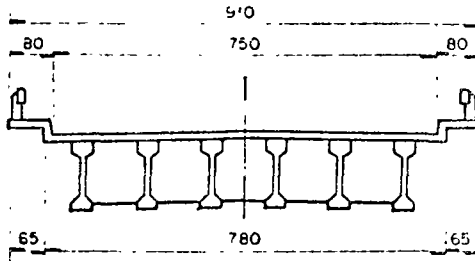
1958    dos H15-S12  
ó H20-S16



30 o 45

Concreto  
f'c = 350 kg/cm<sup>2</sup>  
Acero de refuerzo  
fs = 1265 kg/cm<sup>2</sup>  
Acero de pretuerzo  
f's = 14000 kg/cm<sup>2</sup>

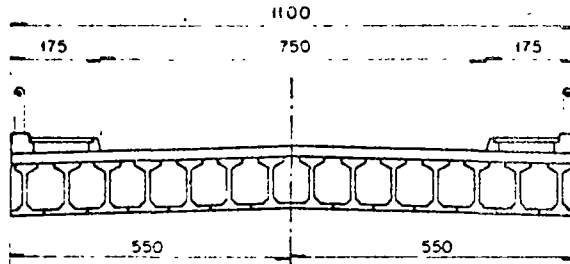
1960    dos H15-S12  
ó H15-S16



15 o 30

f'c = 350 y 250 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 1265 kg/cm<sup>2</sup>  
f's = 15000 kg/cm<sup>2</sup>

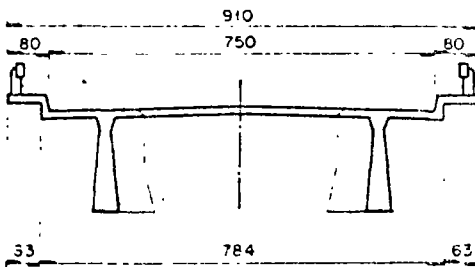
1965    dos H15-S12  
ó H20-S16



15 o 30

f'c = 350 y 250 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 2000 kg/cm<sup>2</sup>  
f's = 18000 kg/cm<sup>2</sup>

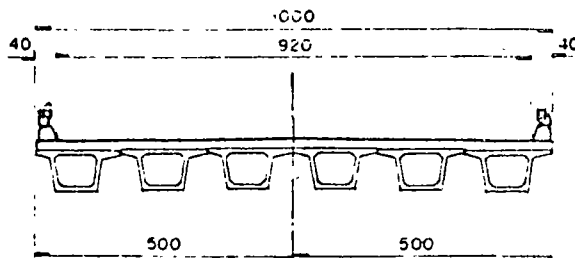
1968    dos H15-S12  
ó H20-S16



30 o 45

f'c = 350 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 2000 kg/cm<sup>2</sup>  
f's = 16000 kg/cm<sup>2</sup>

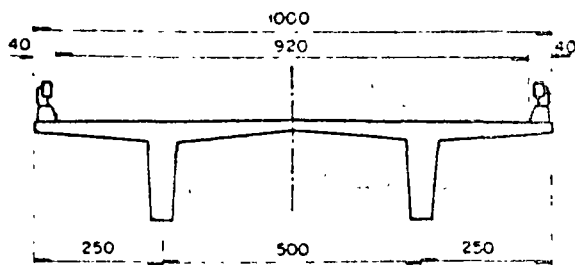
1973    dos HS-15  
ó HS-20



10 o 20

f'c = 350 y 250 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 2000 kg/cm<sup>2</sup>  
f's = 18000 kg/cm<sup>2</sup>

1973    dos HS-15  
ó HS-20



30 o 45

f'c = 350 kg/cm<sup>2</sup>  
fs = 2000 kg/cm<sup>2</sup>  
f's = 16000 kg/cm<sup>2</sup>

# LOSAS CON NERVADURAS

AÑO DE PROYECTO	CARGA DE DISEÑO		CLAROS EN METROS	MATERIALES EMPLEADOS
1926	un H15		5 a 15	Concreto. $f'c = 110 \text{ kg/cm}^2$ Acero $f_s = 1125 \text{ kg/cm}^2$
1940	dos H15		6 a 20	$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$
1945	dos H15-S12		12 a 25	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$
1953	dos H15-S12		12 a 25	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$
1959	dos H15-S12		16 a 20	$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$
1959	dos H15-S12		20 a 32	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$
1972	dos HS-15 o HS-20		15 a 28	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$

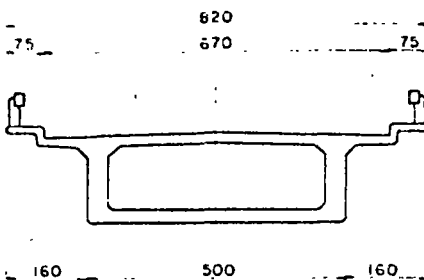
# SECCION CELULAR

AÑO DE PROYECTO    CARGA DE DISEÑO

CLAROS EN METROS

MATERIALES EMPLEADOS

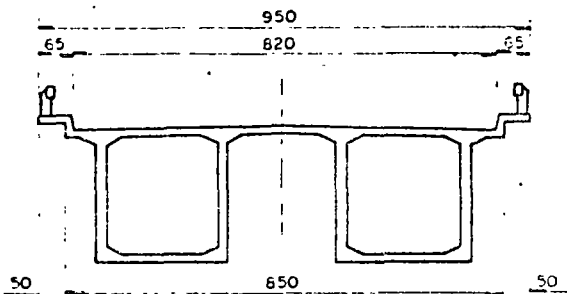
1950    dos H15-S12



25 o 40

Concreto  
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 Acero de refuerzo  
 $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$

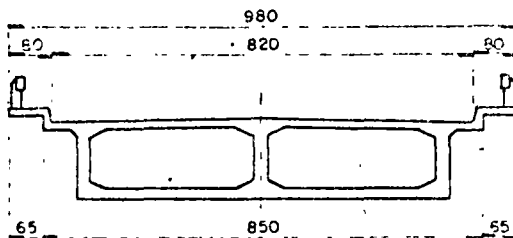
1956    dos H20-S16



30 o 50

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$

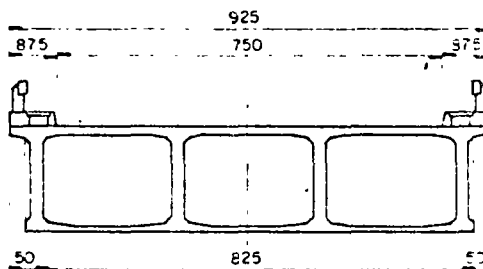
1956    dos H20-S16



30 o 40

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$

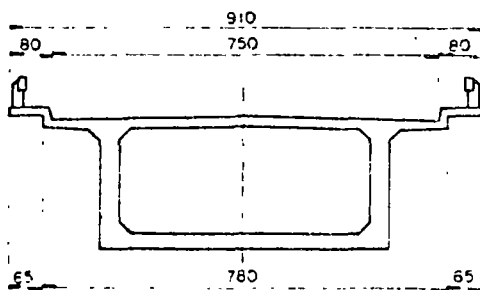
1958    dos H15-S12



30 o 45

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$

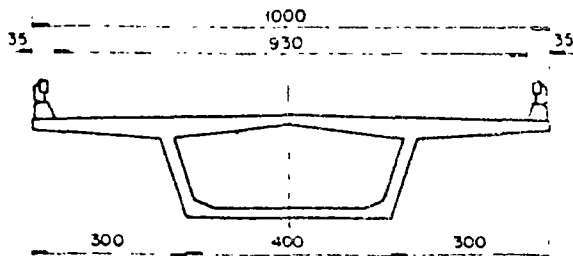
1960    dos H15-S12  
 ó H20-S16



30 o 50

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$

1973    dos H15-S12  
 ó H20-S16



30 o 50

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

ACCIONES SOBRE PUENTES

IDEAS GENERALES SOBRE ESTRUCTURAS  
DE PUENTES

ING. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA

AGOSTO, 1978.

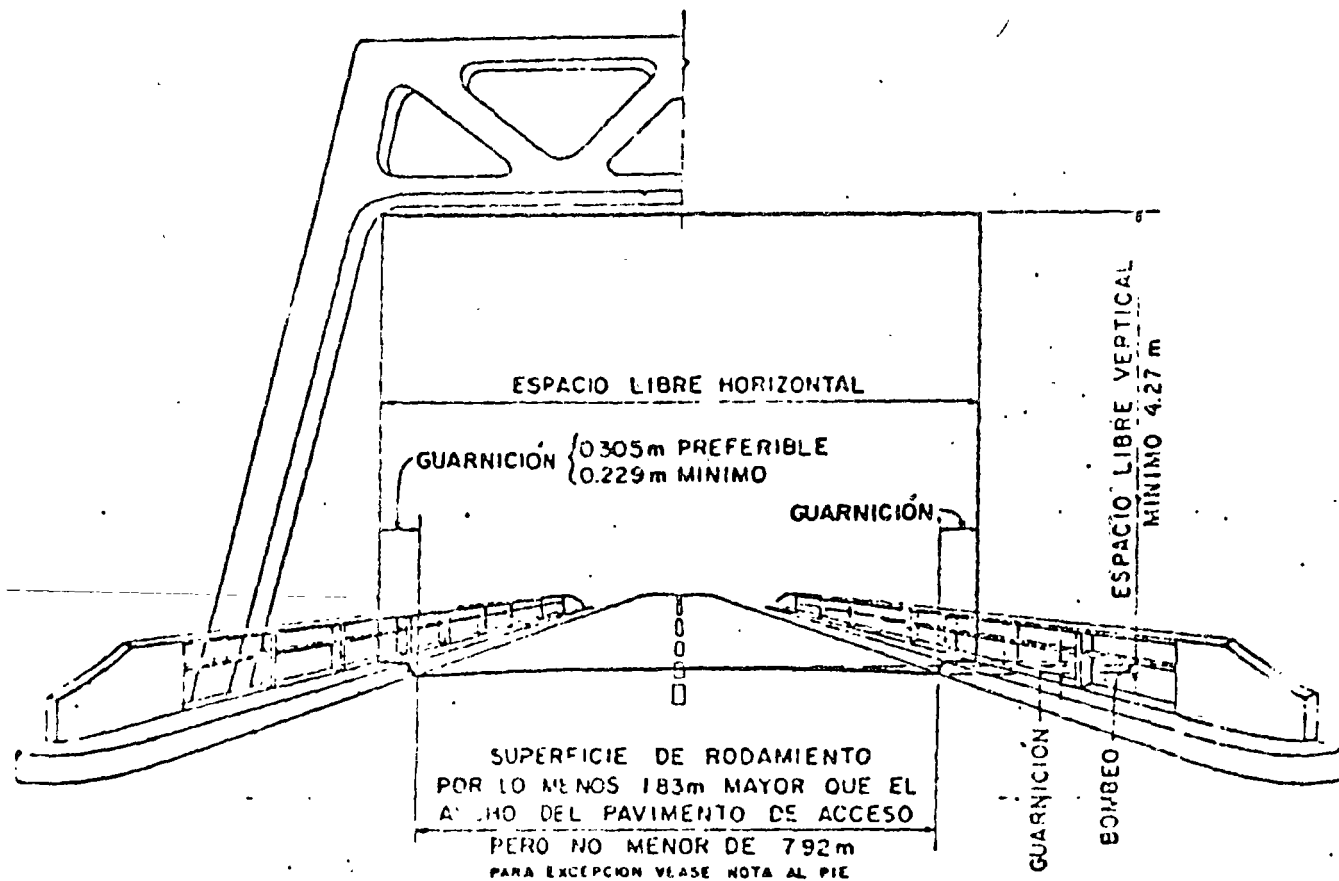


DIAGRAMA DE GÁLIBO MÍNIMO  
TRÁNSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA 1

NOTAS - Para caminos con tránsito pesado se recomienda que los anchos de las superficies de rodamiento sean mayores que el mínimo anotado arriba.

Si se usan guarniciones de seguridad o banquetas adyacentes, o si los anchos de los carriles de tránsito son mayores que 3.66 m, el ancho de la superficie de rodamiento se podrá reducir en 0.61 m del calculado de la fig. 1. Si concurren esas dos condiciones se podrá hacer una reducción de 1.22 m.

En los casos especiales en que la longitud del puente es mayor de 305 m y cuando el tránsito es ligero se permitirá poner un ancho de superficie de rodamiento de 7.31 m.

Para todos los puentes con longitud menor de 152.4 m, el ancho total se hará -- que se ajuste tanto como sea posible al ancho total de acotamiento o acotamiento del camino.

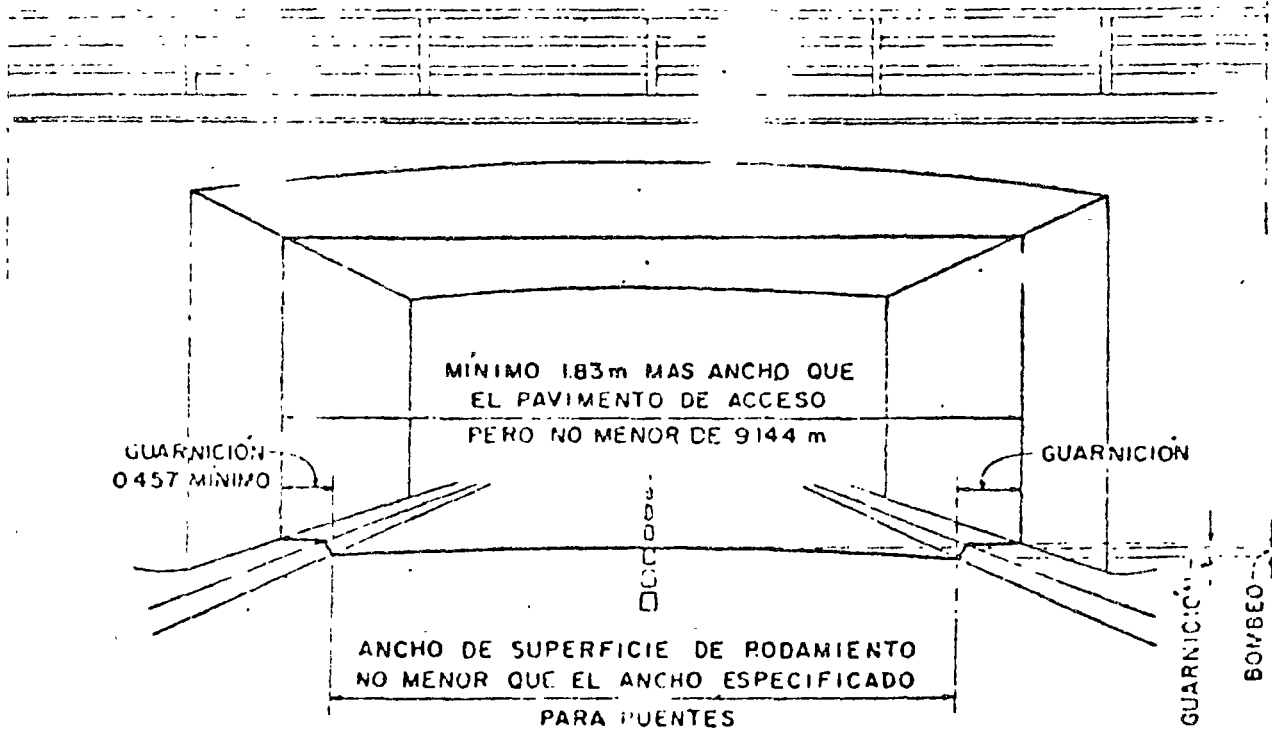
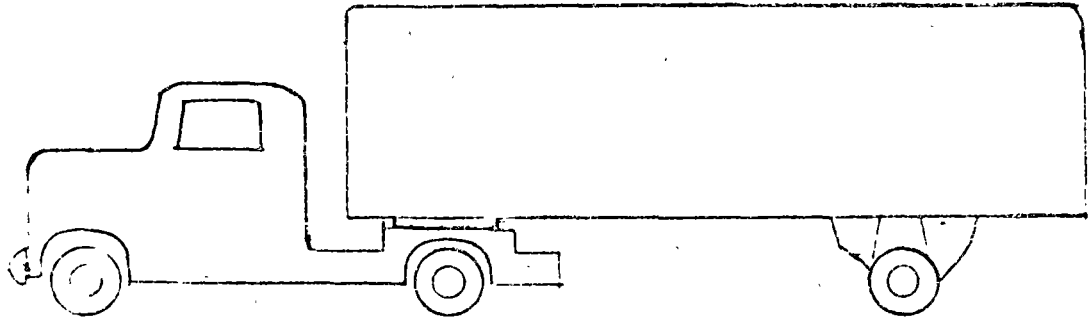
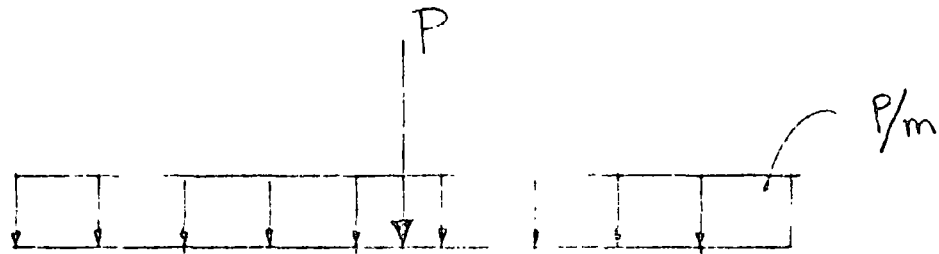


DIAGRAMA DE GÁLIBO PARA PASOS INFERIORES  
TRÁNSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIGURA 3

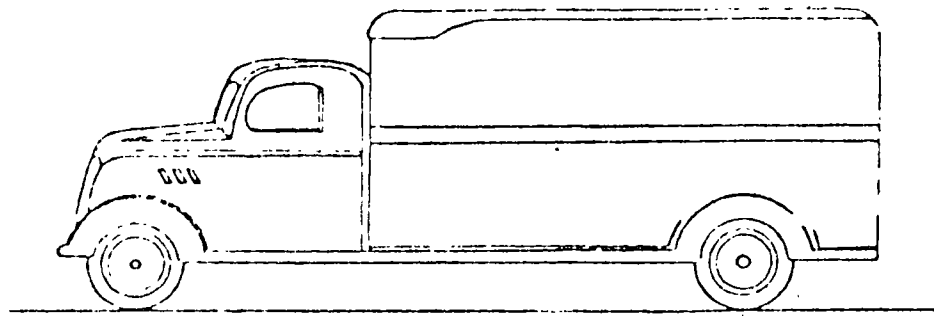


A) CAMION TIPO ( $\approx 32$  ton)

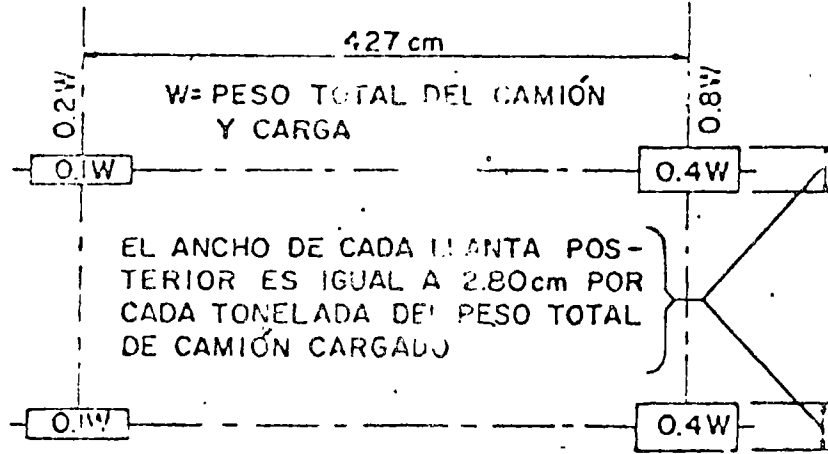


B) CARGA REPARTIDA

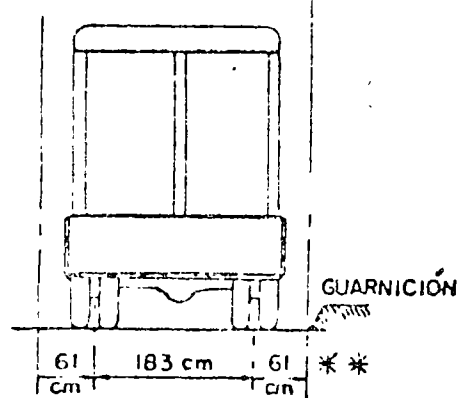
CARGA: VIVAS



H20-44	3,029 Kg	14,515 Kg *
H15-44	2,722 Kg	10,886 Kg
H10-44	1,814 Kg	7,257 Kg



305 cm=ANCHO DE GALIBO Y DE CARRIL DE CARGA



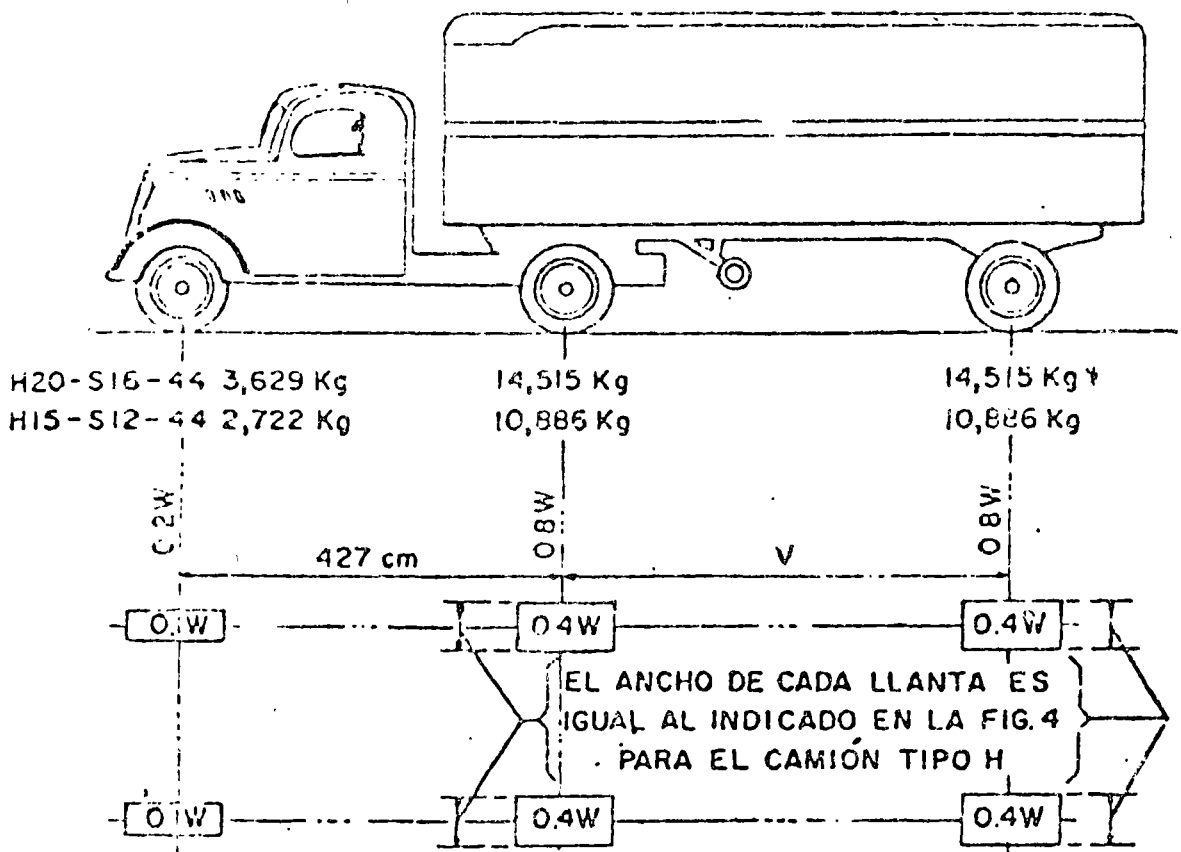
### CAMIÓN TIPO H

FIGURA 2

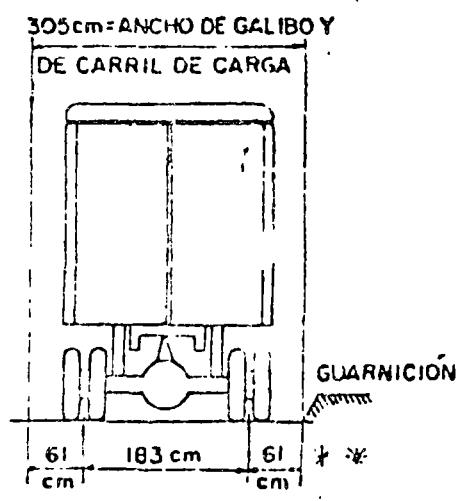
\* En el proyecto de pisos (pisos de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 o H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,886 Kg o dos cargas axiales de 7,257 Kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 Kg que se ilustra.

\*\* Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda que da a 30.5 cm de la cara de la guarnición.





W= PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES, IGUAL AL QUE TIENE EL CAMIÓN TIPO H CORRESPONDIENTE  
 V= ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 427 cm A 914 cm INCLUSIVE. EL ESPACIAMIENTO QUE SE USE SERA EL QUE PRODUZCA LOS ESFUERZOS MÁXIMOS

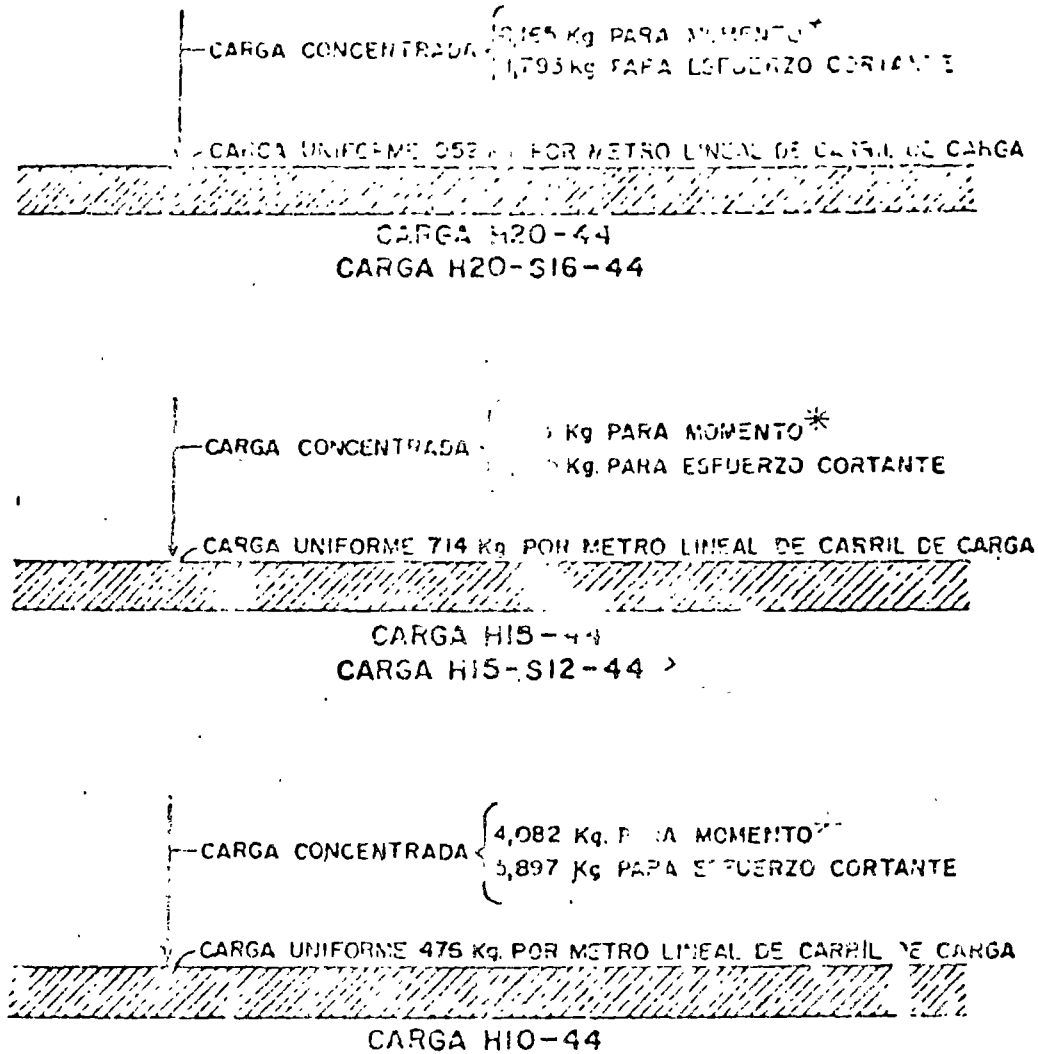


CAMIÓN TIPO H-S

FIGURA 6

\* En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera) para cargas H-20 o H-20-S-16, se podrá usar una carga axial de 10,886 kg o dos cargas axiales de 7,257 Kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14,515 Kg que se ilustra.

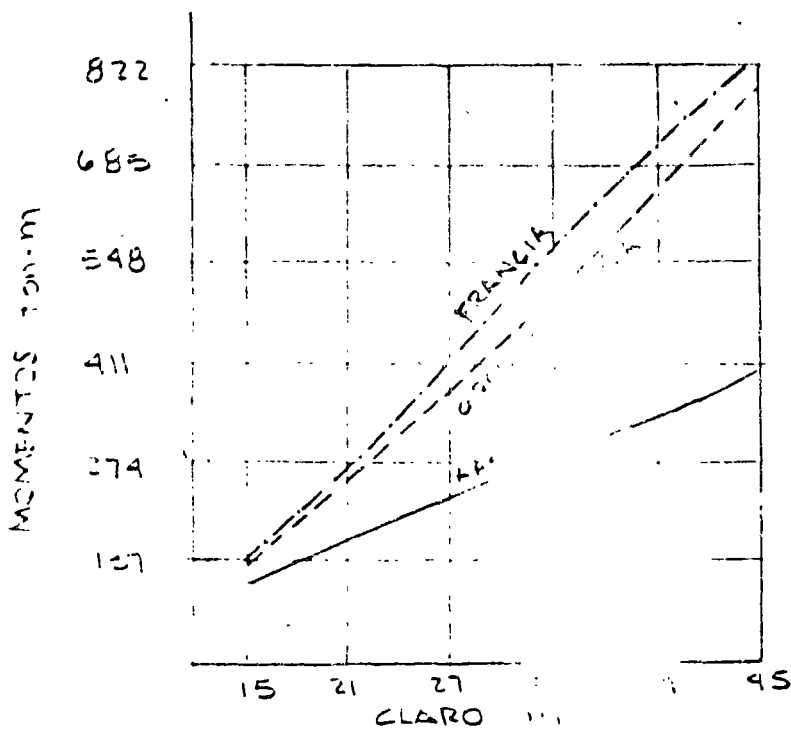
\* + Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda que de a 305 cm de la cara de la guarnición.



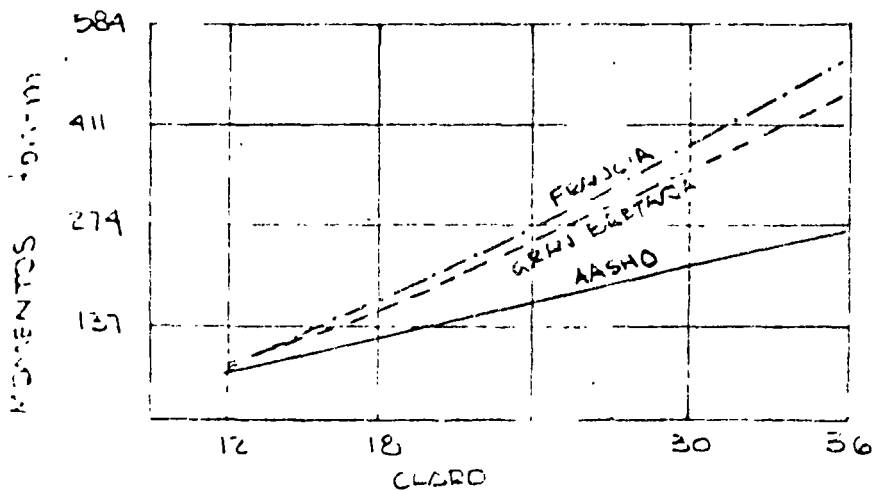
### CARGAS PARA CARRIL H Y CARRIL HS

FIGURA 5

\*NOTA. - Para las cargas sobre claros continuos que incluyen cargas de carril clase e articulo 2.8(c) que toma en cuenta una carga concentrada adicional.



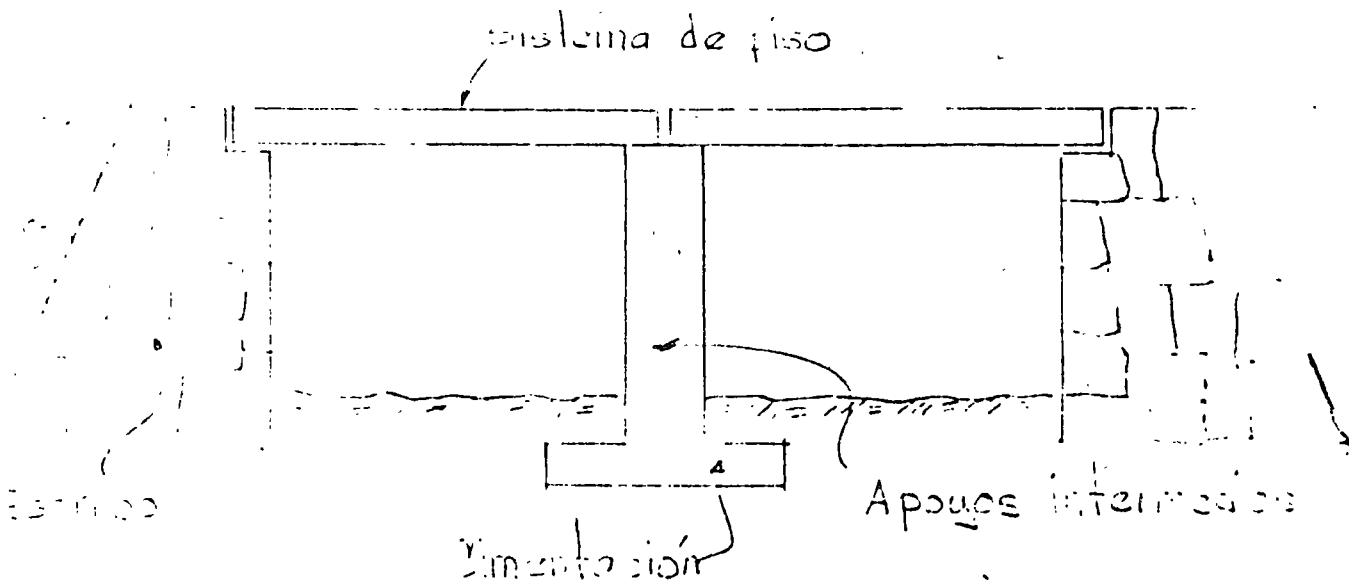
MOMENTOS, VIGAS DE UN SÓLO PUNTO APOYADAS



MAXIMO MOMENTO POSITIVO  
(2 claros iguales continuos)

COMPARACION DE CLAROS VIGAS  
DE DIFERENTES REGLAMENTOS

Detalle de una

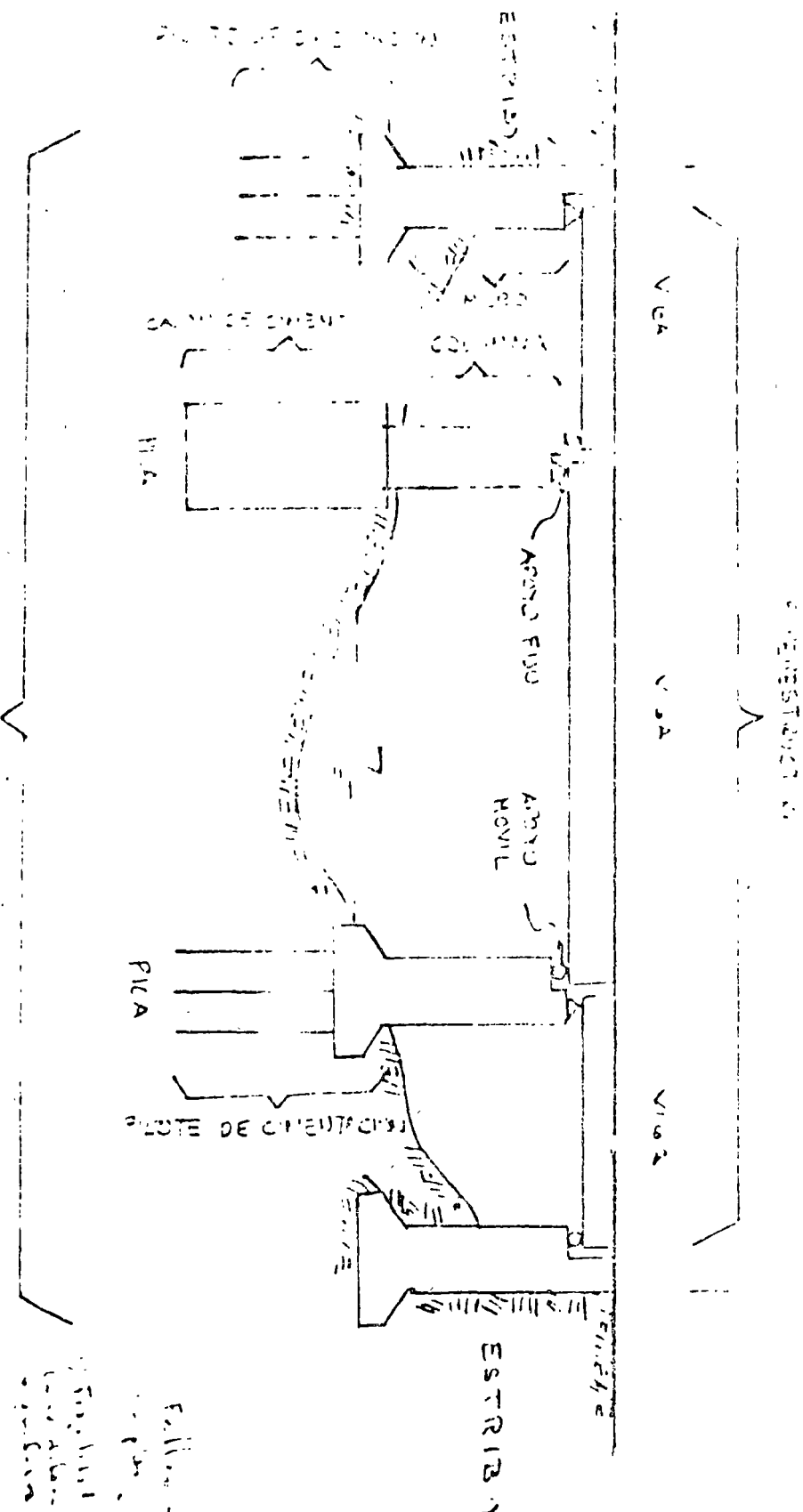


Detalles {  
guarniciones  
banquetas  
juntas  
drenaje

ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN  
UN PUENTE

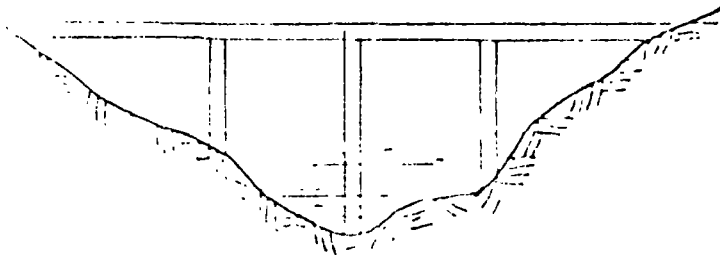
PROYECTO DE CONSTRUCCION DE UN CENTRO DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

ACCESO

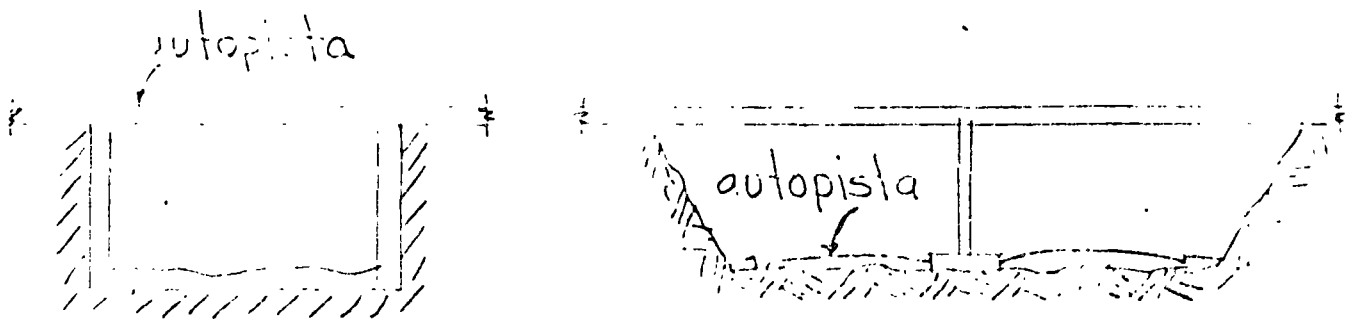


DIBUJO ESQUEMATICO DE UN CENTRO DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

1) El edificio se construye en un terreno plano.  
 2) El edificio se construye en un terreno plano.  
 3) El edificio se construye en un terreno plano.  
 4) El edificio se construye en un terreno plano.  
 5) El edificio se construye en un terreno plano.  
 6) El edificio se construye en un terreno plano.  
 7) El edificio se construye en un terreno plano.  
 8) El edificio se construye en un terreno plano.  
 9) El edificio se construye en un terreno plano.  
 10) El edificio se construye en un terreno plano.



SOBRE PIOS O BARRANCAS



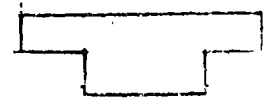
CLASIFICACION DE PUENTES  
(SEGUN OBSTACULO)



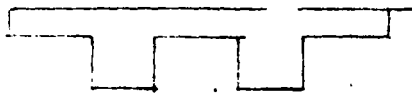
LOSA MACIZA



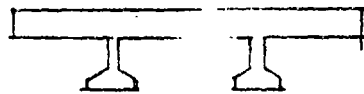
LOSA ALI ERADA



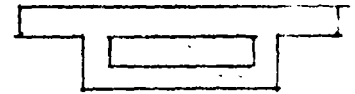
LOSA NERVADA



T SIMPLE



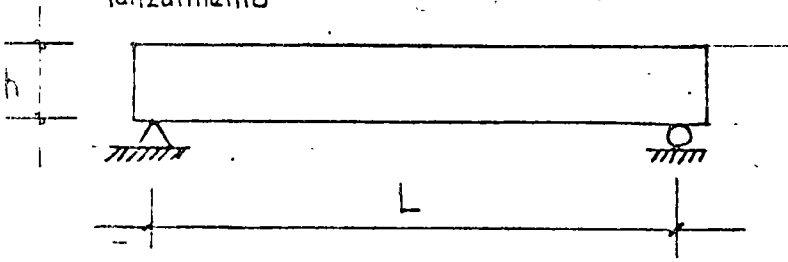
DOBLE T



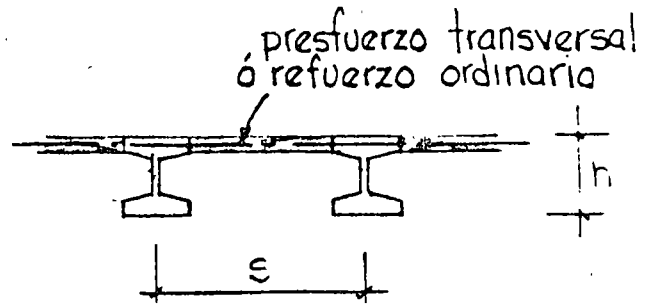
CASON

SECCIONES T.I.D PARA PUENTES

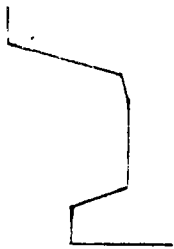
$P_{propio} \approx 0.055 L^2$  (ton)  
 $P_{viga\ de\ lanzamiento} \approx 0.0008 L^3$  (ton)



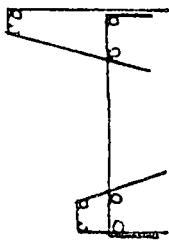
$$\frac{L}{16} \leq \frac{L}{20}$$



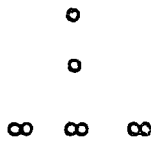
$$2.5\text{ m} < s < 4\text{ m}$$



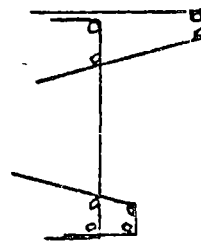
cimbra



refuerzo ordinario



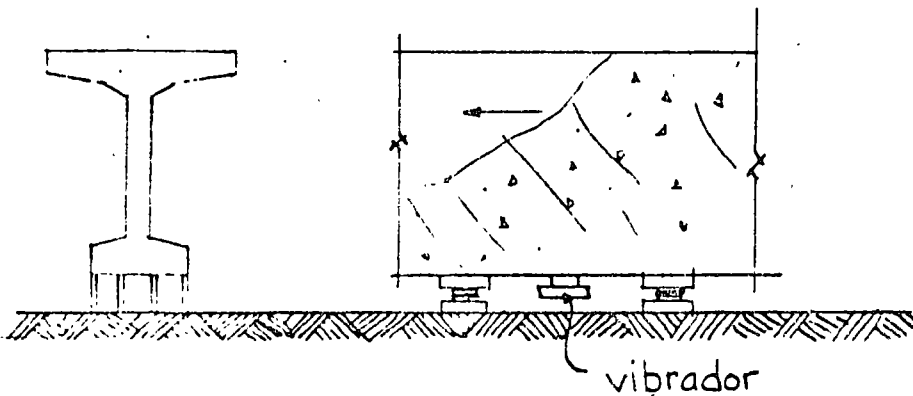
cables de prestuerzo



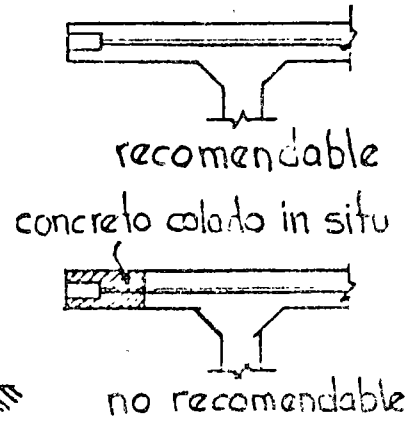
refuerzo ordinario



cimbra



vibrador



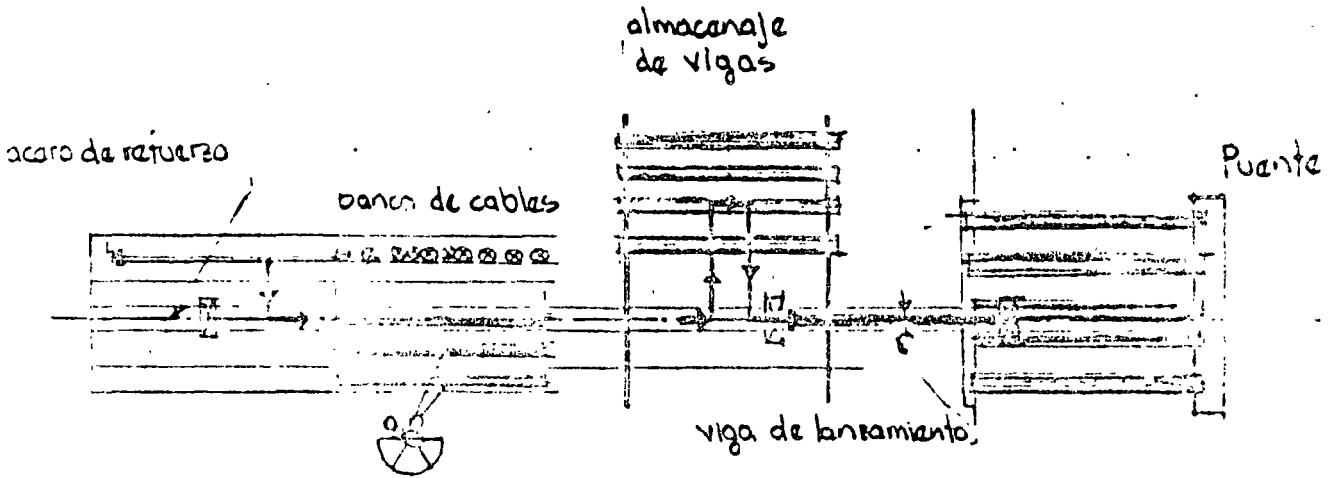
recomendable

concreto colado in situ

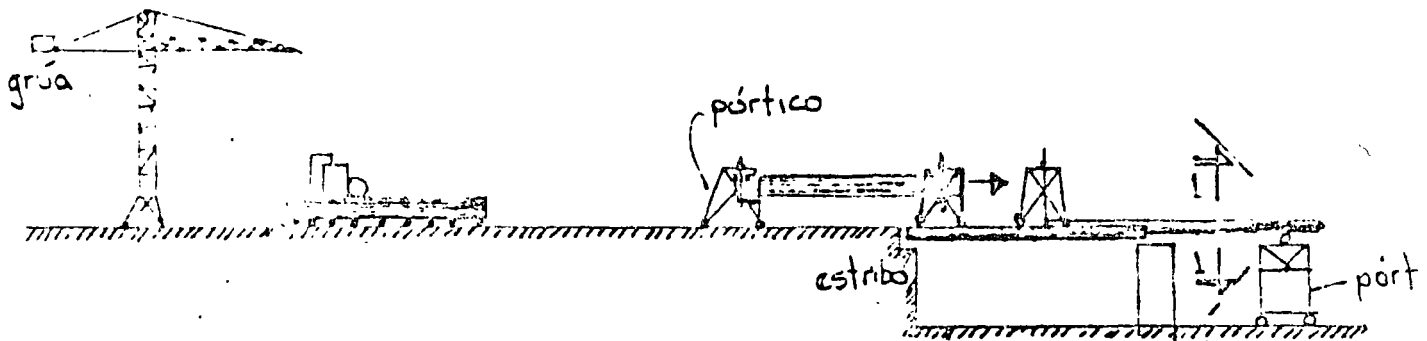
no recomendable

PUENTES PREFABRICADOS  
 A BASE DE VIGAS

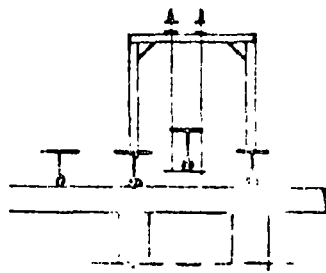




PLANTA

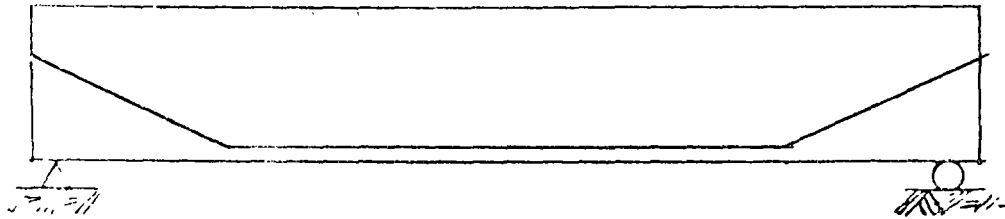
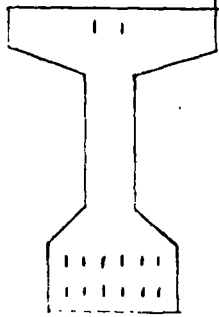


ELEVACION

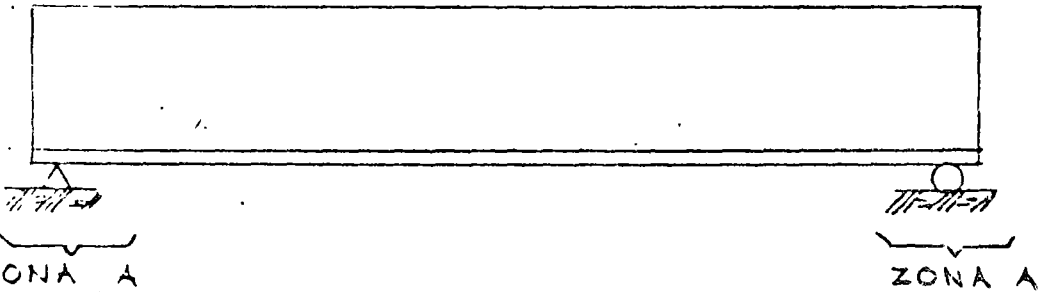


CORTE 1-1

PREFABRICACION EN OBRA



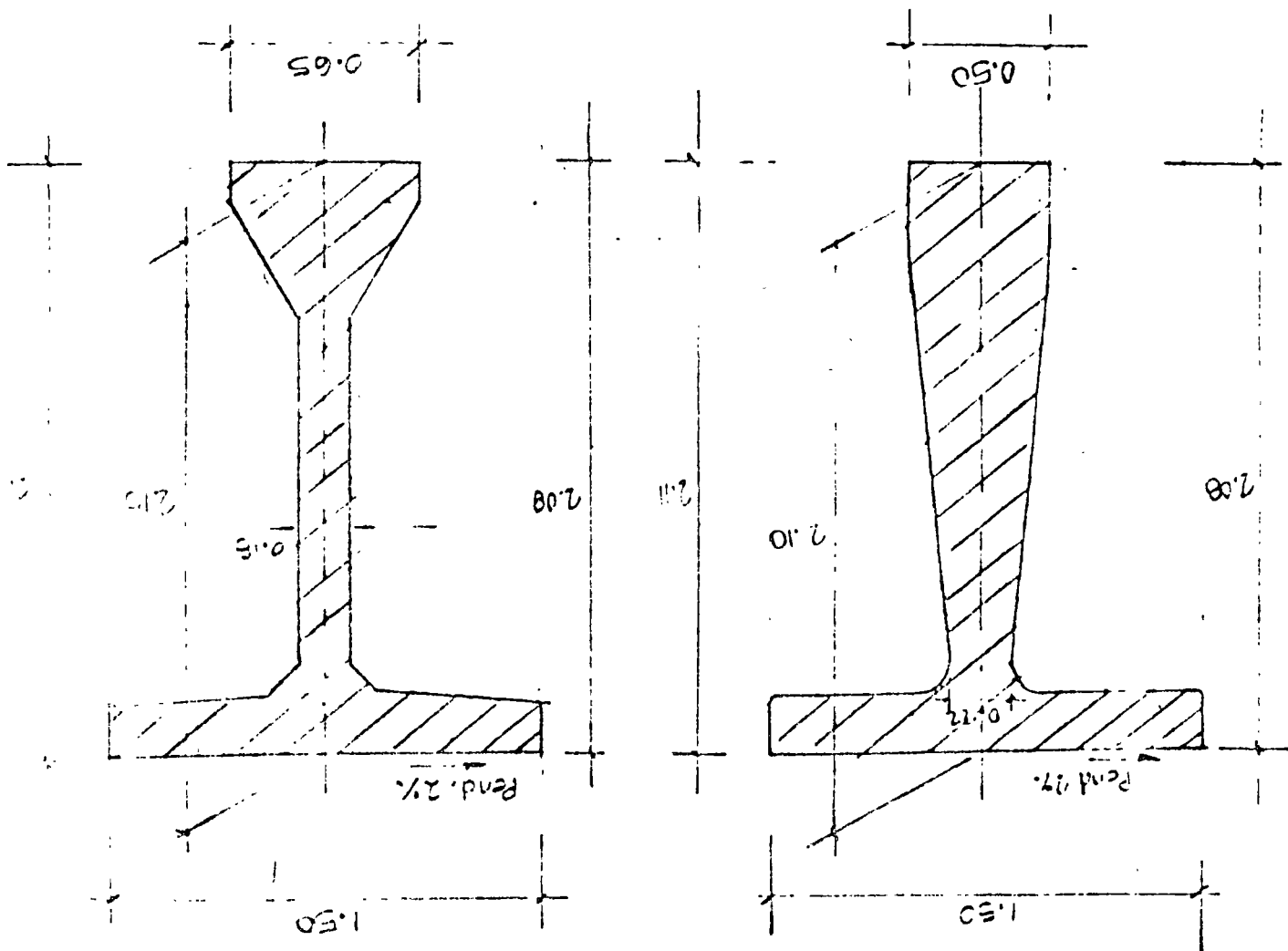
a) Trazo de alambres o torones  
(poco frecuente y costoso)

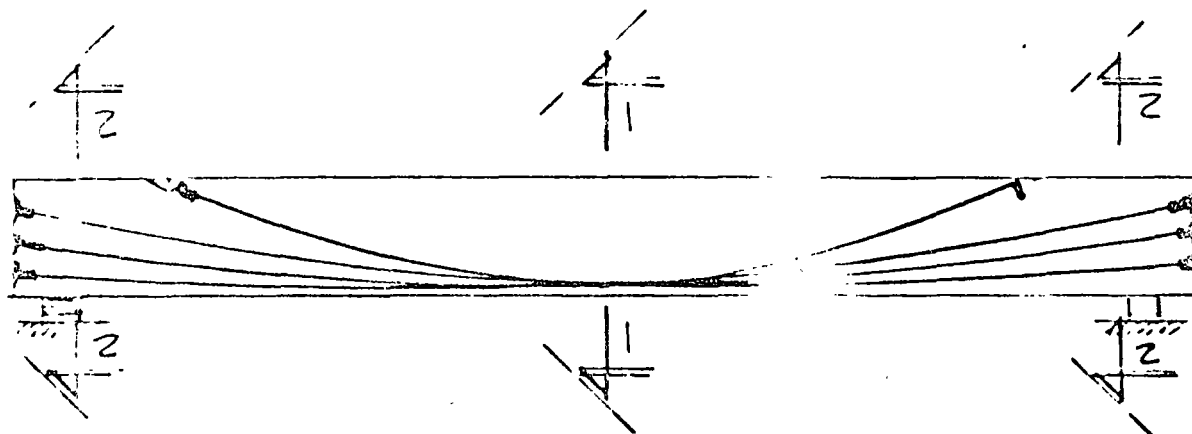


b) Trazo recto  
(Zona A con o sin adherencia)

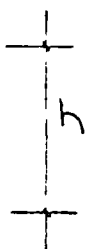
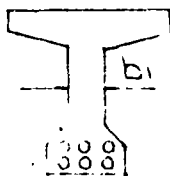
PUENTES PREFABRICADOS  
PRETENSADOS

SECCIONES TIPO DE VIGA 2

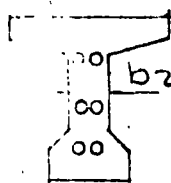




a



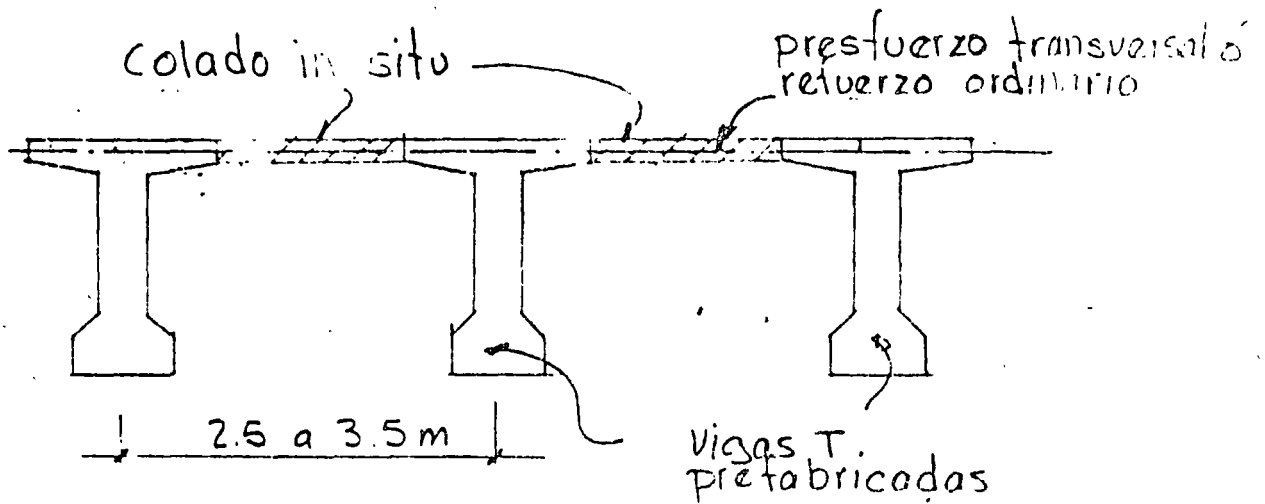
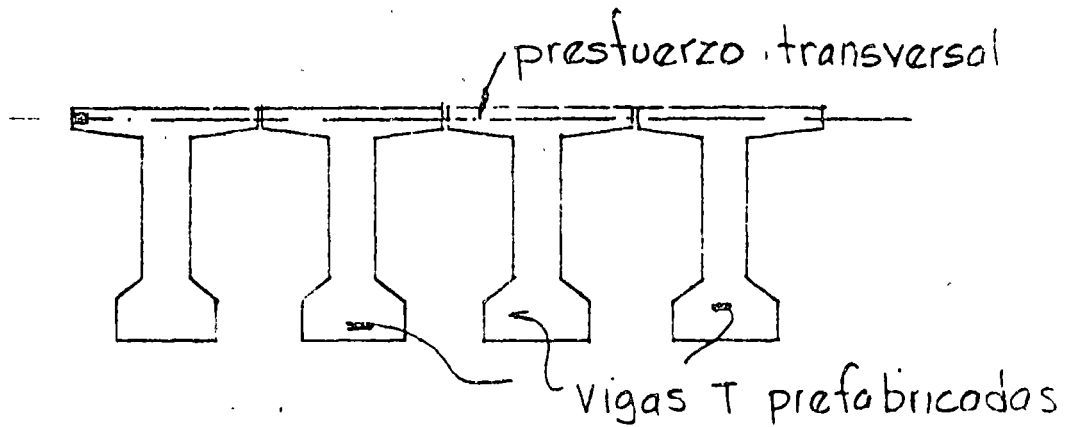
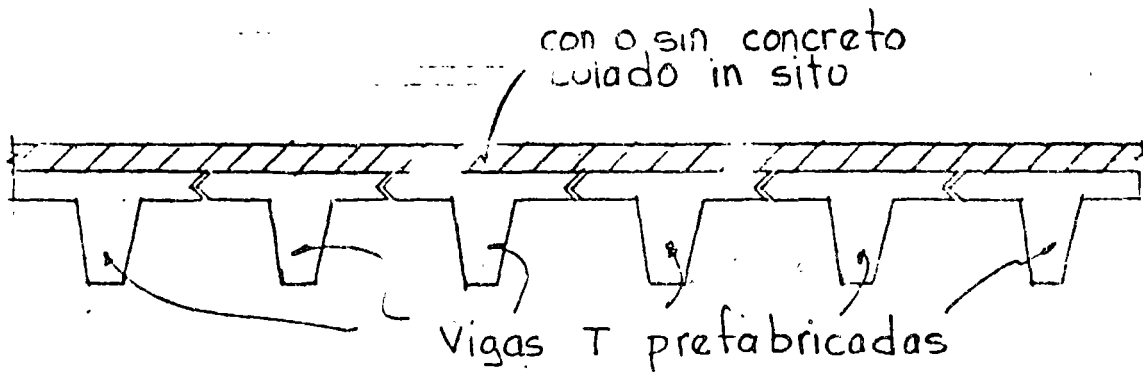
a



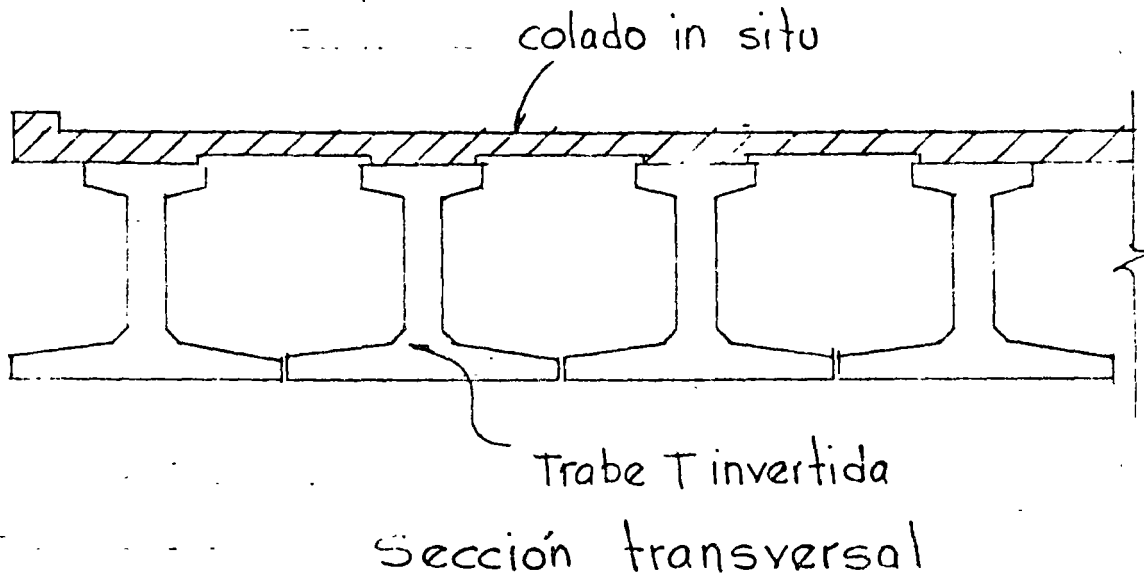
CORTE 1-1

CORTE 2-2

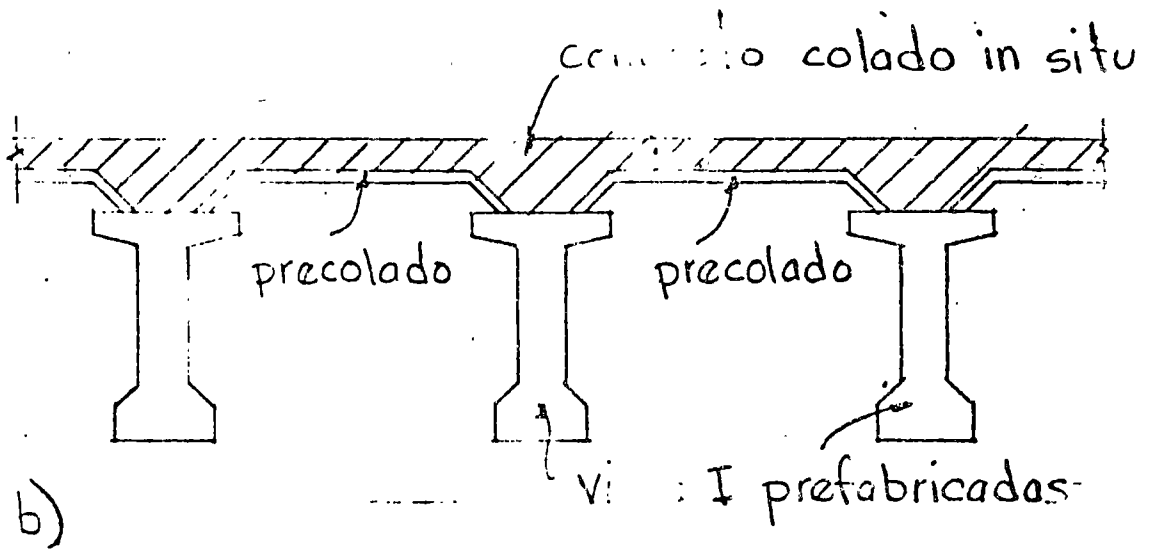
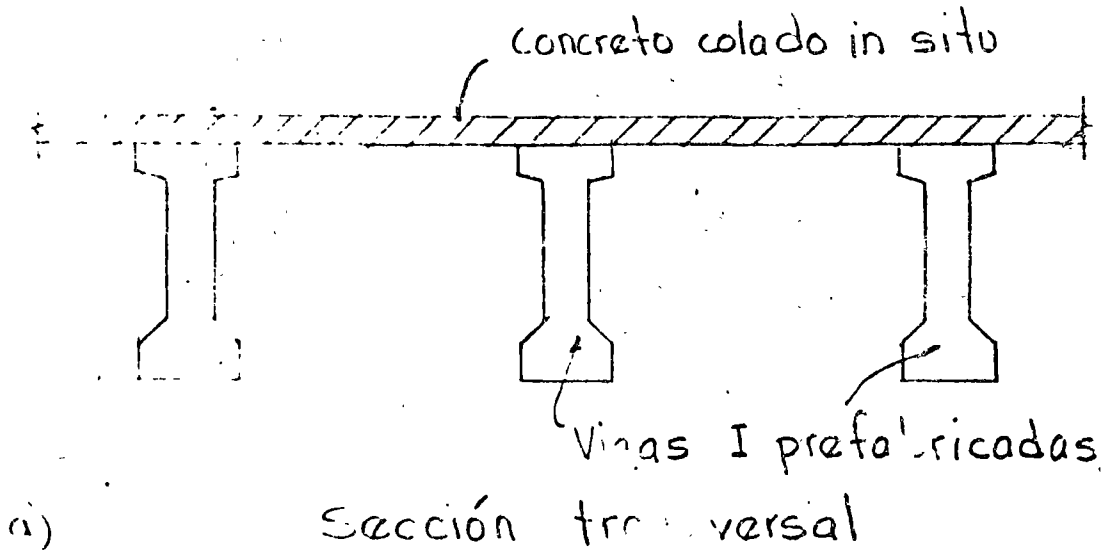
TRAZO TIPICO DE CABLES EN  
VIGAS POSTENSADAS PREFABRICADAS



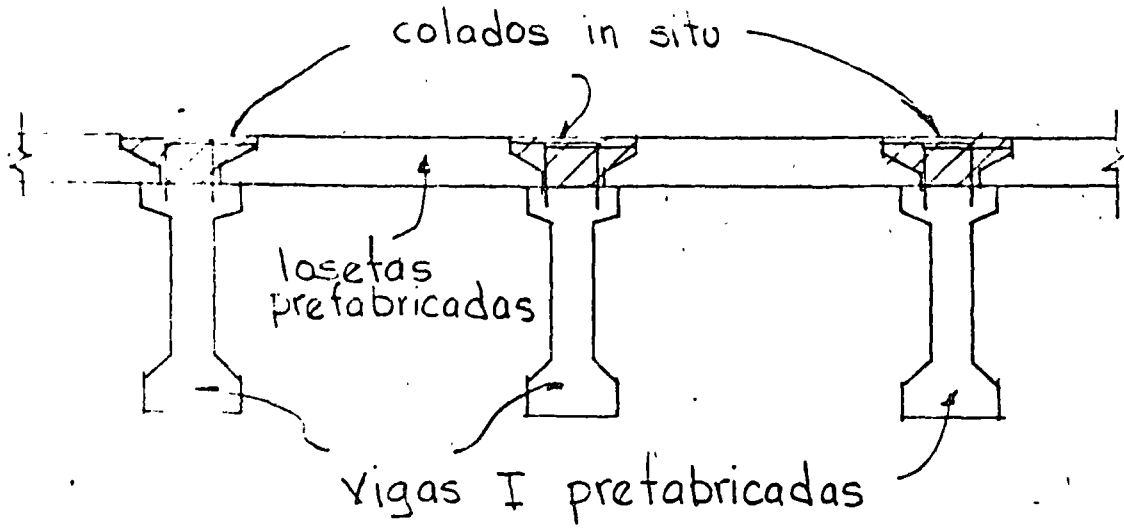
SISTEMAS DE PISO CON  
VIGAS T (I)



SISTEMAS DE PISO CON  
VIGAS T (II)

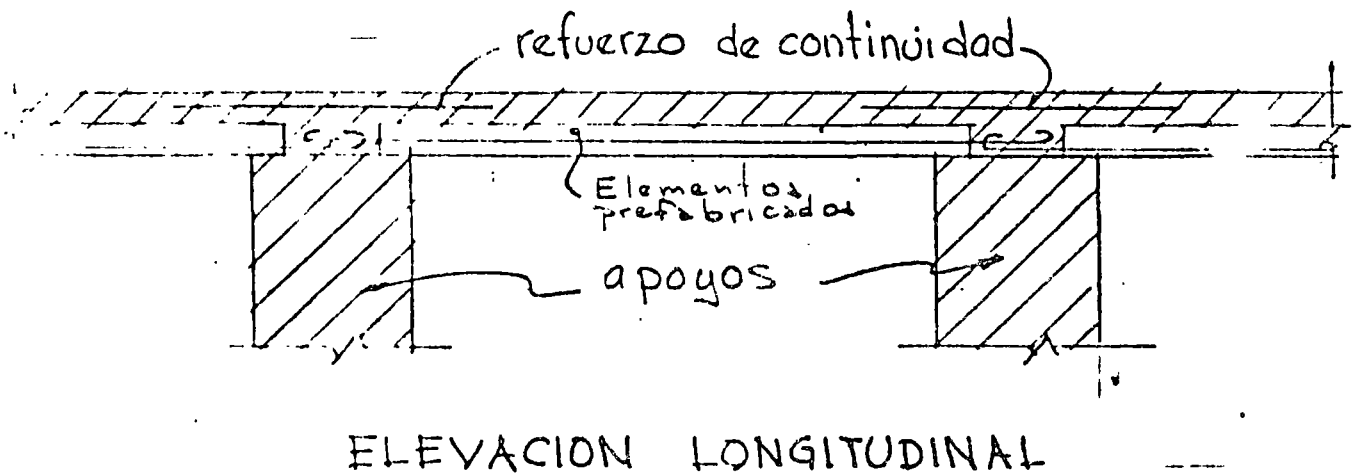
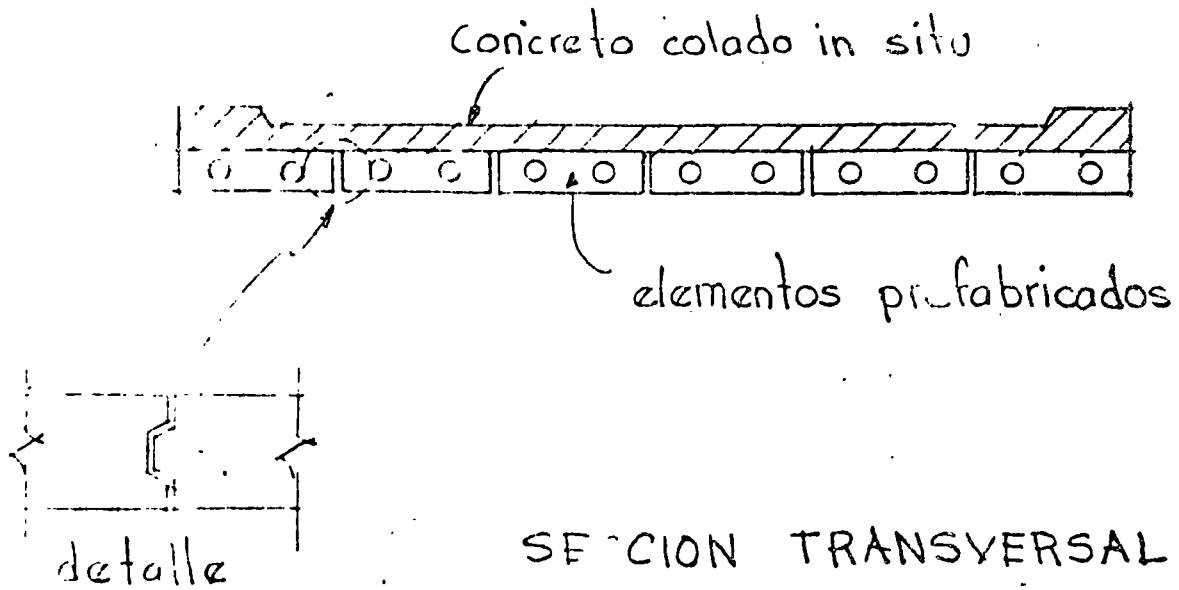


SISTEMA DE PISO CON  
VICAS I (I)



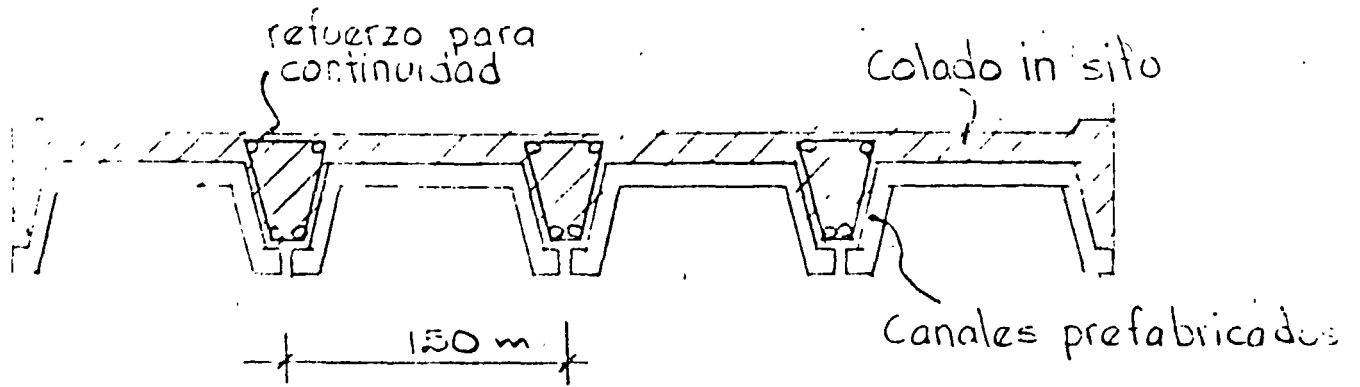
SISTEMAS DE PISO CON  
VIGAS I (II)



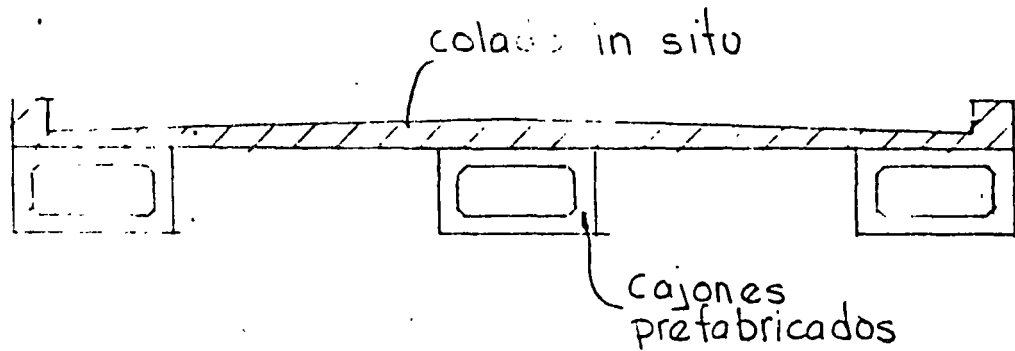


SISTEMAS DE PISO EN SECCION

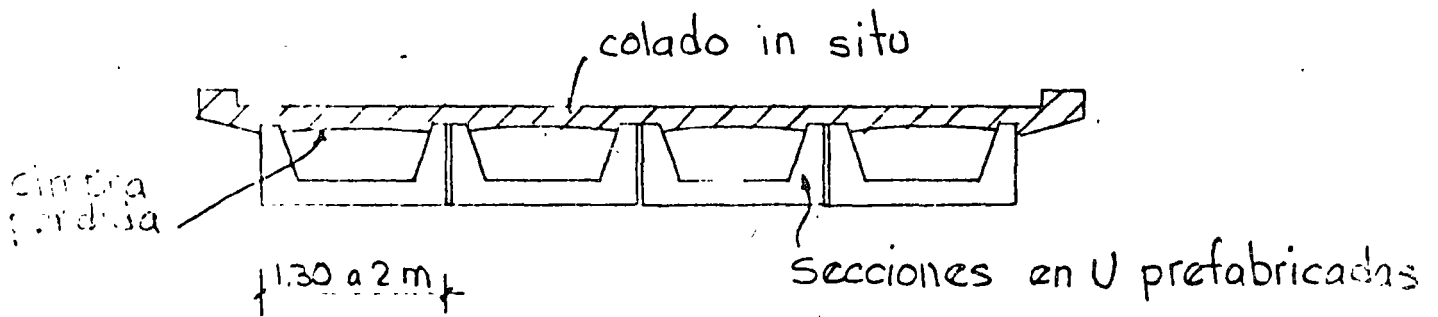
COMPUESTA ( I )  
(claros pequeños de 6 a 10 m)



a) Secciones en canal



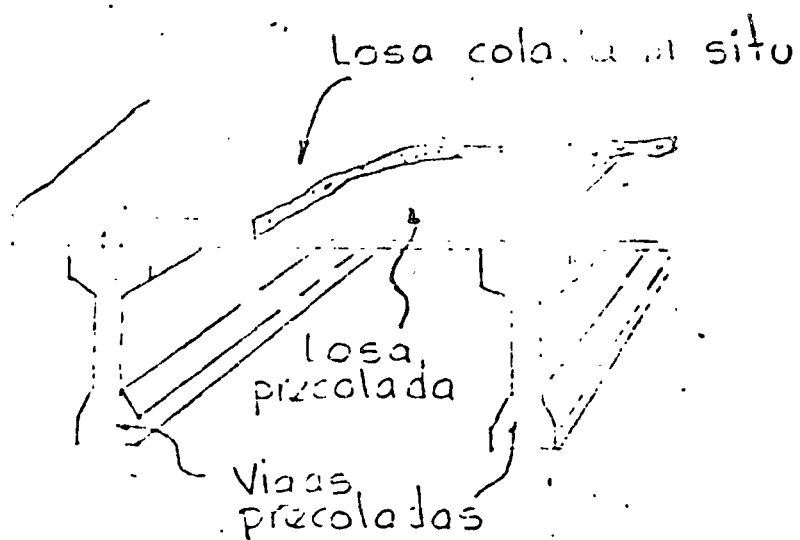
b) Sección transversal en cajón



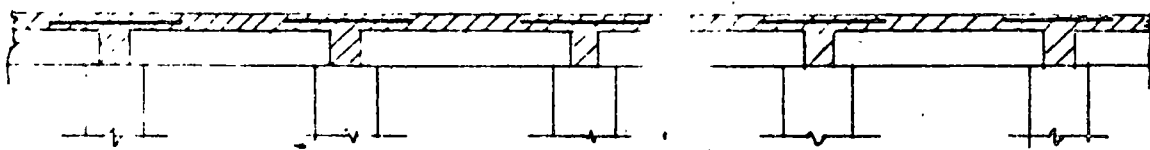
c) Sección transversal en U

SISTEMA DE PISO EN SECCION

COMPUESTA (II)

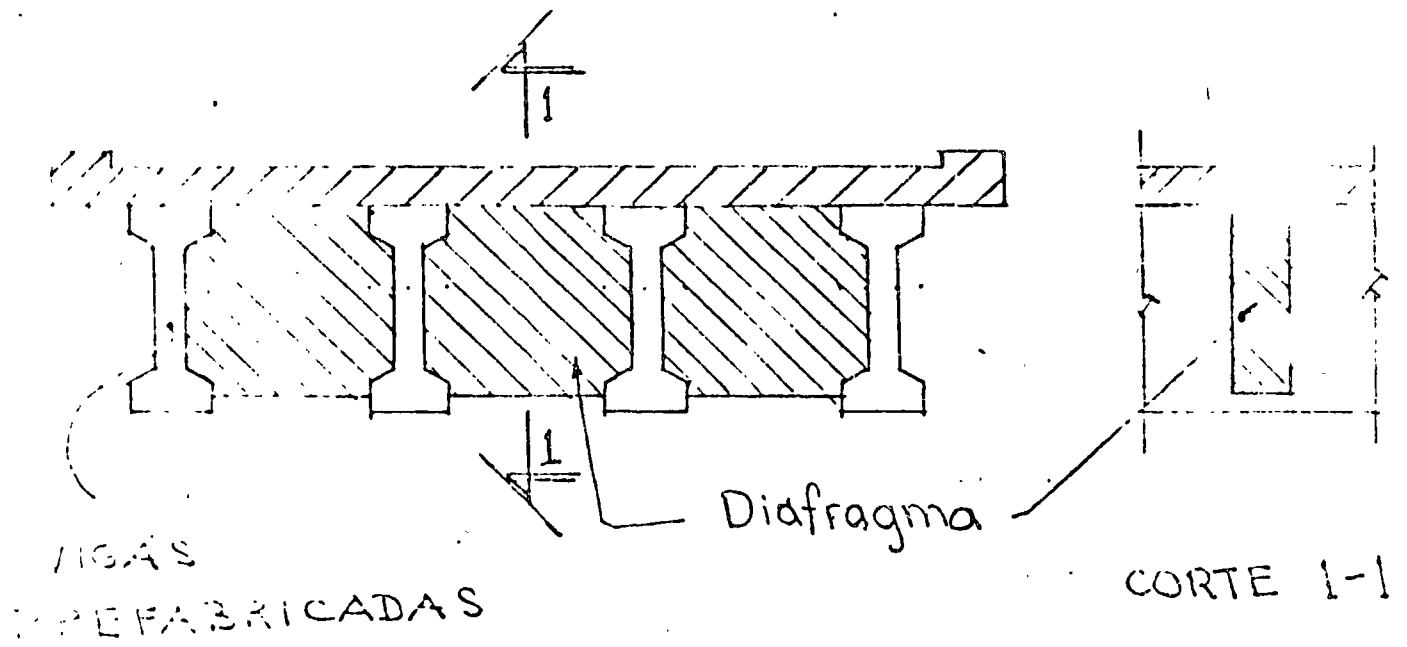


CONSTRUCCION MIXTA



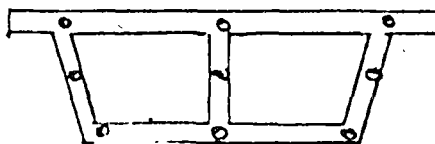
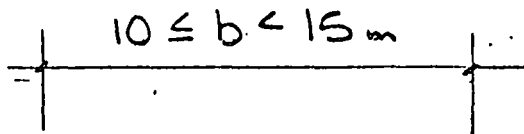
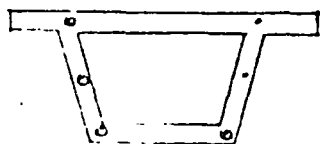
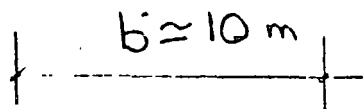
Variante { apuntalado  
sin apuntalar

PUENTES ISOSTATICOS E HIPERESTATICOS

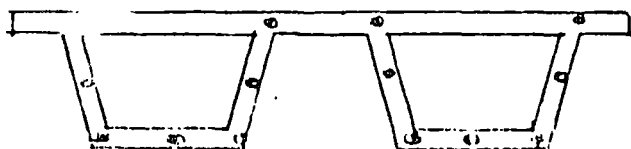
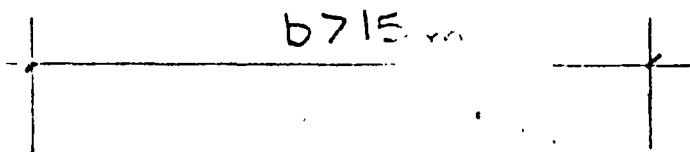


Ventajas y desventajas

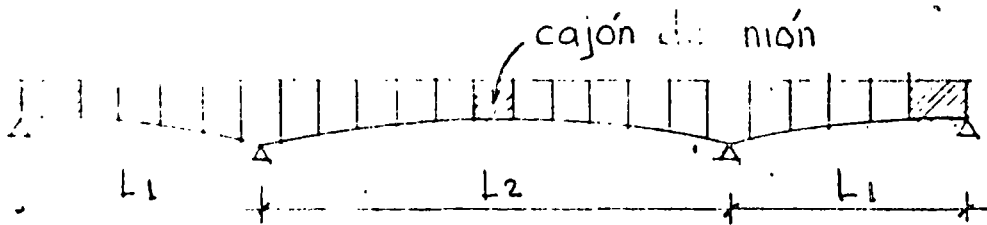
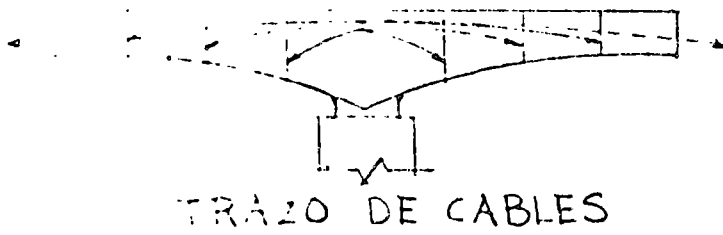
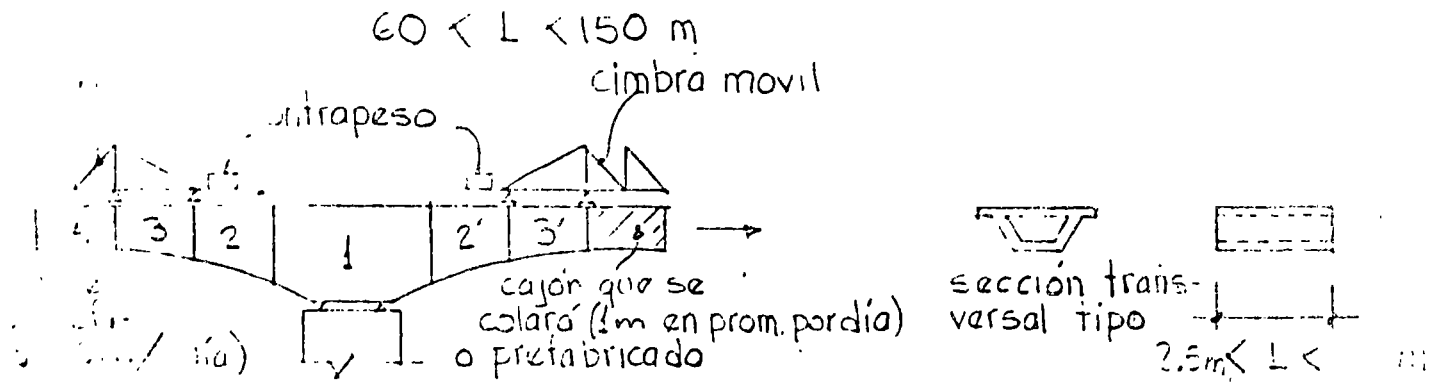
RIGIDIZACION TRANSVERSAL



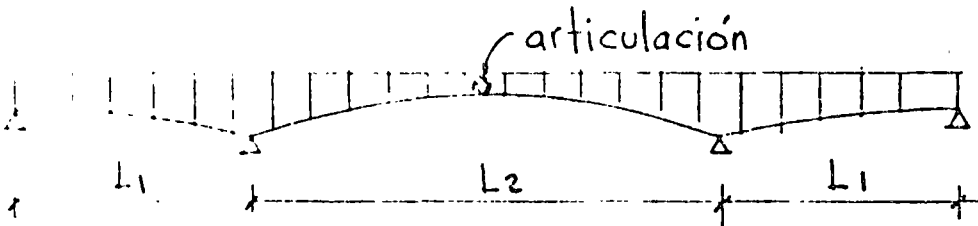
$L \approx 3 \text{ m}$



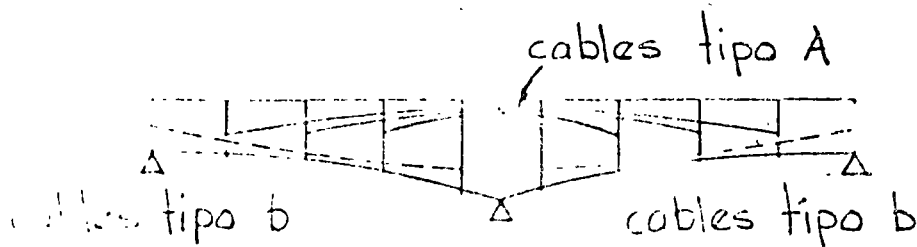
SECCIONES TIPO EN CAJON  
PARA PUENTES  
(DOVELAS PREFABRICADAS)



PUENTE CONTINUO



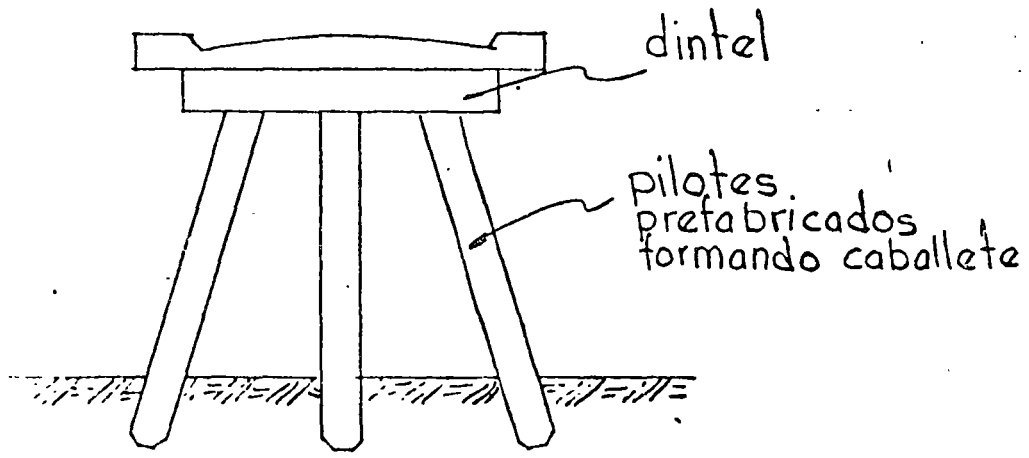
PUENTE ARTICULADO



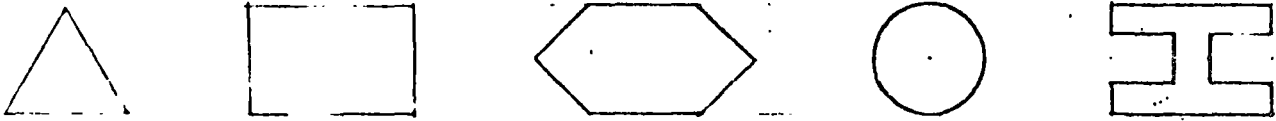
esquema del trazo de cables

PUENTES PREFABRICADOS EN DOBLE VOLADIZO

Cimentaciones prefabricadas { Pilotes  
Zapatatas



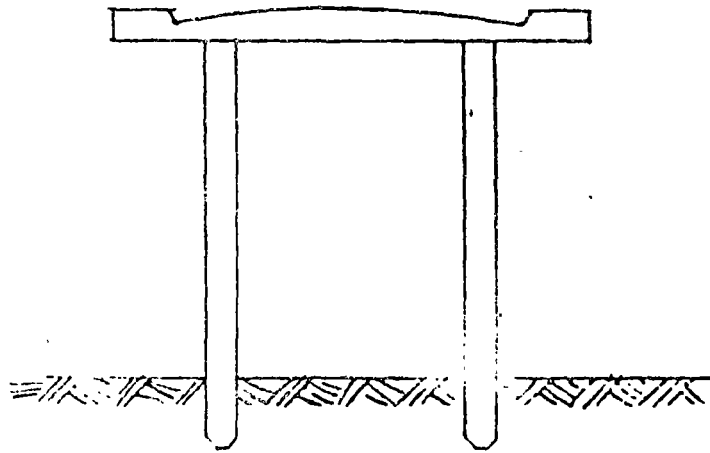
(a)



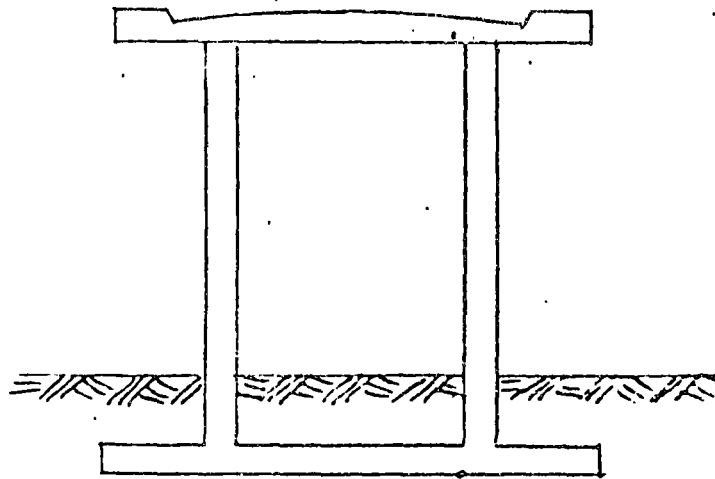
(b) Secciones transversales de pilotes

CIMENTACION



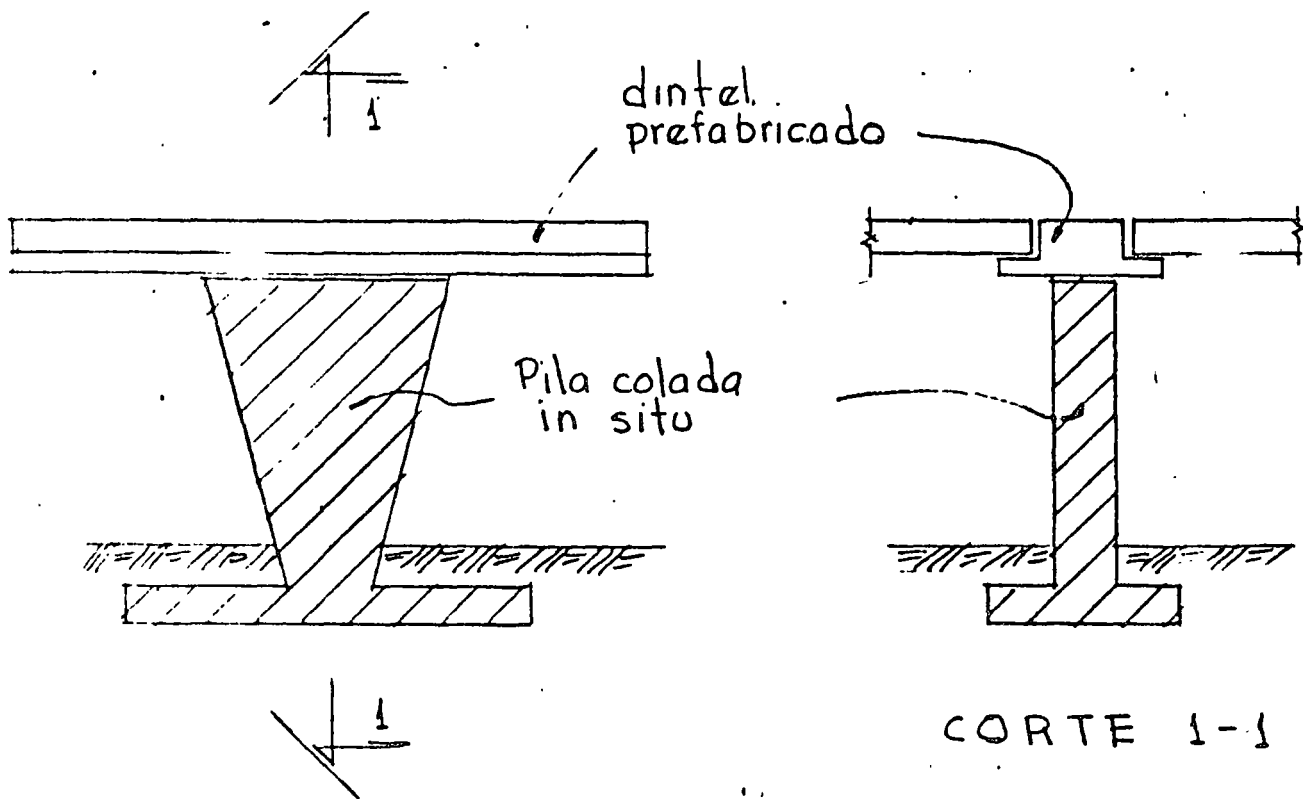


a) Pilotes que forman caballetes

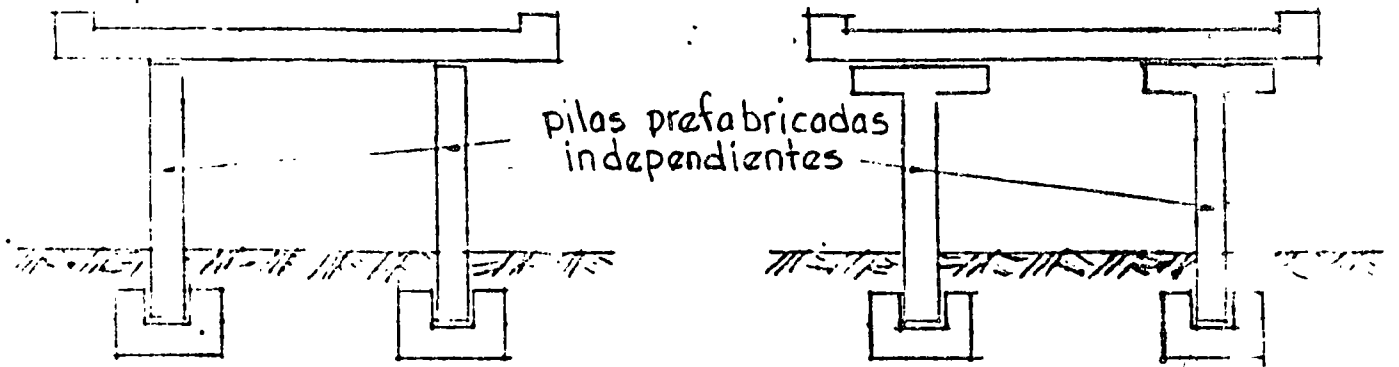


b) Cimentación independiente

APOYOS INTERMEDIOS (I)

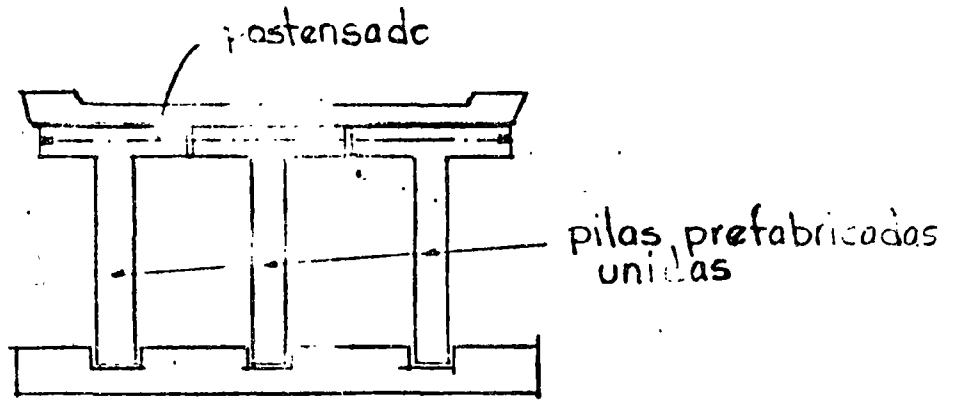


APOYOS INTERMEDIOS (II)



(a)

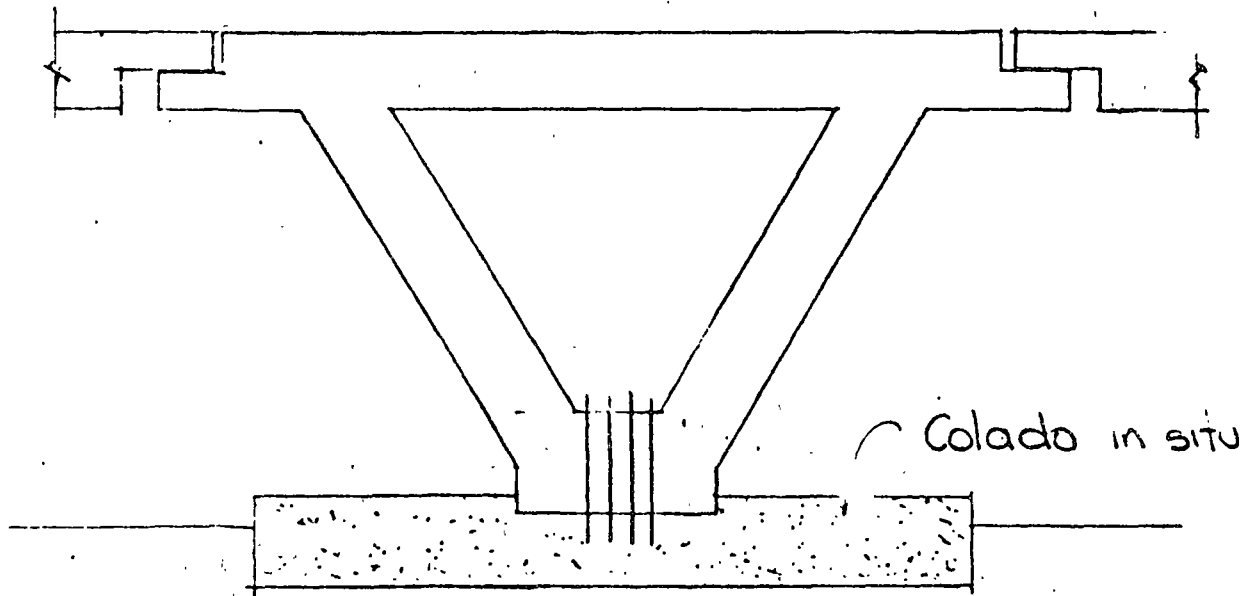
(b)



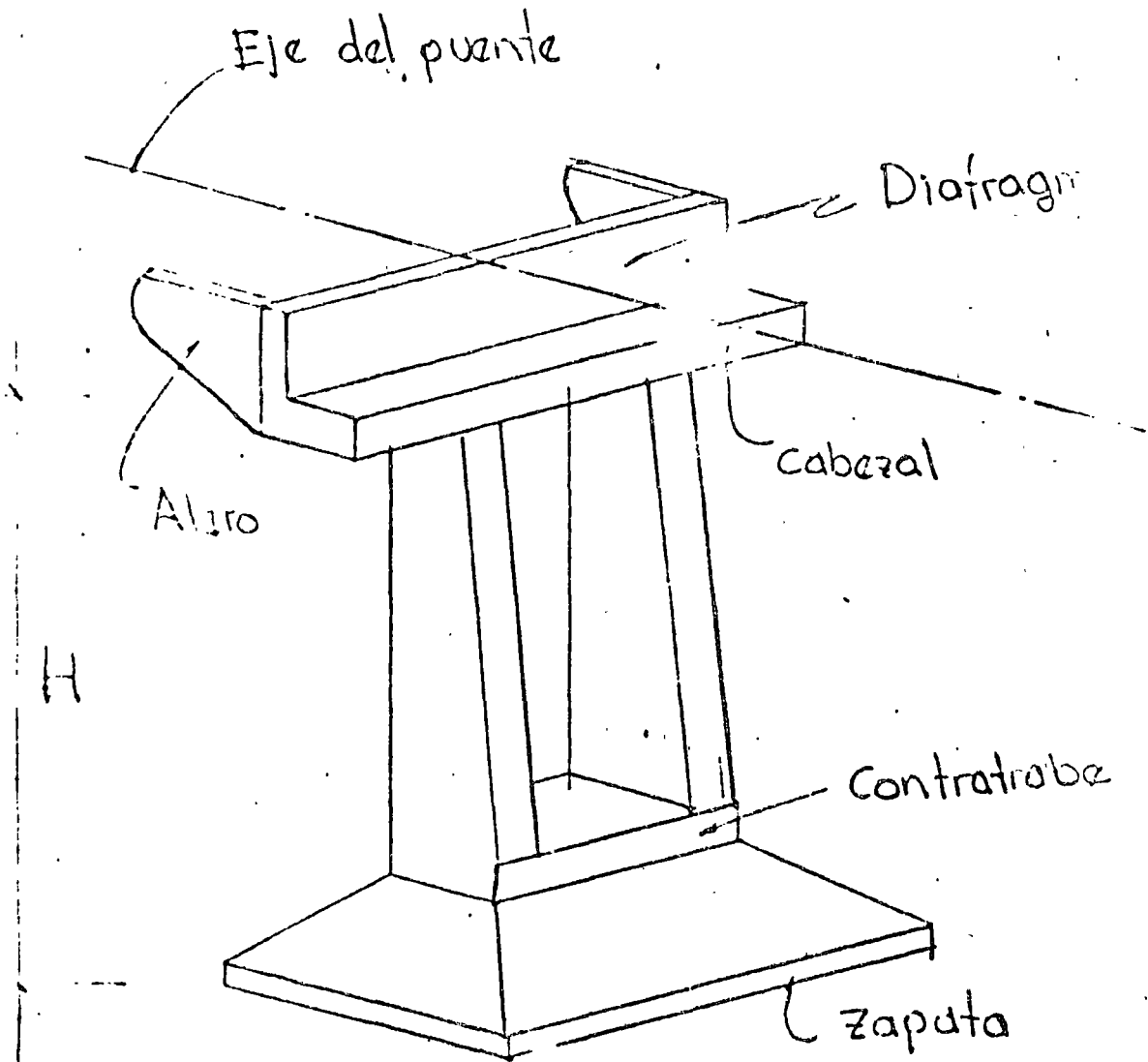
(c)

Pilas prefabricadas

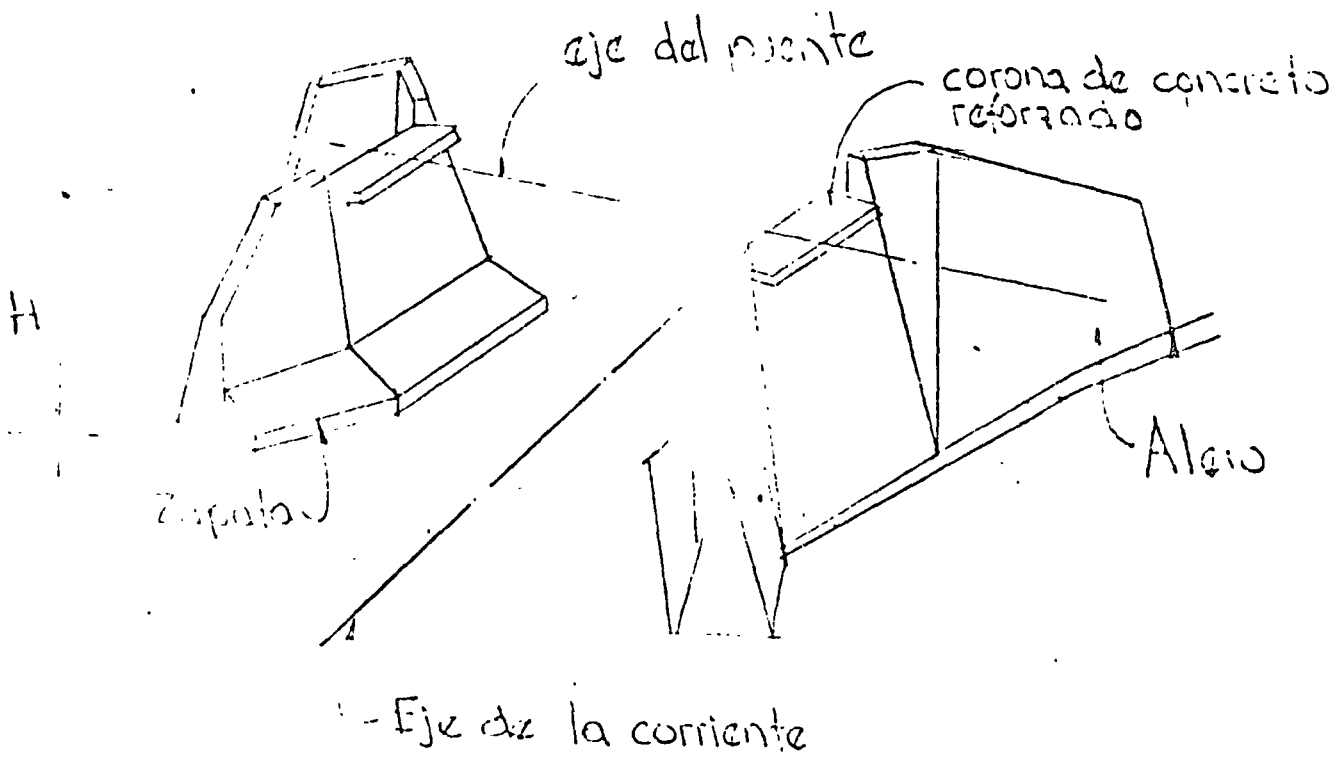
APOYOS INTERMEDIOS (III)



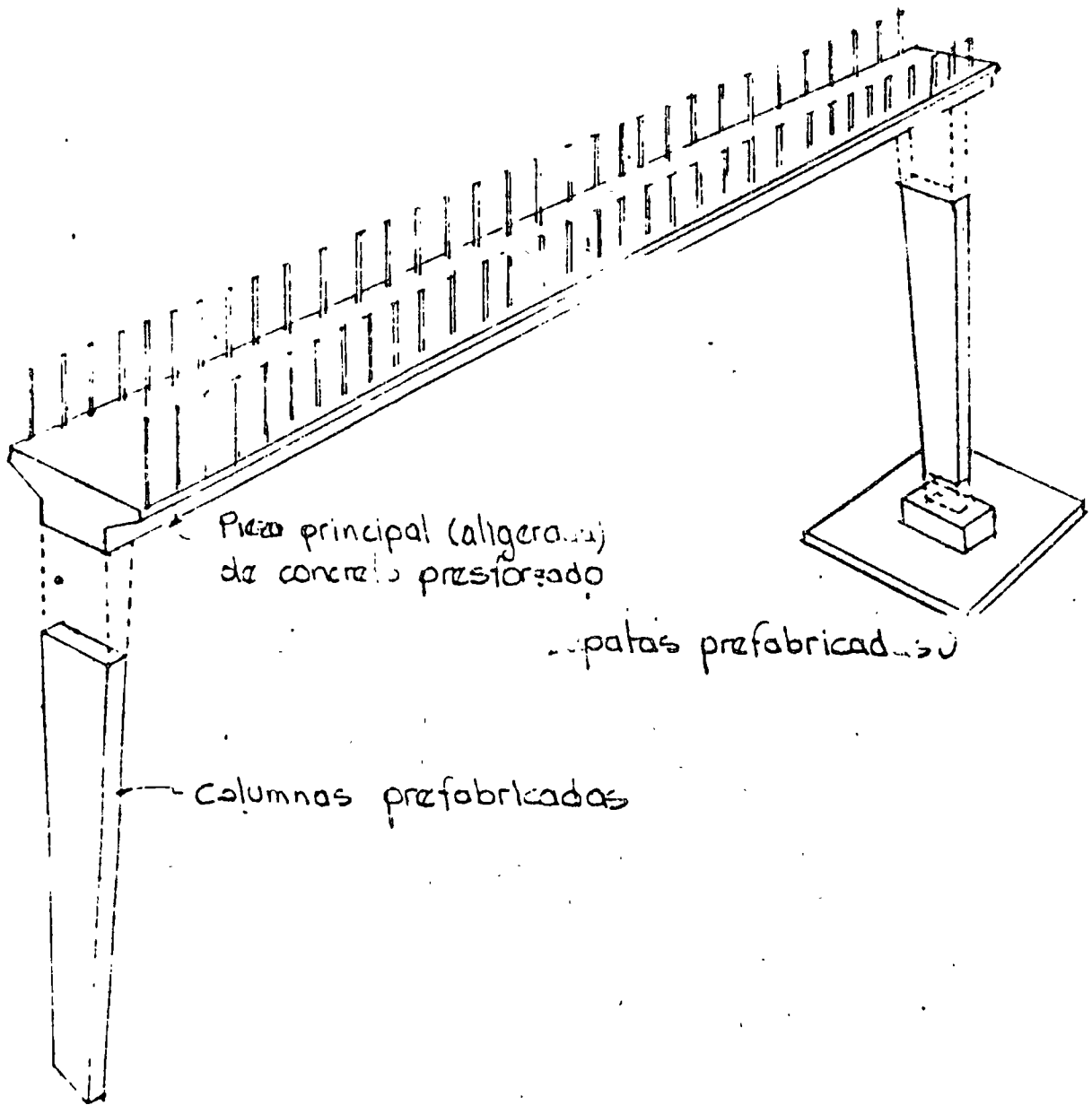
CABALLETES TRIANGULARES



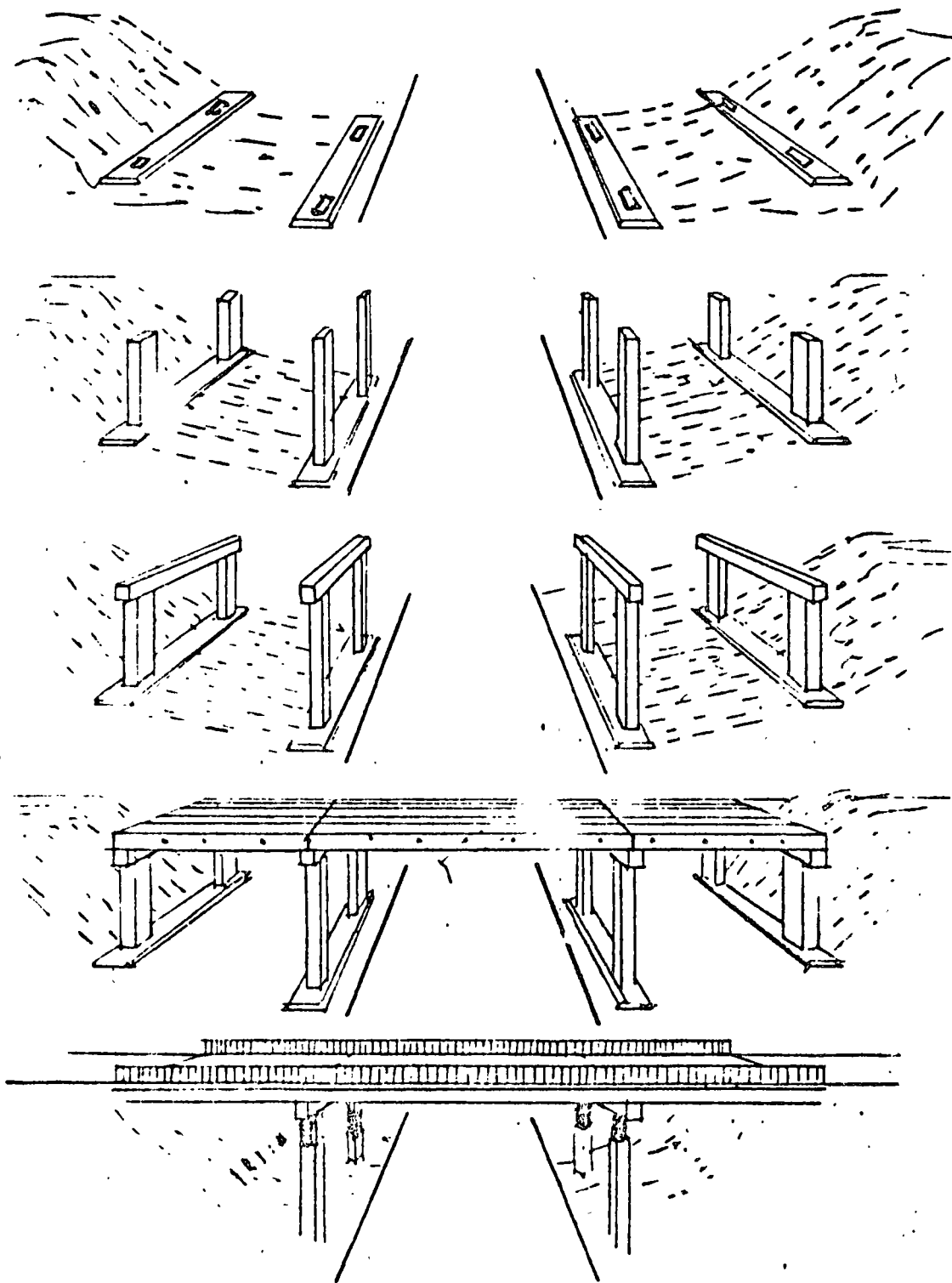
ABALLETI EXTREMOS



ESTRIBOS



PUENTE PARA PEATONES



PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTE  
TOTALMENTE PREFABRICADO





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

IDEAS GENERALES SOBRE EL ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO  
DE PUENTES

ING. JOSE MARIA RIOBOO MARTIN

AGOSTO, 1978.

IDEAS GENERALES SOBRE EL ANALISIS Y DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES

ING. JOSE MA. RIOBOO MARTIN

INTRODUCCION

Una gran parte de los puentes tanto carreteros como para ferro -- carril se resuelven a base de concreto reforzado o presforzado en la superestructura y mampostería o también concreto reforzado en la subestructura.

Un problema importante es el análisis y dimensionamiento de la superestructura ya que aunque podría pensarse que las hipótesis de análisis frecuentemente son independientes del tipo de material empleado, es importante hacer notar que debido al comportamiento específico del concreto reforzado requiere un tratamiento especial, esto lo verifican los Reglamentos modernos ya que le dedican cada vez mayor atención a los aspectos de análisis. Esto es debido a los siguientes factores:

- a) La hiperestaticidad natural que brindan las estructuras de concreto reforzado.
  - b) La variabilidad en la rigidez de los elementos debido al agrietamiento
  - c) Las rigideces relativas a flexión y torsión de los elementos interconectados
  - d) Los efectos a largo plazo del concreto.
- .....

En este capítulo se mencionará los problemas específicos de estructuración, diseño y algunos criterios de análisis de superestructuras a base de elementos de concreto tanto presforzados como reforzados.

ESTRUCTURACION

De acuerdo al tipo de carga rodante de los puentes se ha encontrado que la solución más eficiente para claros mayores de 4m. es el empleo de trabes longitudinales paralelas al tráfico y encima de estas, se cubre con una losa cuyo mínimo espesor es de 15 cm. según las especificaciones, y que por razones de economía es conveniente mantener dicho peralte. debido a este criterio el número de trabes y la separación de las mismas dependerá del claro máximo -- que puede aceptar la losa de 15 cms. de espesor cuyo refuerzo principal es perpendicular al tránsito. Lógicamente para puentes cuyos claros son menores de 4.50 m. se utiliza la solución a base de -- una losa maciza cuyo refuerzo principal es paralelo al tránsito.

La estructuración mencionada anteriormente se utiliza frecuentemente en claros hasta de 40 m. Cuando el claro es mayor de 12 m. es económico el uso de vigas de concreto presforzado.

Esta solución facilita también el empleo de vigas prefabricadas, - placas y losa colada en sitio.

Las trabes longitudinales se ligan entre sí por medio de diafragmas que corren en sentido perpendicular al tránsito, frecuentemente los diafragmas se disponen en el centro del claro del puente y en función de su longitud pueden añadirse diafragmas intermedios.- Así mismo se construyen en los apoyos de los puentes unas vigas --

.....

diafragmas que generalmente resultan de menor peralte que las centrales cuyo objetivo es evitar la concentración de carga producida por las ruedas debido a la escasa área tributaria que brindan los bordes de la losa y además sirven para sujetar las vigas en los apoyos.

La función de los intermedios es repartir las cargas concentradas -- en las vigas longitudinales y reducir los momentos torsionantes producidos por la deformación de la losa de piso así como brindar una mayor rigidez del conjunto.

En el caso de viaductos en donde pueden existir limitaciones de peralte la subestructura se resuelve a base de una losa aligerada con tubos de concreto, cartón, postensado o de refuerzo ordinario, en este caso si se emplean elementos prefabricados estos pueden solucionarse a base de trabes cajón o trabes T invertida, que brinden en el lecho inferior del puente una superficie lisa horizontal. Esta solución -- por razones constructivas se emplea frecuentemente para "puentes de reposición" para ferrocarril, en el cual debido a la necesidad de -- mantener el tránsito de las vías, se eliminaría cualquier colado en sitio de tipo estructural y en este caso el efecto del diafragma se consigue por medio de cables presforzados que se enebren en perforaciones que previamente se dejan en las vigas, con objeto que en el sitio se logre el amarre entre las vigas.

### DESEÑO

El objeto fundamental del diseño estructural es el obtener las características y dimensiones de los elementos de una estructura, en este caso un puente, para que al cumplir con su función encomendada tenga la resistencia suficiente de acuerdo con los factores de seguridad --

establecidos y un comportamiento adecuado bajo condiciones de servicio.

De acuerdo con las características del concreto reforzado y presforzado los Reglamentos actuales señalan claramente el objetivo anterior, éste es, que por una parte indican las normas encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura utilizando hipótesis de dimensionamiento derivados de un número suficiente de pruebas de laboratorio con objeto de lograr predecir los mecanismos de falla bajo la acción de uno o varios elementos -- mecánicos actuantes; en esta forma se logran resultados de mayor -- confiabilidad en relación a los criterios tradicionales derivados de consideraciones elásticas y bajo esfuerzos permisibles (2,3,4) y por otra se preocupan de la respuesta de la estructura bajo condiciones de servicio.

Los Reglamentos actuales de puentes se mantienen bajo criterios más conservadores que los correspondientes a edificios esto es debido a que no se conoce con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva así como la fatiga debido a la repetición de las cargas, pero a medida que se va obteniendo mayor información de los ensayos de laboratorio los Reglamentos de puentes van identificándose con los Reglamentos de construcción de estructuras urbanas vigentes.

Una deficiencia fundamental entre los Reglamentos mencionados son los valores de los factores de carga y los esfuerzos permisibles según los métodos tradicionales de dimensionamiento elástico.

En Europa existe la tendencia de incorporarse a los Reglamentos criterios probabilísticos tanto para evaluar las cargas vivas, como --

los efectos de fatiga encaminado a establecer los "estados limites" aceptables tanto por resistencia como por condiciones de servicio.

La revisión bajo condiciones de servicio en el caso del concreto - tanto reforzado como presforzado está en la predicción del agrietamiento y las deformaciones bajo criterios semiempíricos, en donde un gran número de ensayos de laboratorio han demostrado que estos fenómenos no solo dependen de los esfuerzos permisibles si no que existen otras variables de gran importancia, la exactitud de dichos procedimientos es menor que la que se obtiene al evaluar los mecanismos de falla debido a la gran cantidad de variables que intervienen en estos fenómenos. (7,8,9,10).

No obstante el grado de exactitud requerida para la obtención de estas respuestas es generalmente menor, debido a que estos parámetros son independientes de la resistencia y por lo tanto sólo se requiere conocer los órdenes de magnitud ya que bajo condiciones normales la estabilidad de la estructura es independiente de las deformaciones y agrietamiento de sus elementos.

El procedimiento usual para diseñar un puente de concreto es el obtener los elementos mecánicos de acuerdo con un análisis elástico, los cuales se afectan por los factores de carga que especifican -- los Reglamentos, los cuales varían en función de la combinación de las acciones que se tengan en la estructura y realizar el dimensionamiento por resistencia verificando que los elementos mecánicos resistentes de la estructura sean mayores o iguales a los elementos mecánicos actuantes. Posteriormente revisar el agrietamiento y las deformaciones bajo los elementos mecánicos de servicio.

## ANALISIS

Anteriormente se mencionó que la superestructura de los puentes frecuentemente está constituida por una serie de trabes llamadas largueros en el sentido longitudinal y otras transversales que reciben el nombre de diafragma al estar estos elementos rigidamente unidos entre sí el conjunto recibe el nombre de emparrillado.

Es posible hacer el análisis del emparrillado aceptando las hipótesis de la elasticidad, pero esto resulta muy laborioso debido a que generalmente esta estructura constituye un sistema altamente indeterminado. Además la losa que liga a las trabes modifica el comportamiento del emparrillado, por lo que los resultados obtenidos en el análisis de éste, no son del todo rigurosos.

Por lo anterior se justifica el recurrir a ciertas hipótesis que nos simplifiquen el problema y den lugar a resultados aceptables.

En un principio se podría pensar en dos hipótesis extremas que nos simplifiquen notablemente el análisis. Una de ellas sería el considerar que la rigidez de los diafragmas es nula, por lo que se calcularían los largueros como si estuviesen aislados entre sí. La otra hipótesis sería el considerar que la rigidez transversal del conjunto es infinita. Pero debido a que cualquier emparrillado se encuentra generalmente en situación intermedia con respecto a estas dos consideraciones, se hace necesario buscar criterios aproximados que tomen en cuenta las rigideces de los largueros y diafragmas.

Existe una gran variedad de métodos para analizar emparrillados de puentes los cuales pueden ser clasificados en dos grupos fundamentales:

- a).- Métodos llamados exactos.
- b).- Métodos aproximados.

Los métodos correspondientes al primer grupo, son aquellos que, despreciando la intervención de la losa, consideran sólo la acción individual de las trabes longitudinales y transversales, - tomando en cuenta sus respectivas rigideces a la flexión y torsión. Para cada nudo o intersección de dichos miembros se plantean las ecuaciones de deformación y se determina el problema-- utilizando las ecuaciones de equilibrio correspondientes.

Este procedimiento empleado por Lazardies (1) resulta poco práctico, debido a que en general el conjunto resulta ser de un alto grado de indeterminación, lo que da un número excesivo de -- ecuaciones e incógnitas.

El procedimiento de relajaciones empleado por Janssonius (2) se considera también dentro de los métodos llamados exactos, es semejante al método de Cross, e implica equilibrar y transportar pares de flexión y torsión simultáneamente en los nudos. Este - procedimiento suele resultar muy laborioso.

Los métodos aproximados pueden clasificarse como sigue:

- . Métodos basados en ciertas hipótesis que simplifican el análisis de la estructura.
- . Métodos basados en la teoría de la losa ortotrópica.



Entre los primeros se encuentra una gran diversidad de métodos que coinciden en la ventaja de una más fácil aplicación debido a que los resultados de los mismos se encuentran generalmente tabulados o bajo expresiones muy simples.

En el método de Engesser - Courbon, (3,4) se supone que, los diafragmas tienen una rigidez infinita, y que la carga que recibe - cada larguero es directamente proporcional a su rigidez y a la deformación del diafragma en el larguero. Hetenyi (5) considera que el tablero se deforma de tal modo que en las intersecciones de largueros y diafragmas no existe ningún giro, y bajo esta - - hipótesis resuelve el problema usando series senoidales que representan la carga y la deformación de la estructura en la dirección de los largueros. El método de Pippard (6) supone que los diafragmas se pueden reemplazar por un medio continuo y que los largueros no sufren ningún giro alrededor de su eje. Esto implica que dichos largueros son infinitamente rígidos a la torsión.

Los métodos de Krall (7) y Leonhardt (8,9) reemplazan el sistema transversal real por un solo diafragma virtual en el centro del claro con una rigidez equivalente al sistema real y desprecian los efectos de torsión en la estructura. Leonhardt da un carácter muy general al método. Henry y Jaeger (10) en su método, cambian los diafragmas reales por un medio continuo de rigidez equivalente y utilizan el "análisis armónico" para resolver la estructura.

El segundo grupo de procedimientos aproximados basados en el concepto de losa ortotrópica, en realidad corresponde a un solo método que se ha ido desarrollando por etapas. En este desarrollo

han intervenido Guyon, Massonet y Rowe. Guyon (11,12) resolvió el problema considerando que la superestructura se comporta como una losa con distintas rigideces longitudinal y transversal, debido a que la idea de emparrillado no está del todo clara, ya que la losa de piso juega un papel importante. Los efectos de torsión fueron introducidos posteriormente por Massonet (13,14) y, finalmente, para completar el estudio, Rowe (15) (16) analizó los efectos transversales en el puente.

La gran ventaja de este método es su fácil aplicación ya que los coeficientes de distribución se encuentran graficados para un gran rango de valores. Un inconveniente del método es que se encuentra limitado a que la superestructura esté formada por un conjunto de largueros iguales entre sí y un conjunto de diafragmas también iguales entre sí. Por otra parte la aplicación del método a puentes continuos no es tan sencillo y parece ser que los resultados no son muy aceptables.

Otro procedimiento que se considera exacto es el utilizar la técnica de elemento finito, esto es, el aislar un número lo más grande posible de elementos constitutivos de un puente y analizar y establecer las interacciones relativas entre cada uno de ellos, este método sólo es factible utilizar la computación en la actualidad existen este tipo de programas para análisis de puentes. Si se hace un estudio comparativo entre algunos de los métodos aproximados que se mencionaron para analizar superestructuras de puentes nos encontramos que el método de coeficientes de repartición del AASHTO no es recomendable debido a que se obtuvieron resultados que discrepan de modo definitivo con respecto a los valores proporcionados por los otros métodos; además en el

caso de que se quisiera obtener un mayor refinamiento de manera - que a cada larguero se le proporcionará la capacidad estrictamente necesaria, se está en peligro de que los largueros extremos queden seriamente afectados y en cambio los intermedios queden sobrados.

El método de Engesser - Courbon es ideal para los primeros tanteos, ya que da resultados bastante aceptables con una gran sencillez en su aplicación, aunque, se debe prever que los diafragmas tengan -- bastante rigidez, no olvidando que se puede obtener una mayor aproximación a medida que los diafragmas sean más rígidos. Es aconsejable verificar por otro método que tome en cuenta por lo menos, las rigideces relativas de largueros y diafragmas, cuando se trate de proyectos definitivos, ya que se corre el riesgo de encontrarse - del lado de la inseguridad, por la posibilidad de que los diafragmas no sean suficientemente rígidos, con respecto a los largueros.

El método de Leonhardt es de mayor confianza, por tomar en cuenta las rigideces relativas de sus elementos. Además nos brinda la posibilidad de calcular puentes continuos, tener diafragmas excéntricos con respecto al centro del claro, y que los largueros puedan ser de sección variable. La dificultad estriba en que sólo se tienen establecidas las expresiones generales para puentes que contienen de 3 a 6 largueros. En el caso de que se necesite analizar emparrillados de más de 6 largueros será necesario buscar otro método, hasta tanto no se establezcan las expresiones generales que tomen en cuenta más de 6 largueros. Otra desventaja de este método - con respecto a los otros es el despreciar los efectos de torsión, - que posiblemente en algunos casos tengan cierta importancia.

El método de los coeficientes de distribución Inglés, toma en cuenta un número mayor de variables y es el método más completo de todos los que se han estudiado, aunque para nuestro puente en especial, quizá sus resultados se tomen con ciertas reservas, ya que este método se basa en considerar que la super-estructura del puente tiene el comportamiento de una losa ortotrópica. Dicha consideración arrojará valores más cercanos con la realidad a medida que el emparrillado se aproxime a convertirse en una losa. La aplicación del método es sencilla.

El procedimiento AASHO resulta ser inadecuado; ya que al alejarse de la idea fundamental de emparrillado y considerar que el diafragma se apoya en largueros fijos, da por resultado valores del lado de la inseguridad.

REFERENCIAS

- 1) LAZARDIES, T.O.  
 "The Design and Analysis of Openwork Prestressed Concrete Beam Grillages". Civil Engineering and Public Works Review Vols. 47 y 48. Junio, 1952.
- 2) JANSSONIUS, G.F.  
 Nieuwe Vereffeningsmethoden voor het Berekenen. Van Balkroosters. (Nuevo método de relajaciones para cálculo de emparillados). Delft. 1948.
- 3) COURBON J.  
 "Application de la Resistance Des Materiaux Au Calcul Des - Ponts"  
 Paris, 1950
- 4) SAN MARTIN F.J.  
 "Cálculo de Tabuleiros de Pontes como Grelha Cálculo pelo-Método de Engesser-Courbon".  
 Boletín do Daer, Brasil, 1951
- 5) HETENYI, M.  
 "A Method for Calculating Grillage Beams".  
 S. Timoshenko 60 th Anniversary Volume  
 Nueva York, 1938
- 6) PIPPARD, A.J.S. and De WAELE J.P.A.  
 "The Loading of interconnected bridge girders Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol. 10, No.1, Noviembre - 1938
- 7) G. KRALL  
 Reparticion de Cargas en las Estructuras Compuestas.  
 Memorias del Congreso Internacional del Hormigón Armado. Lieja 1930
- 8) LEONHARDT, E. and ANDEA, IN.  
 Die Vereinfachte Tragerrrostberechnung  
 Julios Hoffman. Press. Stuttgart 1950
- 9) SAN MARTIN F.J.  
 "Método de Leonhardt para o Cálculo de Tabuleiros de Pontes como Grelha". Boletín do Daer, Brasil, 1951.
- 10) HENDRY A. W. & JAEGER L.G.  
 "The Analysis of Grid Frameworks and Related Structures  
 Londres, 1958
- 11) GUYON Y.

13

Calcul des Ponts larges a Poutres multiples solidarisees  
pardes entretoises.  
Annales des Ponts et Chaussées No.24  
Sep.-Oct.1946

- 12) GUYON Y.  
Calcul des Ponts dalles.  
Annales des Ponts et Chacesses, Vol. 119 No.29  
No.36 1949
- 13) MASSONNET. C.  
Methode de Calcul Des Ponts a Poutres multiples Tenant -  
compte de leur resistance a la torsión  
Zurich International Association for Bridge and Structural  
Engineering Publications Vol. 10, 1950.
- 14) MASSONNET C.  
Complements a la Methode de Calcul des Ponts a Poutres --  
Multiples. Annales de Travaux Publics de Belgique. Oct. --  
1954.
- 15) ROWE R.E.  
"Concrete Bridge Design" Londres 1962
- 16) ROWE R.E.  
"Supplement to Concrete Bridge Design"  
Londres, 1962
- 17) A.A.S.H.O. (The American Association of State Highway Offi-  
cials). Standard Specification for Highway Bridges"  
Washington D.C. 1961.
- 18.- ACI Standard 318-71  
Building Code Requirements for Reinforced Concrete  
ACI Detroit, Mich. (1971)
- 19 Instituto de Ingeniería  
Proyecto de Reglamento del Departamento del Distrito  
Federal  
Pendiente, México 1974
- 20.- International recommendations for the design and construc-  
tion of concrete structures  
Comité Européen du Bétt-Fédération Internationale de la -  
précontrainte  
Cement and Concrete Assn., Londres (1970)
- 21 RIOBOO M.  
Estudio comprativo de cuatro métodos aproximados de análisis  
de emparrillados de puentes.  
México, D.F., 1964

Ideas generales sobre el  
Análisis Estructural de Puentes.

✓ Depende de:

- Tipo de estructuración
- Tipo de material

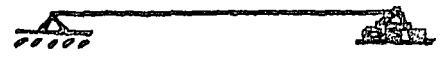
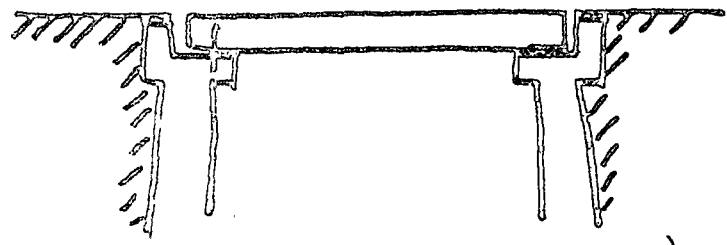
✓ se pueden clasificar en:

Puentes Isostáticos	} Exteriormente
Puentes hiperestáticos	

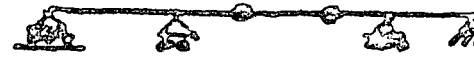
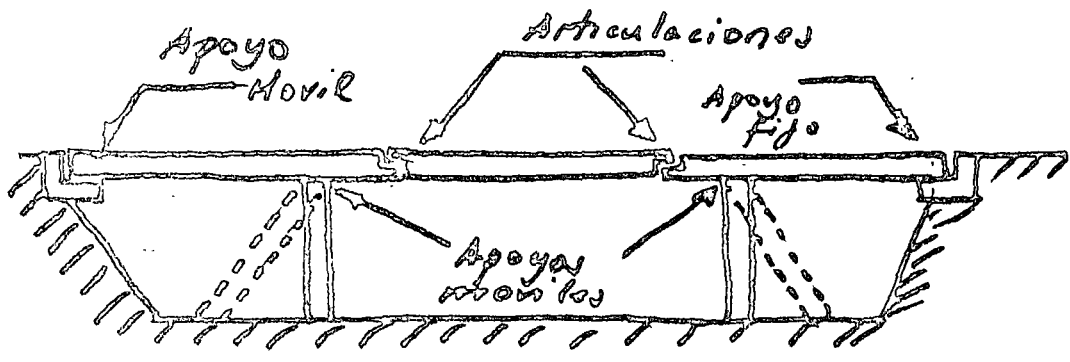
y en general son:

Hiperestáticos → Interiormente

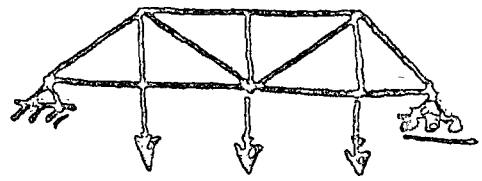
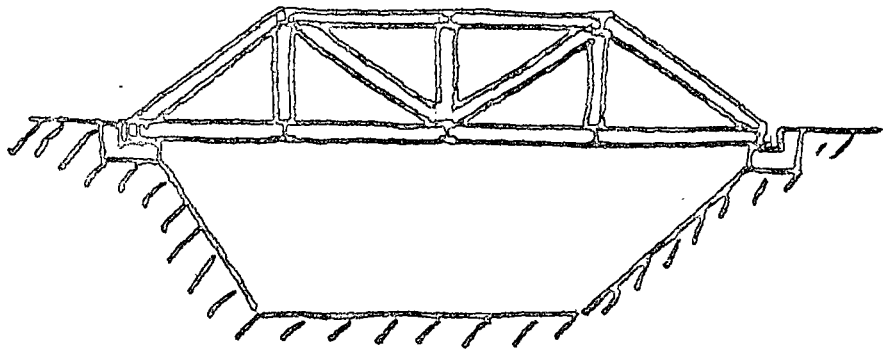
# Ejemplos de puentes isostáticos Exteriormente.



a) libremente  
apoyado.



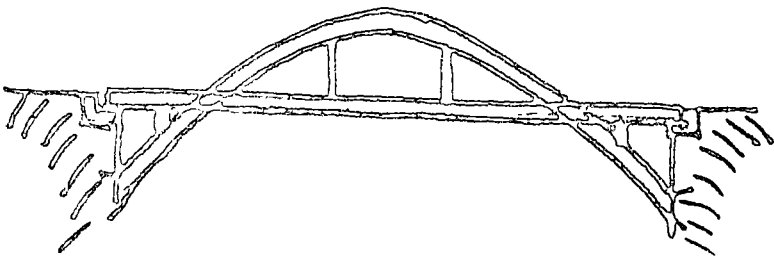
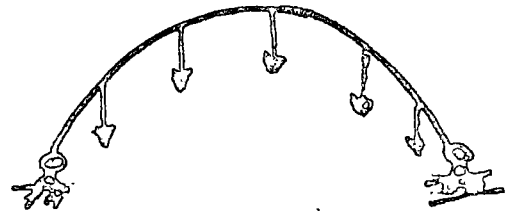
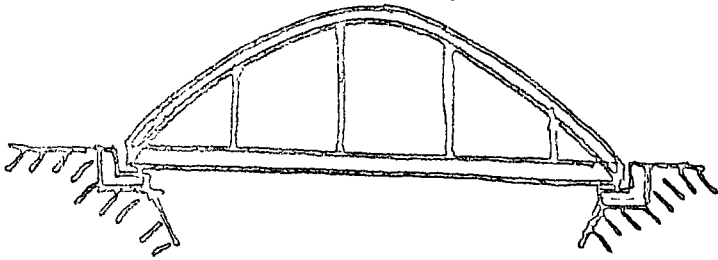
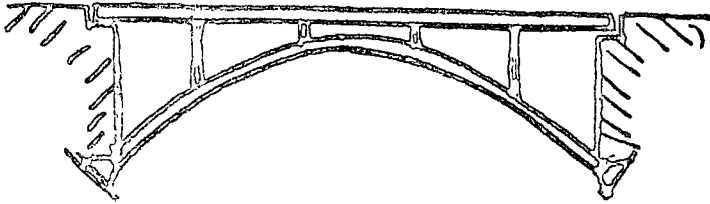
b) continuo (Gerber)



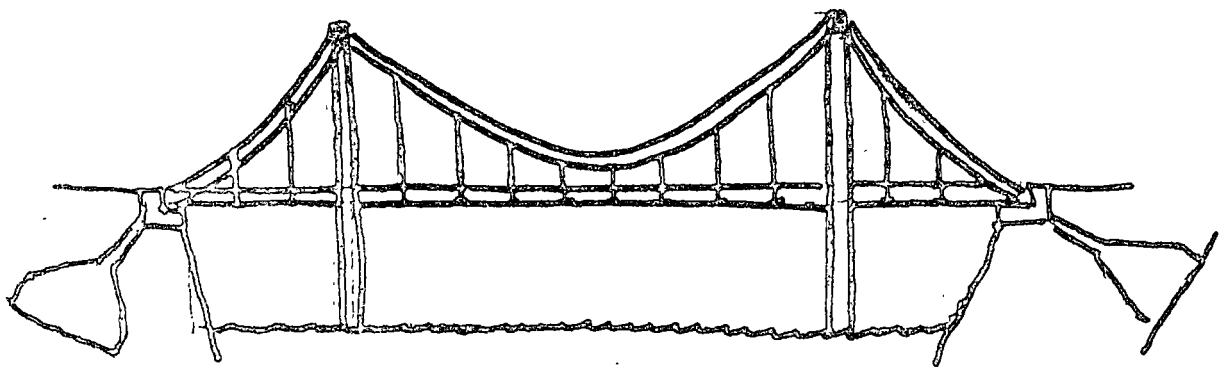
c) Armadura



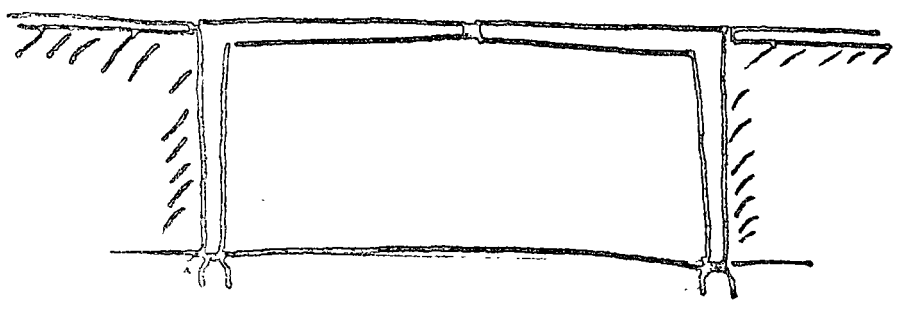
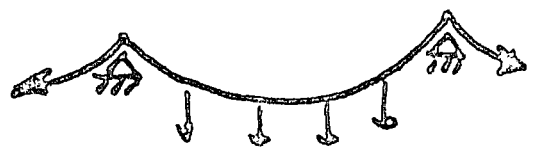
3



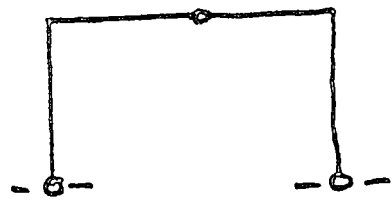
d) En arco



e) Colgante

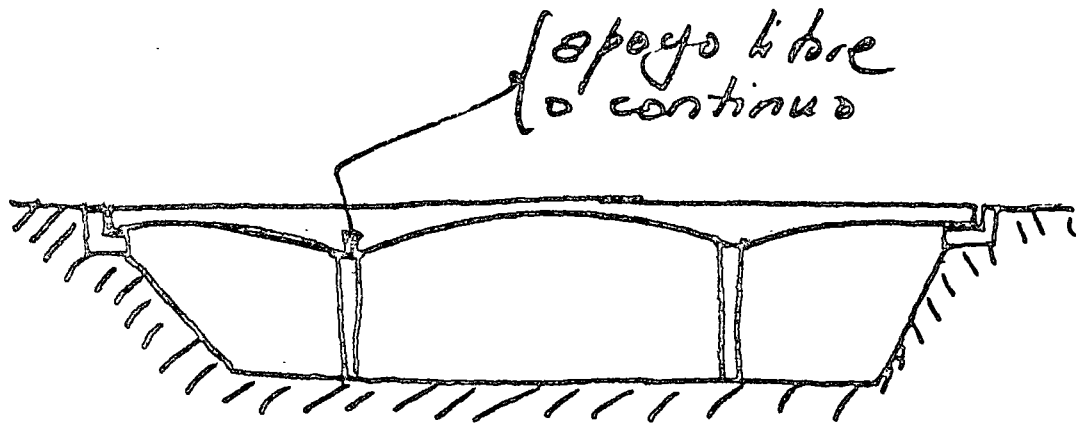


f) Marco triarticulado

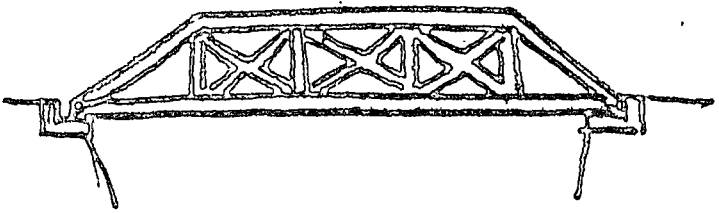
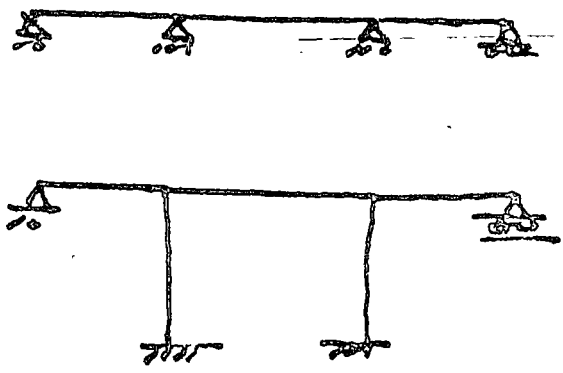


(3)

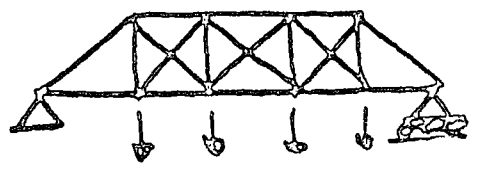
# Ejemplos de puentes hiperestáticos Exteriormente.

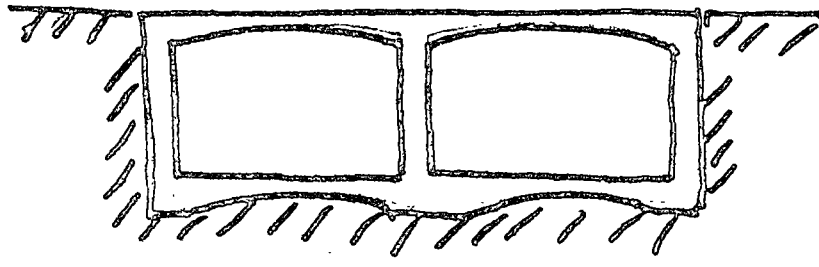


a) continuo.

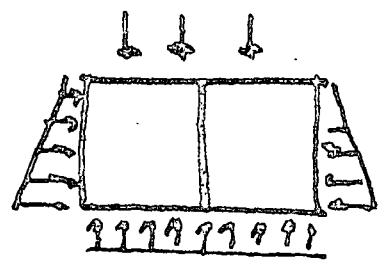


b) Armadura  
Hiperestática





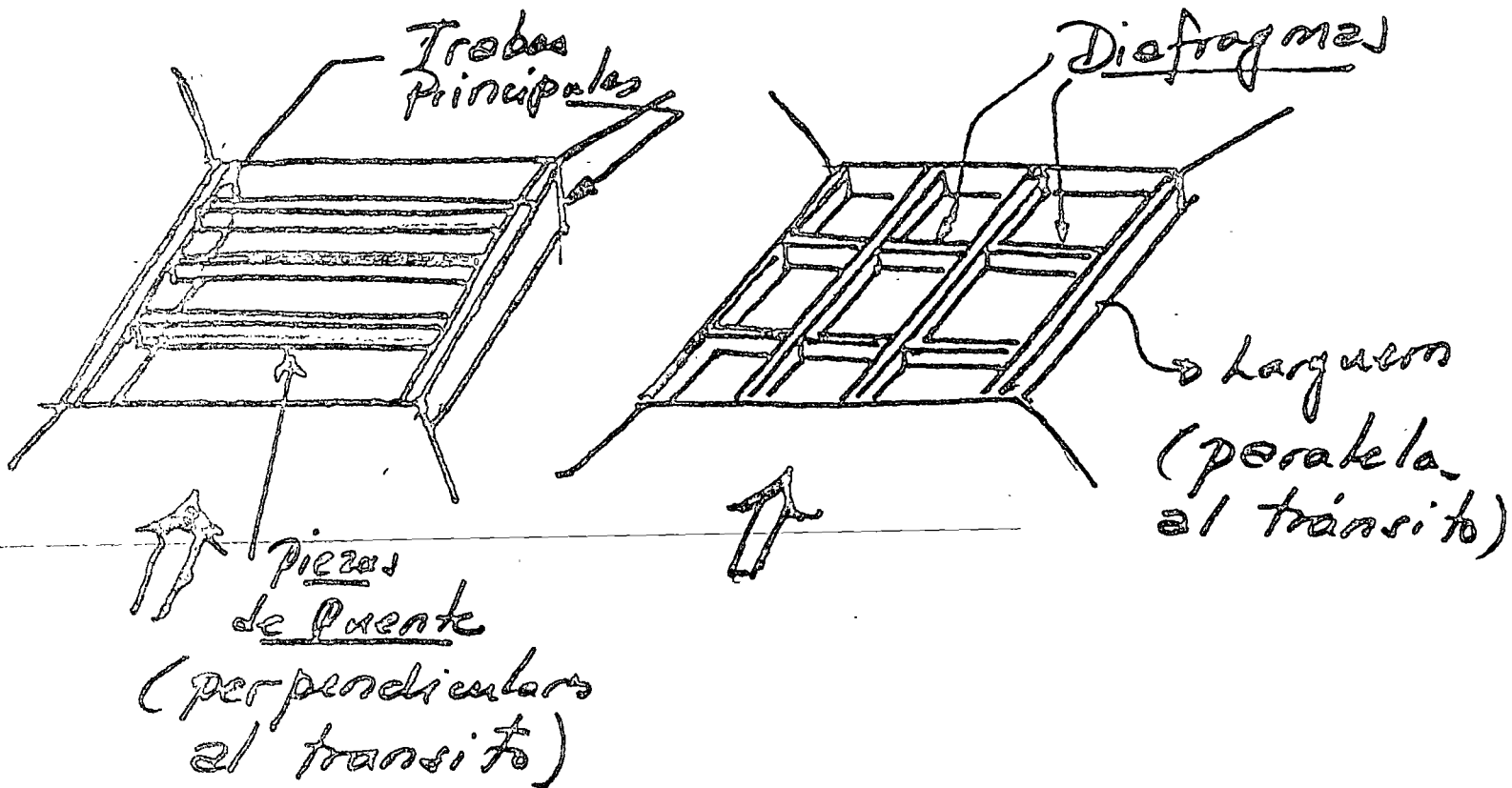
c) Marco Cerrado



(1)

# Hiperestaticidad Interior

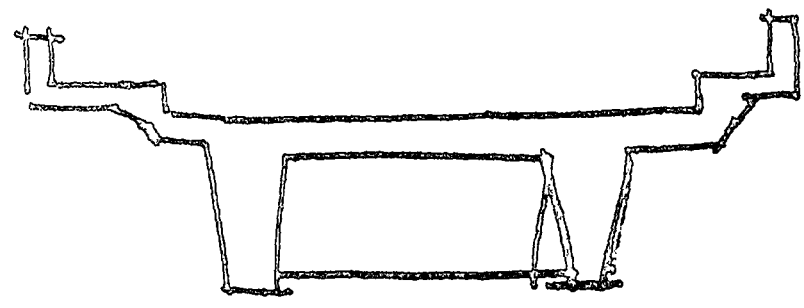
## a) Estructuración:



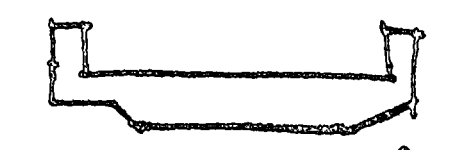
# b) Materials

- concreto
  - reforzado
  - preforzado
- Acero
  - estructural
- Madera
  - preforzada.

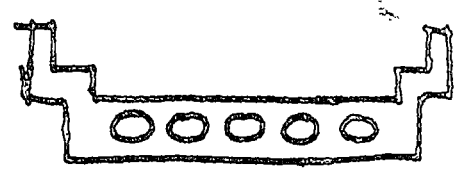
## 1) concreto reforzado



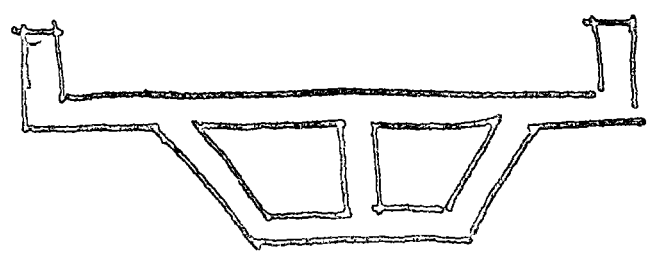
$8 \leq L \leq 15m.$



$0 \leq L \leq 8m.$



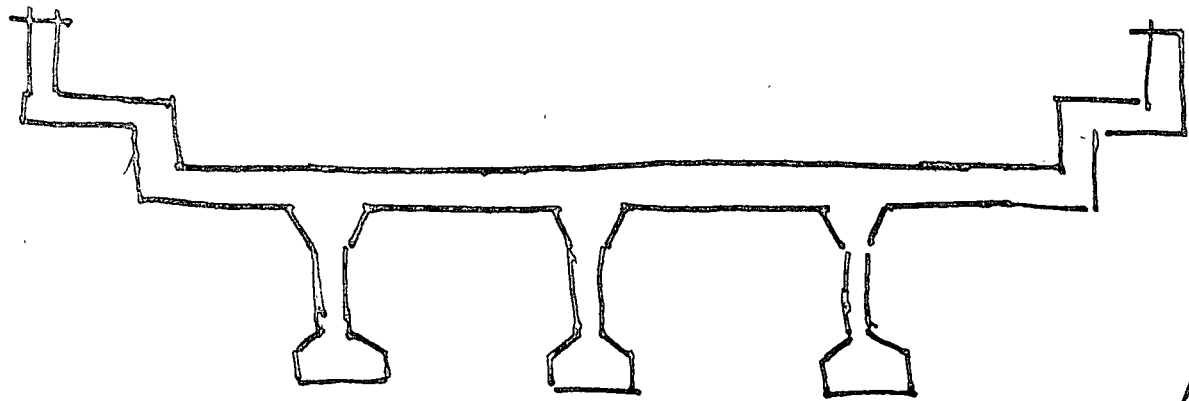
$8 \leq L \leq 15m.$



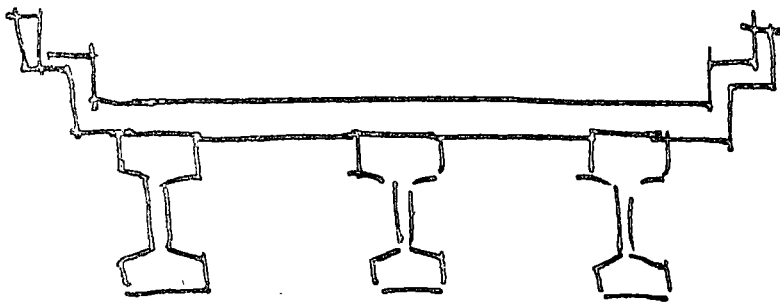
$30 \leq L \leq 30m.$

## 2) Concreto Presforzado

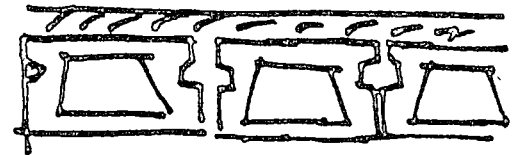
- Prefensado → prefabricado
- postensado < pref. colado en sitio.



$16 \leq L \leq 35 \text{ m.}$  postensado



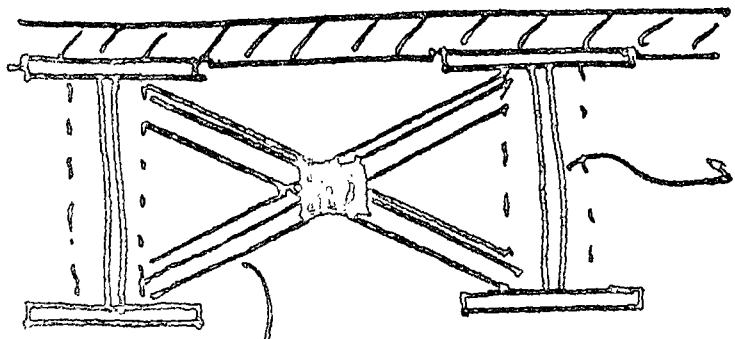
$12 \leq L \leq 30 \text{ m.}$



$8 \leq L \leq 18 \text{ m.}$

Prefensado

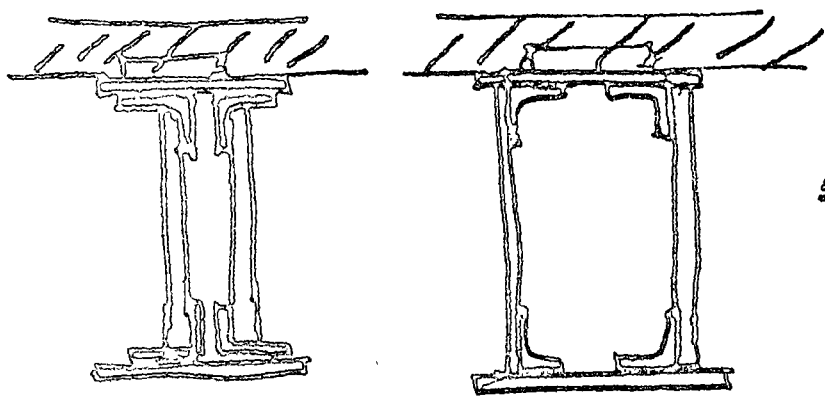
### 3) Acero Estructural



trabes  
longitudinales

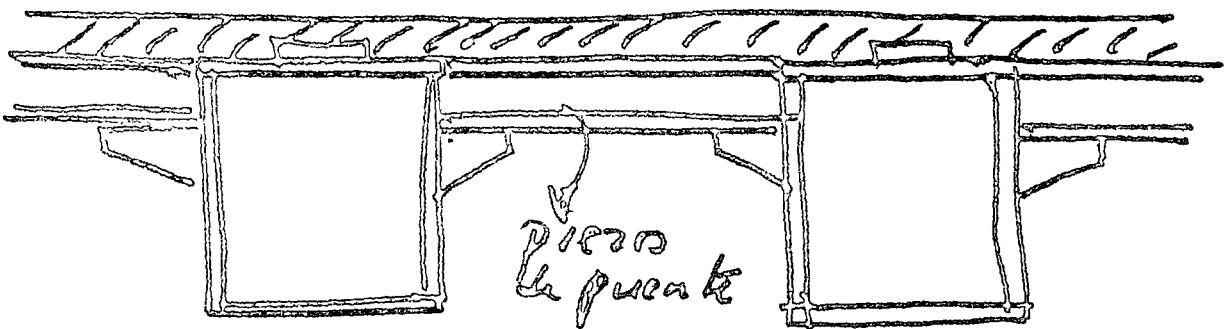
diaphragma  $20 \leq L \leq 40m.$

#### a) Vigas de alma llena.



b) dimensiones  
• abierto  
• en cajón

$8 \leq L \leq 20m.$

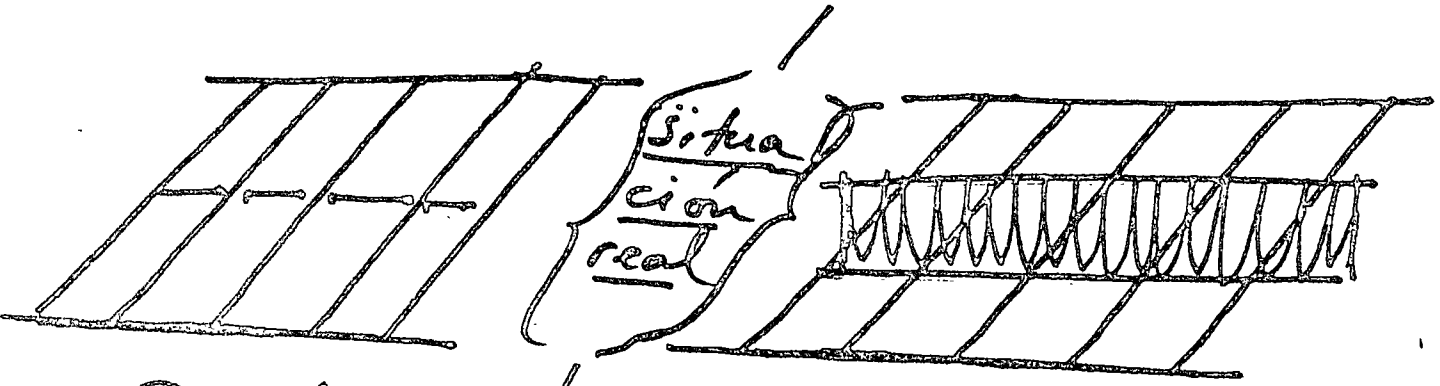


b) trabes cajón  $35 \leq L \leq 70m$

prefor



# Análisis Interior



Diaphragma / sin rigidez



ASTHO

Diaphragma / infinitamente rígido



Courbon

## 2) Metodos

### 1) Llamados Exactos

- Analisis de Retículos
- Elemento finito

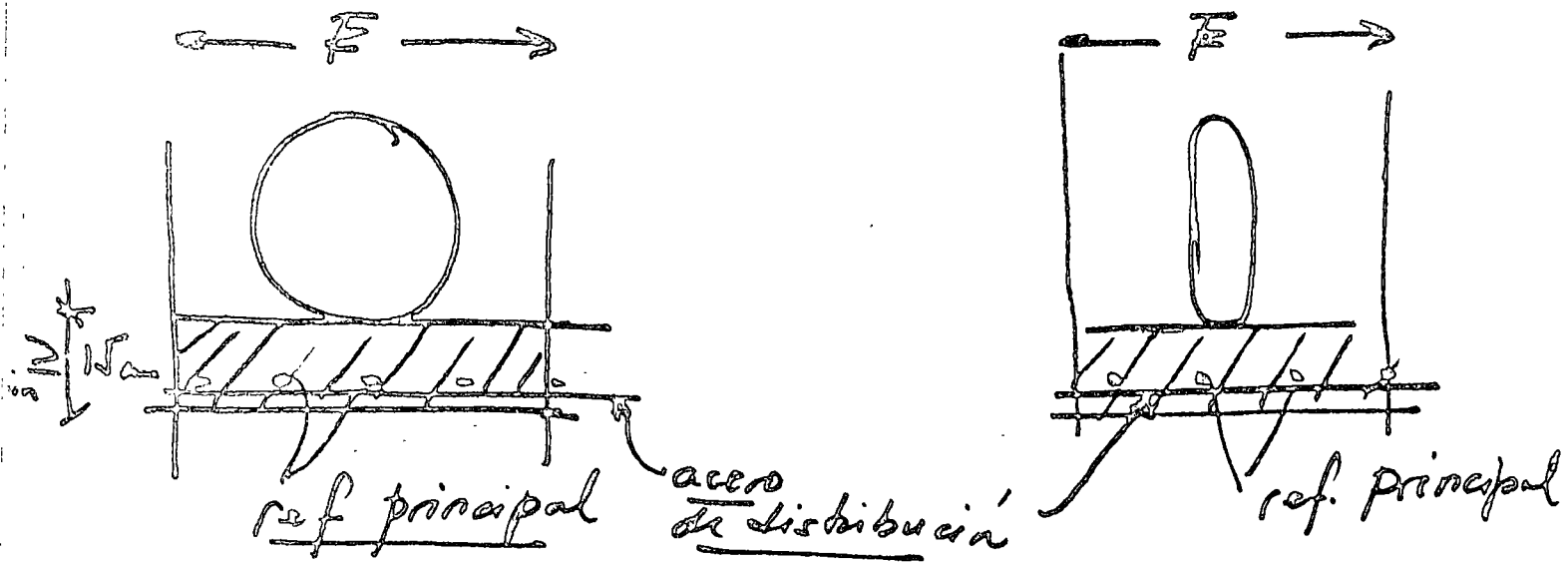
### 2) Aproximados

- Courbon → diaf.  $\infty$
- Lemhardt → un solo diaf. virtual en  $t$  ( $T=0$ )
- Guyon-Hassonet-Rowe → masa ortotrópica

# Puentes F.F.C.C.

- Mismo criterio estructural
- Coincidir una viga encima de un riel

## Análisis de las losas



Ref. Principal  
Perpendicular al tránsito.

Ref. Principal  
Paralelo al tránsito.

$F =$  Ancho de losa que  
soporta la carga de  
rueda. (Empírico)

# Dimensionamiento

AASHTO



carreteras

AREA



F.F.C.C.

generalmente conservadores

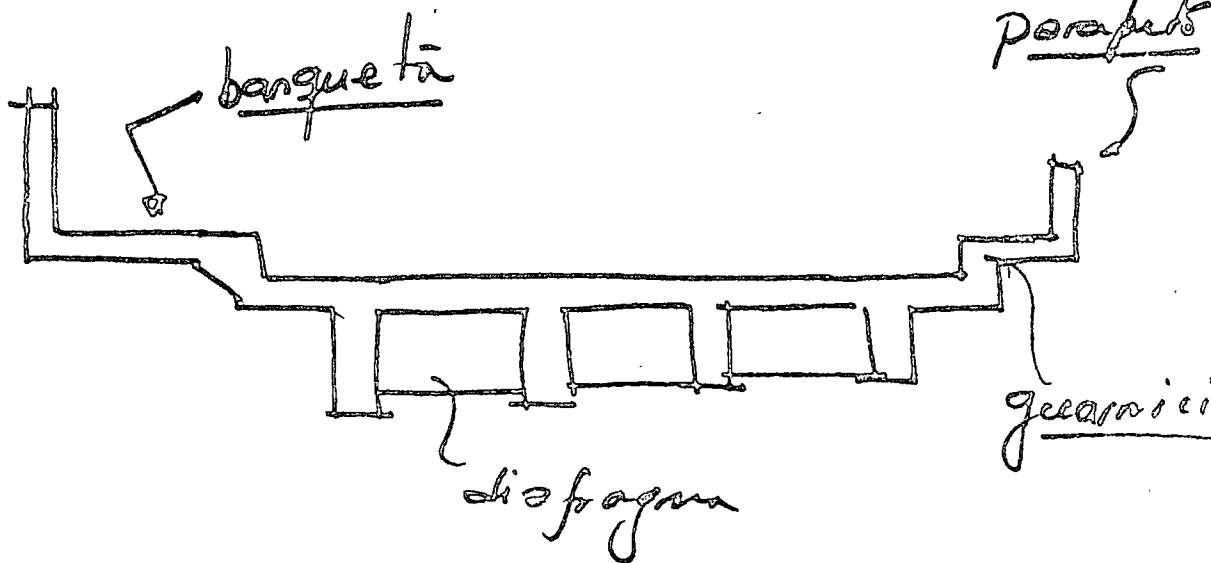
- Resistencia
- esfuerzos permisibles

Condiciones de Servicio

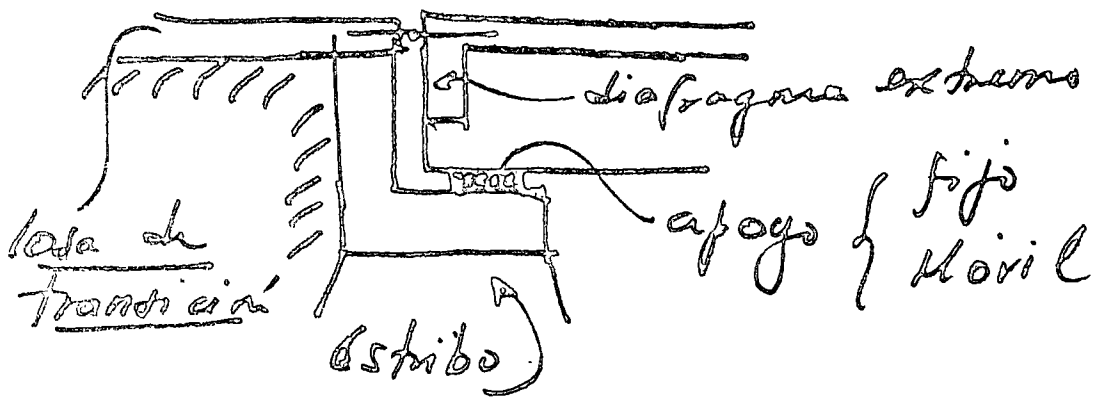
- Deflexiones
- Vibraciones
- agrietamiento

Fatiga e Impacto

# Detalles Especiales

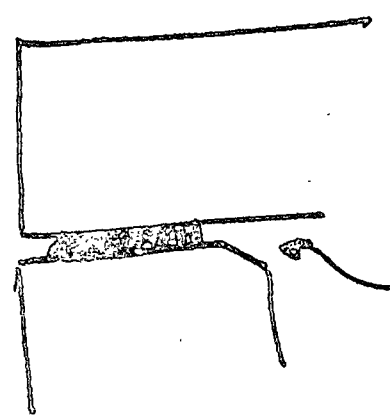


## Detalle extremo:



# tipos de apoyos

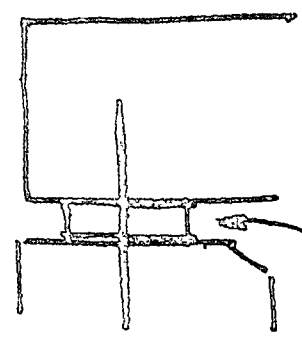
a)



Mortero seco  
o fieltro asfáltico

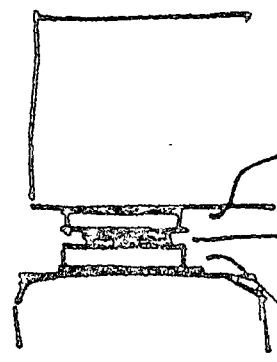
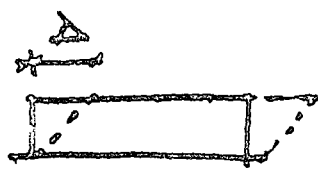
Directo

b)



Fijo

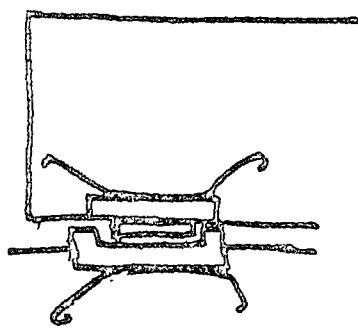
Neopreno



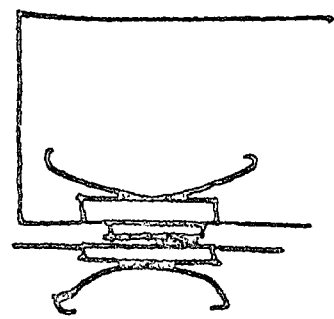
Móvil

Neopreno  
Teflón  
Neopreno

c)



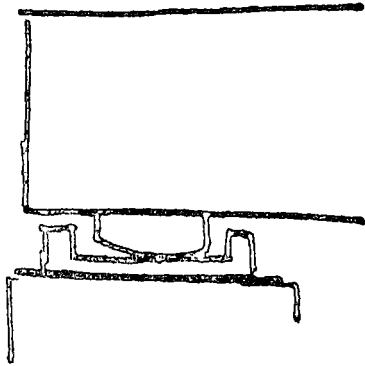
Fijo



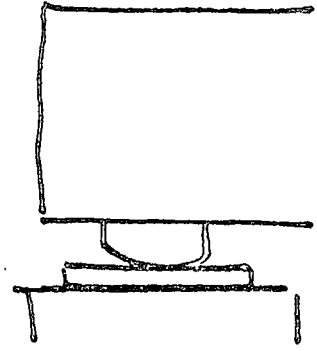
Móvil

(16)

d)

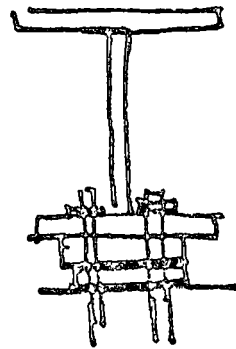
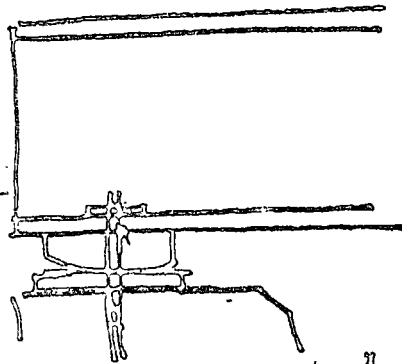


fijo



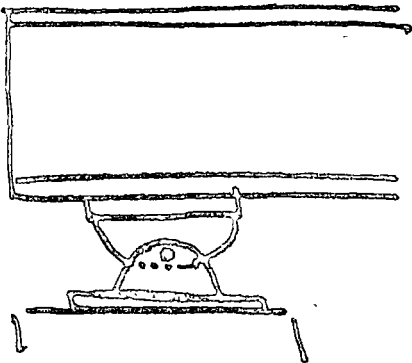
movil

e)

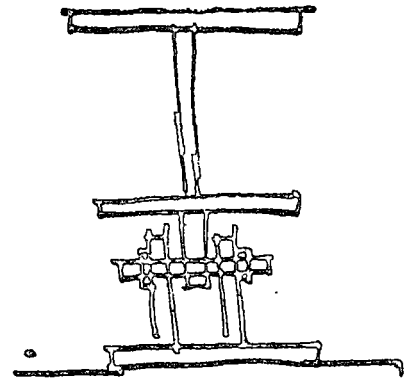


Avellanados en Movil  
Redondos en fijo

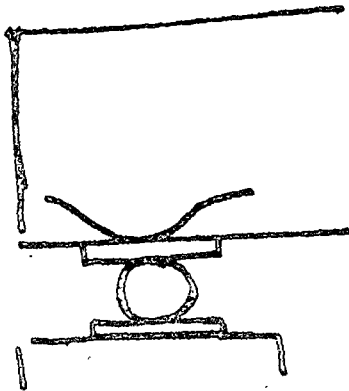
f)



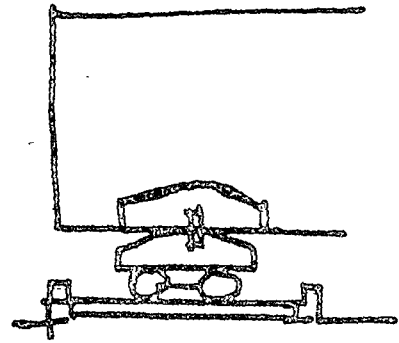
Articulación



g)



De rodillos



guiado

Junta



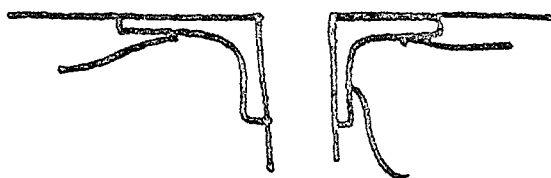
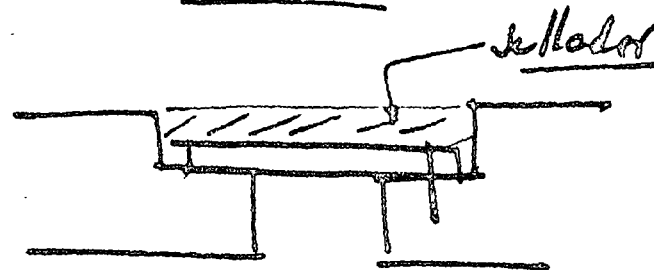
Abierta



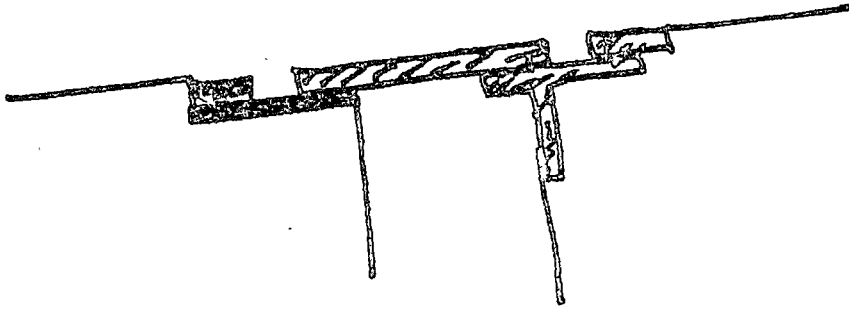
Cerrada



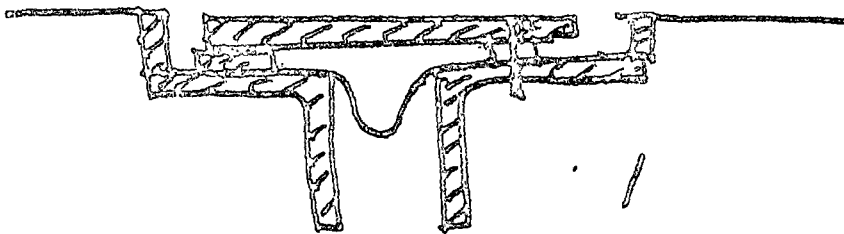
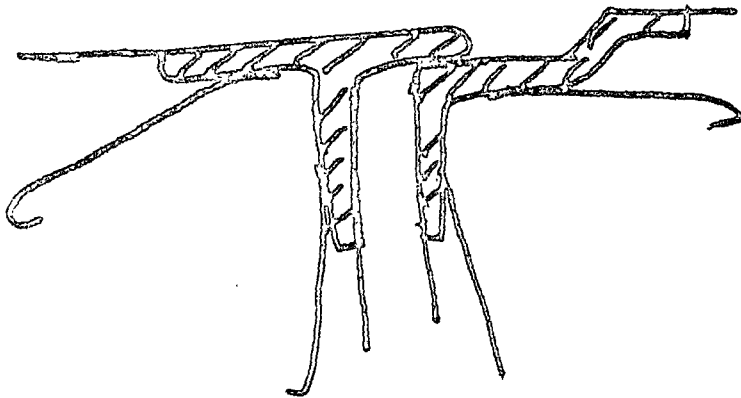
des toda



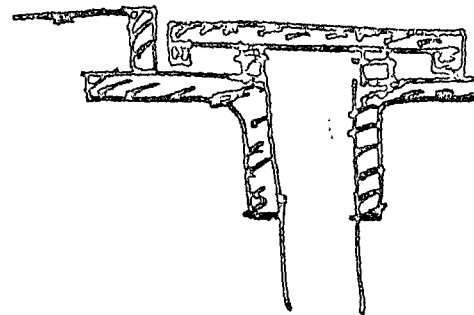
Abierta



Cerrada



Placas deslizantes



Placas  
basculantes





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## CONSTRUCCION DE PUENTES

EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

ING. RICARDO SANCHEZ BRINGAS

AGOSTO 1978.

CONSTRUCCION DE PUENTES

CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES DE LOS PUENTES.

EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.

## 1. GENERALIDADES. REQUISITOS QUE DEFINEN LA ALTERNATIVA

En base a el Estudio del Subsuelo, deberán considerarse los siguientes conceptos.

- Hundimientos Totales y Diferenciales.
- Capacidad de Carga del Subsuelo.
- Estabilidad del cimiento: Elementos mecánicos externos y socavaciones.

De acuerdo con lo anterior, se puede aceptar como alternativa para cimentar un puente, elementos que requieren excavación a cielo abierto.

## 2. ESTRAT. GRAFIA. CASOS TIPICOS.

a) - suelos granulares gruesos:

- Boleos Gravas, Cantos, Arenas.

- R.P.S. no aplicable o poco confiable.

- Tipo de sondajes en campo: P.C.A

- N.A.F. cercano a la superficie.

- Volumen de agua a manejar: grande. (6", 10", 12", 14")

- Capacidad de carga : adecuada :  $> 20 \text{ Ton/m}^2$ .
- Hundimientos : despreciables.
- Excavación : Estable en fondo y taludes.  
Taludes 0.5 a 1.
- Bombeo : Mediante bombas de gran capacidad, usando cárcamos y zanjas o drenes así como varias etapas o niveles de excavación.

b) Suelos granulares finos:

- Arenas finas, medias y gruesas, con limo.
- R. P. S. aumenta con la profundidad.
- Tipo de sondeos de campo. R. P. S. mal muestreo.
- N. A. F. cercano a la superficie.
- Volumen de agua a manejar : intermedio. (6", 8"  $\phi$ )
- Capacidad de carga: adecuada. :  $10 \sim 20 \text{ Ton/m}^2$
- Hundimientos : Permisibles y durante la construcción.
- Excavación : Inestable, se requiere sistema de bombeo.
- Sistema de Bombeo: Well Point, con sus variantes:
  - separación entre W.P.
  - profundidad.
  - abatimiento.
  - drenes de arena.
  - sistemas múltiples.

Excavación con sistema W.P. : Taludes 1:1.

N.A. DINAMICO : 1 m. abajo del desplante.

c) Suelos cohesivos.

- Arcillas, limos, limos arcillosos, turba.
  - I.P.S. poca información.
  - Tipo de sondeo en campo: Muestreo irrobteado.
  - N.A.F. de mantos colgados. No continuo.
  - Volumen de agua pequeño. (2", 3", 4"  $\phi$ ).
  - Capacidad de carga : baja o muy baja.
  - Hundimientos : Muy importantes, y con el tiempo.
  - Excavación : Inestable, requiere sistema especial.
  - Sistema de Bombeo :
    - Excavación somera: Pozos gravedad.
    - Excavación Profunda: Tratamiento electrosmótico.
  - Taludes 2:1, 3:1, o con tratamiento eléctrico.
  - Fondo Excavación : Bufamiento, deberá permanecer expuesto, el tiempo mínimo.
- = Solución a Cielo Abierto, generalmente no adecuada.
- Cambio de procedimientos, a cimentación Piloteada.

d) Suelos mixtos.

En la realidad se presentan a menudo combinaciones de

condiciones estratigráficas que contemplan suelos granulares, con estufos de turba, arcilla o limo.

En cada caso deberá proyectarse la excavación a cielo abierto tomando en cuenta los criterios de diseño antes expuestos.

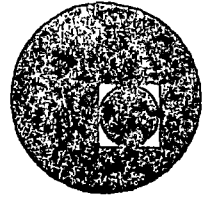
En general, las condiciones geológicas de depósitos granulares son frecuentes y una solución adecuada es la excavación a cielo abierto. El problema a resolver es el sistema de bombeo más adecuado, lo cual no presenta mayor dificultad.

Ricardo Jánchez Brinjas.

Agosto de 1978.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

PROBLEMA DE CIMENTACION DE PUENTES

ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ

AGOSTO, 1978.

# CURSO DE CONSTRUCCION DE PUENTES

## T E M A 4

### PROBLEMA DE CIMENTACION DE PUENTES

#### 4.3

#### CIMENTACIONES PILOTEADAS

ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ

4. ES DEL PLENO CONOCIMIENTO DE LOS CONSTRUCTORES, QUE LOS PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN EN LA CONSTRUCCION DE UNA CIMENTACION SON MUY VARIADOS Y COMPLEJOS, TAMBIEN ES FACIL COMPRENDER QUE ESTOS SE AGUDIZAN ESPECIFICAMENTE CUANDO LA ESTRUCTURA POR CIMENTAR ES LA DE UN PUENTE. SE DEBE A QUE GENERALMENTE LA LOCALIZACION DE ESTOS, SE ENCUENTRA LEJOS DE LAS ZONAS DE ABASTECIMIENTO, TANTO DE MATERIALES COMO DEL PERSONAL ESPECIALIZADO Y EQUIPO; SI BIEN, EN CUALQUIER TIPO DE CIMENTACION EL CONSTRUCTOR DEBE ECHAR MANO DE TODO SU INGENIO PARA ENCONTRAR PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION QUE A LA VEZ QUE SEAN ECONOMICOS, GARANTICEN LA SEGURIDAD DE LA OBRA, ESTE INGENIO DEBE ELEVARSE AL GRADO SUPERLATIVO CUANDO SE TRATE DE CONSTRUIR LA CIMENTACION DE UN PUENTE.  
UN CONSTRUCTOR DEBE VALORAR LA IMPORTANCIA QUE TIENE EL ESTUDIO DEL SUBSUELO, PARA EVITAR INCONVENIENTES QUE SE TRADUZCAN EN PERDIDAS DE TIEMPO, VIDAS E INCREMENTOS CONSIDERABLES EN LOS COSTOS DE LAS OBRAS, AMEN DEL PRESTIGIO PROFESIONAL QUE TODO BUEN CONSTRUCTOR DEBE CUIDAR, DE AHI QUE ANTES DE PONER UN PIE EN EL CAMPO DESDE EL PUNTO DE VISTA CONSTRUCTIVO, DEBE VALERSE DE LOS ESTUDIOS DEL SUBSUELO LOS CUALES

SEGURAMENTE HAN SERVIDO DE BASE AL DISEÑADOR PARA ELEGIR Y---  
DIMENSIONAR LAS PARTES DE QUE CONSTARA SU CIMENTACION.

EL CONSTRUCTOR DEBE PERCATARSE DE TODAS LAS EXPLORACIONES DE-  
CAMPO QUE SE HAYANHECHO PARA QUE EL MISMO SE FORME UN CRITE--  
RIO DE LOS PASOS A SEGUIR.

CONVIENE ACLARAR QUE LAS EXPLORACIONES PRELIMINARES GENERAL--  
MENTE NO COINCIDEN CON LA LOCALIZACION DEFINITIVA DE LOS APO--  
YOS, EN VIRTUD DE QUE EN OBVIO DE TIEMPO LAS EXPLORACIONES---  
DEL SUBSUELO Y LA LOCALIZACION DEL PASO SE HACEN EN FORMA SI--  
MULTANEA; EN ESTOS CASOS DEBEN HACERSE NUEVAS EXPLORACIONES--  
EN CADA UNO DE LOS APOYOS DEFINITIVOS DEL PUENTE, MAXIME CUAN--  
DO LOS CLAROS POR SALVAR SON CONSIDERABLES, COMO CASO TIPICO--  
CITAREMOS EL PUENTE DE ALVARADO, VER., EN EL CUAL SE CUMPLIO--  
CON ESTE PROCEDIMIENTO.

COMO SE SABE EXISTEN INFINIDAD DE PROCEDIMIENTOS DE EXPLORA--  
CION, PERO EN NUESTRO MEDIO CONSTRUCTIVO LOS MAS USADOS SON:

- 1.- EXPLORACIONES A CIELO ABIERTO Y
- 2.- EXPLORACIONES PROFUNDAS CONOCIDAS, GENERICAMENTE CON--  
EL NOMBRE DE SONDEOS.

CONSIDERO INNECESARIO ENTRAR A DETALLAR EN TODAS SUS PARTES--  
TANTO EL EQUIPO QUE SE UTILIZA, COMO LA MECANICA QUE SE SIGUE  
PARA OBTENER UNA BUENA EXPLORACION YA QUE DENTRO DE ESTE MISMO  
CURSO HA SIDO TRATADO AMPLIAMENTE EN LA FASE DE "ESTUDIOS PRE--  
LIMINARES", POR LO QUE HAREMOS HINCAPIE EXCLUSIVAMENTE EN LO--  
QUE INTERESA AL CONSTRUCTOR Y QUE ES PODER INTERPRETAR Y APLI--



CAR EN FORMA PRACTICA LOS RESULTADOS DE LAS EXPLORACIONES. ANTES DE ENTRAR EN MATERIA HAGAMOS ALGUNAS CONSIDERACIONES ELEMENTALES PARA PODERNOS UBICAR EN NUESTRO OBJETIVO: EL PLANO IMAGINARIO QUE CORTA VERTICALMENTE AL SUELO, MOSTRANDO LOS DIFERENTES ESPESORES DE LOS ESTRATOS QUE LO FORMAN SE LLAMAN PERFIL DEL SUELO, ENTENDIENDOSE POR ESTRATO LA CAPA DE SUELO RELATIVAMENTE BIEN DEFINIDA ENTRE DOS CAPAS DE CARACTERISTICAS COMPLETAMENTE DIFERENTES; CUANDO SE ENCUENTRAN LOS ESTRATOS MAS O MENOS PARALELOS ENTRE SI, SE DICE QUE EL SUBSUELO ES SIMPLE O REGULAR, CUANDO NO SE PRESENTAN ESTAS CONDICIONES SE DICE QUE ES ERRATICO. LA CAPA DEL SUELO SUPERIOR, APROXIMADAMENTE LOS DOS PRIMEROS METROS, ES LA QUE ESTA SUJETA A CAMBIOS CONSTANTES POR DIFERENTES AGENTES Y GENERALMENTE INTERESA AL INGENIERO AGRONOMO; LAS CAPAS SUBSECUENTES SON LAS QUE REALMENTE INTERESAN AL INGENIERO CONSTRUCTOR, PUDIENDOSE DISTINGUIR LOS SIGUIENTES TIPOS DE SUELO:

- 1) SUELOS PURAMENTE COHESIVOS (ARCILLAS Y LIMOS PLASTICOS)
- 2) SUELOS SIN COHESION (LIMOS DE GRANOS GRUESOS, ARENAS, GRAVAS)
- 3) SUELOS ROCOSOS
- 4) SUELOS DE COMPORTAMIENTO MIXTO (ARCILLAS ARENOSAS, GRAVOSAS, ETC.)
- 5) SUELOS DE ESTATIGRAFIA HETEROGENEA (ERRATICOS)

DE LA LISTA ANTERIOR EL SUELO QUE MAS GARANTIZA A PRIORI LA ESTABILIDAD DE UNA ESTRUCTURA (UN PUENTE EN NUESTRO CASO) ES EL INDICADO EN EL PUNTO No. 3 EN CUANTO A LOS OTROS TIPOS DE SUELO, PARA PODERLOS UTILIZAR COMO SUSTENTADORES DE UNA CIMENTACION, SE DEBEN CONOCER SUS PROPIEDADES MECANICAS ATRAVES DE UN ESTUDIO DEL SUBSUELO, POR MEDIO DEL CUAL SE DETERMINA EL TRATAMIENTO A SEGUIR.

4.3 UNA VEZ QUE SE HA DEFINIDO QUE LA CIMENTACION DE UN PUENTE DEBE SER A BASE DE PILOTES, ES NECESARIO CONSIDERAR LOS PUNTOS QUE SE DETALLAN A CONTINUACION:

- a) LOCALIZACION DE LA OBRA
- b) ACCESOS
- c) CAUDAL DE AGUAS
- d) SONDEOS
- e) TIPOS DE PILOTE
- f) NUMERO DE PILOTES Y
- g) SUPERVISION

a) LOCALIZACION.- ESTE PUNTO ES MUY IMPORTANTE, YA QUE DE EL DEPENDE EN GRAN PARTE, EL COSTO DE LA OBRA, PUES HAY QUE TOMAR EN CUENTA QUE EN LOS TRABAJOS DE PILOTAJE ES NECESARIO MOVER MAQUINARIA PESADA, ASI COMO TRANSPORTAR AL PERSONAL DE OPERACION, POR LO QUE HA MEDIDA QUE LAS OBRAS DE PUENTES SE ALEJAN DEL CENTRO DE RESIDENCIA DE LOS CONTRATISTAS DE PILOTAJE, LOS COSTOS SE ELEVAN.

EN CUANTO A LA MANUFACTURA DEL PILOTE EN SI, QUE EN GENERAL ES DEL TIPO PRECOLADO, LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE SU MATERIA PRIMA (CEMENTO Y FIERRO) AUNQUE PRACTICAMENTE SE PUEDEN

LOCALIZAR A DISTANCIAS RAZONABLES, TIENEN QUE CONSIDERARSE EN LA MAYORIA DE LOS CASOS, PARTIDAS DE FLETES POR ESTOS CONCEPTOS ACCESOS.- ES MUY FRECUENTE EN LA PRACTICA PASAR POR ALTO ESTE-- CONCEPTO, PUES DEBE ENTENDERSE COMO ACCESOS NO SOLAMENTE LOS CAMINOS QUE NOS LLEVAN A LA UBICACION DE LA OBRA SINO QUE DEBE -- INCLUIRSE EN ESTE CONCEPTO, TODAS LAS ZONAS DONDE SE DEBE LLEGAR CON LA MAQUINARIA PARA QUE DESEMPEÑE SUS FUNCIONES EN FORMA EFICAZ Y SEGURA. EN REPETIDAS OCASIONES DARLE ACCESO AL EQUIPO DE PILOTAJE RESULTA MAS DIFICIL Y COSTOSO QUE EL HINCADO DE LOS PILOTES DESTINADOS A LA CIMENTACION DEL PUENTE POR CONSTRUIR YA - QUE SUELE SUCEDER QUE SEA NECESARIO HACER RELLENOS CONSIDERA- - BLES CON UNA COMPACTACION ADECUADA PARA EVITAR VOLTEAMIENTOS DE EQUIPO O BIEN CONSTRUIR OBRAS FALSAS PARA ALCANZAR LAS ZONAS DE HINCADO QUE POR SU UBICACION RESULTAN INACCESIBLES.

c) CAUDAL DE AGUAS.- COMO GENERALMENTE LOS PUENTES SE CONSTRUYEN - PARA SALVAR LOS CAUSES DE LOS RIOS, ES NECESARIO EFECTUAR UNA VISITA A LA ZONA DE TRABAJO, PARA VERIFICAR SI EN LA EPOCA EN QUE SE PROYECTA SU CONSTRUCCION HAY AVENIDAS, PUES DE ESTE HECHO - DEPENDE EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO A SEGUIR, DEL CUAL SE DE- RIBA EL EQUIPO POR EMPLEAR.

PARA AMPLIAR LA EXPLICACION RESPECTO A ESTE PUNTO, DIREMOS QUE- A GRANDES RASGOS SE PRESENTA LA NECESIDAD SEGUN EL CASO DE:

A) HACER UN RELLENO

B) MONTAR UNA OBRA FALSA

C) UTILIZAR EQUIPO MONTADO SOBRE CHALAN O

D) EMPLEAR UN PROCEDIMIENTO MIXTO.

COMO PODRA OBSERVARSE EL VALOR ECONOMICO DE LOS TRABAJOS, VA--

INTIMAMENTE RELACIONADO CON EL PROCEDIMIENTO QUE SE ELIJA, -  
POR LO QUE SE DEBERA HACER UN ANALISIS CONCIENZUDO ANTES DE  
ADOPTAR CUALQUIERA DE ELLOS.

- d) SONDEOS.- YA HEMOS VISTO QUE EL SONDEO ES EL REPRESENTANTE-  
FIEL DE LOS COMPONENTES DEL SUELO POR PILOTEAR CUYA DUREZA-  
CONOCEMOS MEDIANTE EL NUMERO DE GOLPES INDICADO EN EL SON-  
DEO DE PENETRACION ESTANDAR Y COMO ORIENTACION PRACTICA, --  
LOS PILOTES PODRAN HINCARSE CON RELATIVA FACILIDAD CUANDO -  
EL NUMERO DE GOLPES REGISTRADO SEA INFERIOR A 20 EN MATERIAL  
ARCILLOSO Y A 10 EN LIMOS Y ARENA RESPECTIVAMENTE.

OTRO DATO IMPORTANTE ES EL CONTENIDO DE AGUA NATURAL EN LOS  
ESTRATOS DE NUESTRO SUELO EN CUESTION, PUES CUANDO EL PORCEN  
TAJE DE ESTA ES SUPERIOR AL 150%, NO ES RECOMENDABLE HINCAR  
PILOTES COLADOS "IN SITU" YA QUE LOS TIPOS DE SUELO CON AL-  
TO CONTENIDO DE AGUA, SON INCAPACES DE SERVIR COMO CIMBRA.,  
EL PILOTEADOR QUE PASE POR ALTO ESTE DETALLE Y EFECTUE EN -  
ESTAS CONDICIONES UN PILOTAJE COLADO "IN SITU" SEGURAMENTE-  
TENDRA PROBLEMAS EN CUANTO A LA SANIDAD DE LOS ELEMENTOS YA  
QUE GRAN PORCENTAJE DE ESTOS PILOTES, QUEDARIAN ESTRANGULA-  
DOS Y POR CONSIGUIENTE IMPOSIBILITADOS PARA USARSE COMO - -  
SUSTENTADORES DE UNA CIMENTACION, PARA EVITAR QUE ESTO SUCE  
DA EN SUELOS SEMEJANTES AL CITADO, AL EMPLEAR ESTE SISTEMA-  
DEBERA VALERSE DE UNA CAMISA, LA CUAL QUEDARA PERDIDA EN --  
CADA ELEMENTO.

CUANDO PARA EL HINCADO DE PILOTES SE REQUIERE DE PERFORACIO  
NES PREVIAS, CONVIENE OBSERVAR LOS LIMITES LIQUIDO Y PLASTI

CO DEL SONDEO CORRESPONDEINTE, DEBIDO A QUE ESTO NOS INDICARAN SI DICHAS PERFORACIONES SERAN ESTABLES, ASI POR EJEMPLO CUANDO EL LIMITE LIQUIDO Y EL PLASTICO SE SOBRE PONEN EN LA GRAFICA, - PODEMOS CONCLUIR QUE SE TRATA DE UN MATERIAL GRANULAR EN EL -- CUAL LA PERFORACION SE DERRUMBARA, EN CAMBIO CUANDO ENTRE DI-- CHOS LIMITES EXISTA UNA SEPARACION COMO ES EL CASO DE UNA ARCI-- LLA CON UN CONTENIDO DE AGUA INFERIOR AL 150%, SE PUEDE TENER-- LA CERTEZA DE QUE DICHA PERFORACION SERA ESTABLE. (INDICE DE - PLASTICIDAD).

SI EL SONDEO ACUSA UNA CAPA DE ARENA EN ESTADO SUELTO DE CONSI-- DERABLE ESPESOR, NO ES ACONSEJABLE EFECTUAR EL HINCADO DE PILO-- TES A PERCUSION DEBIDO A QUE EL NUMERO DE GOLPES INDICADO EN-- EL SONDEO SE MODIFICARA A MEDIDA QUE SE PRETENDA EL HINCADO DE LOS PILOTES, CORRIENDO EL RIESGO DE QUE ESTOS, NO SE APOYEN EN LA CAPA RESISTENTE LO CUAL NO GARANTIZA LA ESTABILIDAD DE NUES-- TRA ESTRUCTURA, AUMENTADOSE ESTE RIESGO EN ZONAS SUJETAS A MO-- VIMIENTOS TELURICOS. (SOBRE ESTE PARTICULAR HAY EXPERIENCIAS-- Y PUNTOS DE VISTA MUY IMPORTANTES, POR LO QUE NO SE PUEDE GENE-- RALIZAR), YA VIMOS QUE EFECTUAR EL HINCADO MEDIANTE UNA PERFO-- RACION PREVIA EN ESTE TIPO DE SUELOS NO ES ACONSEJABLE DESDE-- EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO PUES PARA LOGRARLO NECESITARIAMOS-- UTILIZAR UN AGENTE ESTABILIZADOR TAL COMO LA BENTONITA, CUYA-- APLICACION ACLARAREMOS MAS ADELANTE, POR LO TANTO EN ESTOS CA-- SOS EL HINCADO DEBE CONFIARSE EN SU GRAN PORCENTAJE AL USO DE-- CHIFLONES.

SI EN NUESTRO SONDEO ENCONTRAMOS CAPAS ARCILLOSAS O DE LIMO --

PLASTICO INTERCALADAS ENTRE GRANDES MANTOS ARENOSOS, NO DEBE REALIZARSE EL HINCADO DE PILOTES USANDO CHIFLONES, PUES QUEREMOS HACER HINCAPIE EN QUE ESTE SISTEMA FUNCIONA EXCLUSIVAMENTE EN TERRENOS NO COHESIVOS YA QUE EL CHIFLON SE TAPONARIA AL ALCANZAR EL MATERIAL COHESIVO QUEDANDO INUTILIZADO Y POR ENDE, TENDRIAMOS QUE RECURRIR A CONTINUAR EL HINCADO MEDIANTE GOLPES DE MARTINETE, PUDIENDOSE PRESENTAR EL CASO QUE YA HEMOS DESCRITO, POR LO TANTO LA PRACTICA NOS INDICA EFECTUAR EL HINCADO EN ESTE TIPO DE SUELOS MEDIANTE PERFORACIONES PREVIAS ADEMADAS CON LODO BENTONITICO AL 6%, CABE ACLARAR QUE LA BENTONITA NO ESTABILIZA LAS PERFORACIONES MEDIANTE PRESION; SINO QUE LO HACE APROVECHANDO CIERTAS CARACTERISTICAS PROPIAS EJERCIENDO UNA ESPECIE DE "COHESION-PRESTADA" EFECTIVA EN LIMOS Y ARENAS FINAS; COMO ACLARACION DE ESTE PUNTO ME VOY A PERMITIR COMENTARLES LOS PROBLEMAS QUE SE SUSCITARON EN LA CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION DE LA CERVECERIA MOCTEZUMA EN GUADALAJARA, JAL. EN LA QUE SE PRETENDIO ESTABILIZAR LAS PERFORACIONES EN UN SUELO CON ALTO CONTENIDO DE "JAL" QUE NO VIENE SIENDO MAS QUE UNA ARENA "PUMITICA" DE GRANO GRUESO; EL RESULTADO DE ESTA EXPERIENCIA NOS DEMOSTRO QUE LA BENTONITA ESTABA INCAPACITADA PARA PODER ESTABILIZAR DICHAS PERFORACIONES, POR LO QUE SE TUVO QUE RECURRIR A EFECTUAR EL HINCADO DE TUBOS MEDIANTE EQUIPO VIBRATORIO. COMO CONCLUSION PODEMOS DECIR QUE LA BENTONITA TIENE SUS APLICACIONES OPTIMAS EN MATERIALES NO COHESIVOS DE GRANO FINO.

ES MUY FRECUENTE APOYAR LA CIMENTACION DE UNA ESTRUCTURA EN UN SUELO DEL TIPO ERRATICO, DONDE POR LOS RESULTADOS DEL SONDEO LC MAS CONVENIENTE ES EFECTUAR EL HINCADO DE PILOTES MEDIANTE PERCU

SION, PARA LO CUAL EL PILOTEADOR DEBE CONTAR CON LA EXPERIENCIA--  
NECESARIA PARA UTILIZAR EL EQUIPO MAS ADECUADO.

UNA VEZ QUE SE HA ELEGIDO EL MARTILLO SIGUIENDO EL CRITERIO QUE--  
ENUNCIAREMOS MAS ADELANTE, PUEDE PRESENTARSE EL CASO DE QUE EL --  
PILOTE NO ALCANCE LA COTA DE APOYO INDICADA EN EL SONDEO Y QUE SE  
QUEDE SENSIBLEMENTE ARRIBA DE ESTA, NO OBSTANTE QUE SE OBTENGA UN  
RECHAZO ACEPTABLE, DEBERA REANUDARSE EL HINCADO 24 HORAS DESPUES-  
PARA PODER DAR COMO APOYADO CORRECTAMENTE EL ELEMENTO; LA RAZON -  
ES QUE, AL ESTARSE TRABAJANDO EN UN SUELO ERRATICO, EL SONDEO CO-  
RRESPONDIENTE PUDO NO HABER DETECTADO UNA CAPA LIMOSA DE BAJA POTEN-  
CIA (ESPESOR DE LA CAPA) Y QUE DURANTE EL PROCESO DE HINCADO IN--  
CREMENTEMOS SU NUMERO DE GOLPES AL COMPACTAR DICHA CAPA DURANTE-  
ESTA OPERACION, AL PRODUCIRSE LA COMPACTACION SE EXPULSA EL AGUA-  
HIGROSCOPICA CON LO QUE ESTA CAPA ADQUIERE UNA DUREZA TRANSITORIA,  
LA CUAL PIERDE CUANDO POR CAPILARIDAD EL AGUA VUELVE A PENETRAR--  
ENTRE LOS GRANOS DEL LIMO.

CITARE EL CASO QUE SE PRESENTO CUANDO EL DEPARTAMENTO DEL DISTRI-  
TO FEDERAL EFECTUO LOS TRABAJOS DE PILOTAJE PARA EL PASO SAN LO--  
RENZO DEL TRAMO SUR DEL PERIFERICO; LOS PILOTES EN ESTA ZONA SE -  
HINCARON CONPERFORACION PREVIA SIN NINGUN TIPO DE ADEME, OBTENIEN-  
DOSE EL RECHAZO 2.00 M. ARRIBA DE LA COTA SEÑALADA EN EL ESTUDIO,  
SIN EMBARGO, LA MAYORIA DE ELLOS ALCANZARON SU COTA AL REANUDAR--  
EL HINCADO 24 HORAS DESPUES.

UN SONDEO NOS PUEDE INDICAR CON MUCHA EXACTITUD EL TIPO DE CIMEN-  
TACION ADECUADA, LA CUAL PUEDE SER A BASE DE PILOTES DE FRICCIÓN;  
DE APOYO, MIXTOS, PILAS, CILINDROS, ETC.

CON EL PROPOSITO DE UBICAR NUESTRO TEMA NOS AVOCAREMOS ESPECIFICA

MENTE A PILOTES

e) TIPOS DE PILOTE.- PARA PODER DEFINIR EL EQUIPO A EMPLEAR EN UN HINCADO DE PILOTES, ADEMAS DE TODA LA EXPLICACION ANTERIORES NECESARIO TOMAR EN CONSIDERACION LO SIGUIENTE:

I) CONSTITUCION: CONCRETO, MADERA, ACERO, ETC.

II) SECCION: RECTANGULAR, TRIANGULAR, H, CILINDRICA, ETC.

III) FABRICACION: EN OBRA O PLANTA

IV) LONGITUD: EN 1, 2 O MAS TRAMOS

V) HINCADO: CON CHIFLON, PERFORACIONES PREVIAS, PERCUSION, MIXTOS, VERTICALES O INCLINADOS.

I) CONSTITUCION.- EL MODULO DE ELASTICIDAD DEL MATERIAL DEL QUE ESTA CONSTITUIDO UN PILOTE, JUEGA UN PAPEL MUY IMPORTANTE DURANTE EL HINCADO, ES NECESARIO FORMARSE UN CRITERIO PRACTICO PARA LA ELECCION DEL MARTILLO.

ALGUNAS SECRETARIAS EN NUESTRO PAIS, HAN ELABORADO SUS PROPIAS ESPECIFICACIONES EN FUNCION DE SU EXPERIENCIA Y ASI POR EJEMPLO TENEMOS QUE RECOMIENDAN APLICAR AL PILOTE POR HINCAR, UNA ENERGIA EQUIVALENTE A 0.5 KG-M. POR CADA KILO DE PILOTE, LOGICAMENTE ESTA ESPECIFICACION DEBE MANEJARSE CON MUCHO CRITERIO PUES ESTA ENERGIA SE PUEDE DAR CON UN ELEMENTO DE MASA REDUCIDA (UNA BALA).

OTRA ESPECIFICACION QUE SE ESTILA EN NUESTRO MEDIO CONSTRUCTIVO ES LA REFERENTE A MARTILLOS DE CAIDA LIBRE Y QUE DICE: LA PARTE GOLPEADORA DEBE TENER UN PESO EQUIVALENTE AL 50% DEL ELEMENTO POR HINCAR, PERMITIENDOSE UNA ALTURA DE CAIDA DE 1.00 A 2.50 M., ESTA ESPECIFICACION RESULTA POCO PRACTICA DEBIDO A



QUE EN UNA OBRA A VECES SE REQUIERE HINCAR PILOTES DE DIFERENTES LONGITUDES Y SECCIONES Y RESULTA INCOSTEABLE TENER OCIOSA UNA COLECCION DE EQUIPO; AFORTUNADAMENTE SE CUENTA YA EN NUESTRO MEDIO CON EQUIPO DE DOBLE ACCION CUYO DISEÑO HA OBDECIDO A INFINIDAD DE EXPERIENCIAS EN DIFERENTES PARTES DEL MUNDO, -- LAS CUALES HAN SIDO CORROBORADAS EN INCONTABLES OBRAS LLEVADAS A CABO EN NUESTRO PAIS, DE ESTE EQUIPO EL MAS CONOCIDO POR NOSOTROS ES EL MARTILLO DELMAG DE COMBUSTION INTERNA DEL QUE -- EXISTEN LOS SIGUIENTES TIPOS: D-5 DE 9,000 LBS. PIE, D-12 DE 22,500 LBS. PIE, D-22 DE 40,000 LBS. PIE, D-30 DE 60,000 LBS. PIE Y D-44 DE 80,000 LBS. PIE.

LA CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES HINCADOS CON UN MARTINETE DIESEL DELMAG COMO MEJOR SE PUEDE CALCULAR ES UTILIZANDO LA FORMULA DELMAG.

$$W = \frac{E.R}{(c.L + s) (R + Q)}$$

W= CAPACIDAD DE CARGA FINAL EN TONELADAS (SIN CONTAR LA -- FRICCION)

E= ENERGIA POR GOLPE (EN KGM) DEL MARTINETE DIESEL UTILIZADO.

R= PESO DEL IMPACTO (EN KG.)

c= FACTOR DE ELASTICIDAD DEL PILOTE Y SUELO EN MM. PARA UN METRO DE LONGITUD DEL PILOTE.

L= LONGITUD DEL PERFIL A HINCAR (M)

S= PENETRACION MEDIA PERMANENTE POR GOLPE (MM)

Q= PESO DEL PERFIL A HINCAR (KG.)

PARA OBTENER UNA CIFRA CONSERVADORA DE LA CARGA PUEDE APLICARSE -- UN COEFICIENTE DE SEGURIDAD DE 2 A 3 (NO INCLUIDO EN LA FORMULA) LOS VALORES DE E, R y c PUEDEN OBTENERSE DE LA TABLA. LOS DE L, s y Q se OBTIENEN EN OBRA.

LOS VALORES QUE PARA c APARECEN EN LA TABLA SON EMPIRICOS Y DEBEN COMPROBARSE CON LAS LECTURAS DE PENETRACION REAL EN LOS ULTIMOS - 10 GOLPES. (VER FIGURA 1, Y 2)

---

Valores para E, R + C de los martinetes

		D44	D30	D22	D12	D5	D4	D2
E= Energía/golpe	Kgm.	12000	7500	5500	3125	1250	500	250
R= Peso de la masa	Kg.	4200	3000	2230	1250	500	380	220

---

c= Factor de elasticidad: 0.6 para madera, 0.3 para acero y hormigón (para todos los modelos)

---

ENERGIA (POR DEFINICION) ES LA "HABILIDAD DE UN CUERPO PARA PRODUCIR UN TRABAJO".

EN ESTE SENTIDO LOS "CUERPOS PRODUCTORES DE TRABAJO" ESTAN REPRESENTADOS POR LOS DISTINTOS MARTINETES DIESEL D-5/D, 12/D, 22/D - 30 y D44. AUN CUANDO SON DISTINTOS EN DIMENSIONES FISICAS, SIN EMBARGO, TODOS USAN DEL MUY EFICAZ PRINCIPIO DE LA "ATOMIZACION-POR GOLPE". ESTE PRINCIPIO CONSISTE EN CIERTO SISTEMA DE INYECCION DE COMBUSTIBLE DIESEL Y SU ATOMIZACION EMPLEADO PARA MARTI-

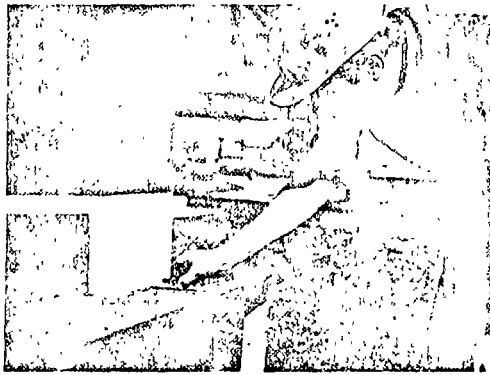


Fig. 1

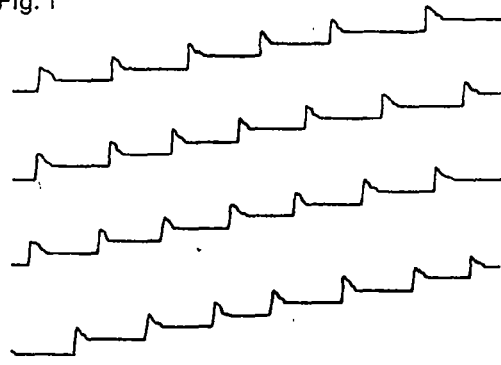
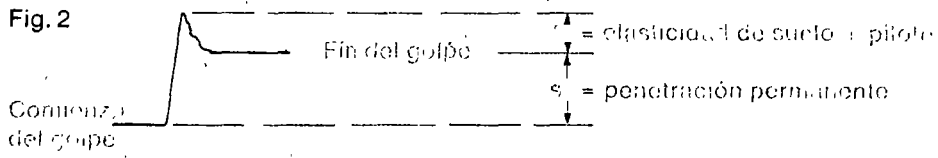


Fig. 2



NETES DIESEL Y QUE FUE INVENTADO POR KONRAD HAAGE, Ph. D. ING. JEFE DE DELMAG DURANTE MUCHOS AÑOS.

EN CONTRASTE CON LA INYECCION A ALTA PRESION COMUN A OTRAS MAQUINAS DIESEL, EL COMBUSTIBLE SE INYECTA EN LA CAZOLETA DEL BLOQUE DE IMPACTO, A BAJA PRESION, AL COMIENZO DEL CICLO DE COMPRESION (VER ESQUEMA SOBRE EL PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO) - AL CAER LA MAZA COMPRIME EL AIRE EN EL CILINDRO (ENERGIA DE COMPRESION) Y DESPUES GOLPEA EL BLOQUE DE IMPACTO (ENERGIA DE IMPACTO). EL IMPACTO A SU VEZ ATOMIZA EL COMBUSTIBLE QUE ESCAPA A LA CAMARA DE COMBUSTION EN DONDE EL AIRE MUY COMPRIMIDO, PROVOCA LA COMBUSTION INMEDIATA.

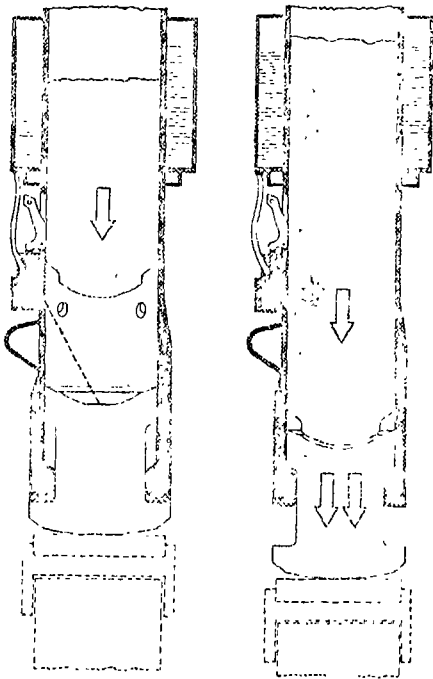
DADO QUE LA ENERGIA DE LA EXPLOSION ALCANZA SU VALOR MAXIMO INMEDIATAMENTE DESPUES DEL IMPACTO, SE CONSIGUE UNA PROLONGACION DEL MOVIMIENTO DEL PILOTE QUE HABIA COMENZADO EN EL MOMENTO DEL IMPACTO. LA RELACION TEMPORAL DE ESTOS HECHOS APARECEN EN LA ILUSTRACION GRAFICA No. 3

LA ENERGIA TOTAL DEL GOLPE, ESTA FORMADA, POR TANTO, POR LA SUMA DE:

ENERGIA DE COMPRESION + IMPACTO + EXPLOSION.

LA SUMA DE ESTAS 3 FORMAS DE ENERGIA PERMANECE CONSTANTE DURANTE CADA CICLO, MIENTRAS NO SE CAMBIE LA CANTIDAD DE COMBUSTIBLE INYECTADO CADA ELEMENTO DE ENERGIA EJECUTA UN CIERTO COMETIDO, TENIENDO CADA UNO SU PROPIA SIGNIFICACION: LA ENERGIA DE COMPRESION PRE-CARGA TODO EL SISTEMA COMPUESTO POR EL BLOQUE DEL IMPACTO, EL CABEZAL Y EL PILOTE DE TAL MANERA QUE PRACTICAMENTE FORMAN UNA SOLA UNIDAD ANTES DEL GOLPE. ASEGURA QUE EL SUBSIGUIENTE IMPACTO SE DISTRIBUYA SOBRE LA MAYOR SECCION--

## ESQUEMA SOBRE PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO

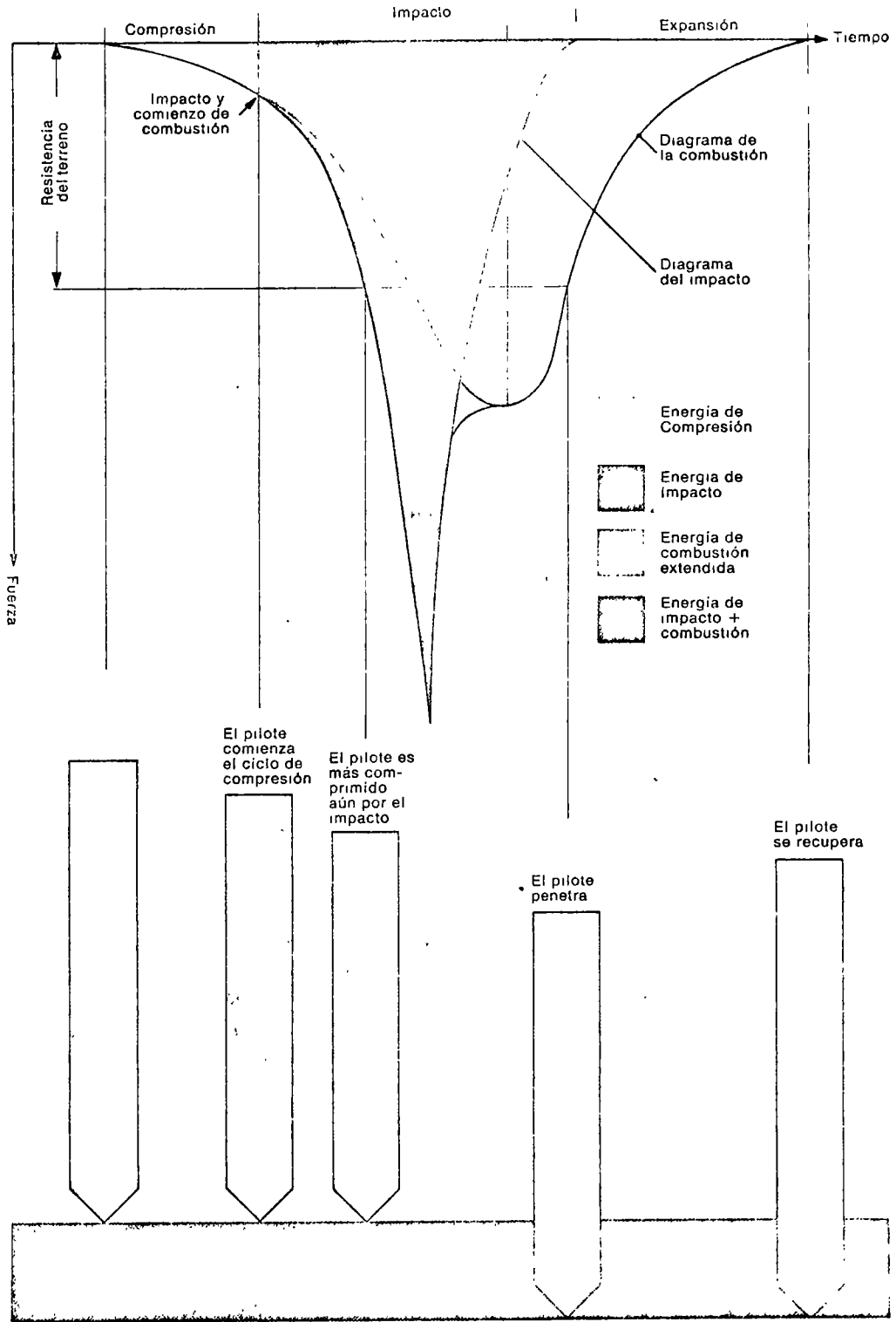


### **Caída libre y compresión**

La pesada maza cae por gravedad y acciona la leva de la bomba de inyección, con lo que el combustible penetra en la concavidad del bloque de impacto. Al pasar la maza frente a los orificios de escape, comienza la compresión del aire encerrado por delante en el cilindro. La presión ejercida por esta compresión en rápido aumento empuja el bloque de impacto y el cabezal, ajustándolo firme y equilibradamente contra la cabeza del pilote.

### **Impacto + Explosión**

Al chocar con el bloque de impacto, se rompe la fricción estática alrededor del pilote y éste comienza a penetrar en el terreno. Este impacto también atomiza el combustible previamente depositado en la concavidad del bloque de impacto. Las partículas de combustible pasan a la cámara anular de combustión, en donde, en presencia de aire fuertemente comprimido, se produce la ignición instantáneamente. La expansión de los gases quemados se produce en dos sentidos, ayudando a entrar más el pilote y lanzando hacia arriba la maza para el nuevo ciclo.



POSIBLE DE LA CABEZA DEL PILOTE. ESTO REDUCE LA FUERZA DEL--  
GOLPE POR UNIDAD DE SUPERFICIE A UN GRADO MENOR DE LOS QUE ES  
POSIBLE CON MARTINETES QUE UTILIZAN OTRO PRINCIPIO. LA PRE--  
CARGA ADEMAS FACILITA UNA MAS EFICAZ TRANSMISION DE LA ENER-  
GIA AL PILOTE, LO QUE ES UNA VENTAJA ADICIONAL.

LA ENERGIA DE IMPACTO DE LA MASA QUE CAE, NORMALMENTE PROPOR-  
CIONA LA MAYOR PARTE DE LA FUERZA DE HINCA. LA COMBUSTION CO-  
MIENZA EN EL MOMENTO DEL IMPACTO Y LA ENERGIA DE LA EXPLOSION  
TIENE EL EFECTO DE PROLONGAR EL DE POR SI RELATIVAMENTE CORTO  
IMPULSO DE IMPACTO. LA DIFERENCIA DE TIEMPO ENTRE EL IMPACTO-  
Y LA EXPLOSION TIENE LA VENTAJA DE DEJAR QUE LA ENERGIA DE LA  
EXPLOSION DESARROLLE SU MAXIMO EFECTO EN EL PILOTE, CUANDO YA  
ESTE HA COMENZADO A MOVERSE UNA VEZ VENCIDO EL ROZAMIENTO ES-  
TATICO. ESTO DA COMO RESULTADO UN MAYOR RENDIMIENTO DEL QUE -  
PUEDE CONSEGUIRSE CON MARTINETES QUE NO PRODUZCAN ENERGIA DE-  
EXPLOSION. MAS AUN, EL EFECTO DEL EMPUJE ADICIONAL DE LA EX--  
PLOSION, ES TAL QUE REDUCE EL PELIGRO DE RUPTURA DE PILOTES--  
DELICADOS FRENTE A LA TRACCION (PILOTES DEHORMIGON). ESTO ES  
DEBIDO A QUE EL EFECTO AMORTIGUADOR DE LOS GASES EN EXPANSION  
SE OPONE A LA REPENTINA RELAJACION DEL PILOTE DESPUES DEL GOL-  
PE.

ES INTERESANTE NOTAR QUE LA ENERGIA DE IMPACTO Y LA EXPLOSION,  
SE CONBINAN EN PROPORCIONES DISTINTAS PARA DAR LA ENERGIA TO-  
TAL. EN PILOTES DE RAPIDA PENETRACION LA MAYOR PARTE DE LA -  
ENERGIA QUE ACTUA SOBRE EL PILOTE SALE DE LA EXPLOSION. A ME-  
DIDA QUE LA HINCA SE HACE PROGRESIVAMENTE MAS DURA, COMIENZA-

A DOMINAR LA ENERGIA DE IMPACTO COMO FACTOR PREDOMINANTE, Y SE REDUCE PROPORCIONALMENTE LA ENERGIA DE LA EXPLOSION.

EL CRITERIO QUE SE SIGUE EN LA PRACTICA PARA EL EMPLEO DE ESTOS MARTINETES, ES EL CITADO ANTERIORMENTE, HACIENDO VARIAR LA ENERGIA DE 0.3 A 0.5 KG. - M, POR KILO DE PILOTE POR HINCAR REQUIERA O NO PERFORACION PREVIA, SI SE TRATA DE PILOTES DE APOYO.

LA CONCLUSION PRACTICA DE ESTA EXPLICACION SE PUEDE ACLARAR -- CON EL SIGUIENTE EJEMPLO: SUPONGAMOS QUE TENEMOS 2 PILOTES, - UNO DE ACERO Y OTRO DE CONCRETO DE LA MISMA LONGITUD, Y PRETENDEMOS APOYARLOS EN UN ESTRATO DEFINIDO UTILIZANDO EL MISMO MARTILLO, COMETERIAMOS UN ERROR TRATANDO DE DAR LA MISMA ESPECIFICACION DE RECHAZO EN LOS DOS PILOTES, PUES DE HACERLO ASI, SE OBTENDRIA MENOS PENETRACION EN EL PILOTE DE CONCRETO, DE AHI - LA IMPORTANCIA QUE TIENE LA CONSTITUCION DEL ELEMENTO.

II) SECCION.- CUANDO LOS PILOTES VAN A TRABAJAR POR FRICCION CONVIENE ELEGIR SECCIONES QUE NOS DEN GRAN PERIMETRO, CON Poca AREA - DE ATAQUE, ESTO PERMITE APROVECHAR AL GRADO MAXIMO EL AREA DE CONTACTO EN CAMBIO PARA LOS PILOTES DE APOYO LO QUE CUENTA ES - EL AREA DE ATAQUE, LUEGO ENTONCES DEBERA HACERSE TODO LO CONTRARIO. TAMBIEN ES IMPORTANTE ANALIZAR LA SECCION PARA EL CASO EN QUE SE REQUIERAN EFECTUAR PERFORACIONES PREVIAS, PUES UNA SECCION CUADRADA O TRIANGULAR NOS OBLIGA A REALIZAR PERFORACIONES - EXCESIVAS PARA EVITAR QUE ESTAS SE HAGAN TRABAJAR DEMACIADO DURANTE EL HINCADO; SE TIENE EL INCONVENIENTE DE QUE EL PILOTE NO QUEDA PERFECTAMENTE APOYADO EN TODO SU CUERPO, EN ESTOS CASOS -



LO IDEAL ES UTILIZAR PILOTES CILINDRICOS.

III) FABRICACION.- GENERALMENTE CUANDO LOS PILOTES SEAN DEL TIPO PRECOLADO, SERAN FABRICADOS EN EL LUGAR MISMO DE LA OBRA, PROCURANDO LOCALIZAR LA ZONA DE MANUFACTURA, LO MAS PROXIMA POSIBLE A LOS PUNTOS DE HINCADO, PROVEYENDOLOS DE ASAS O DE CUALQUIER OTRO ELEMENTO QUE PERMITA SU MANEJO, EN ESTOS CASOS ES NECESARIO QUE EL CONSTRUCTOR REVISE SI LA SECCION, ES CAPAZ DE SOPORTAR LOS ESFUERZOS DE MANIOBRA. SI EL PILOTE OBEDECE A UN DISEÑO ESPECIAL TAL COMO PUEDE SER UN PILOTE PRESFORZADO, TUBULAR O DE ALGUN PERFIL DE ESTRUCTURA COMERCIAL, LOGICAMENTE ESTOS SERAN FABRICADOS EN PLANTA.

IV) LONGITUD.- LA LONGITUD DE UN PILOTE ESTA LIMITADA EN FUNCION DE SU SECCION Y DEL EQUIPO DISPONIBLE Y ES ASI QUE EN INFINIDAD DE OBRAS EL PILOTEADOR SE VE OBLIGADO A EFECTUAR EL HINCADO EN TRAMOS.

EXISTEN VARIAS FORMAS DE UNIR LOS TRAMOS DE UN PILOTE SIENDO LA MAS USUAL LA QUE SE HACE A BASE DE PLACAS DEBIDAMENTE ANCLADAS A CADA TRAMO, LAS CUALES DE SUELDAN ENTRE SI, EL INCONVENIENTE DE ESTAS JUNTAS ES QUE SU DISEÑO ARROJA ESPESORES CONSIDERABLES EN LAS PLACAS DE UNION, YA QUE LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN DURANTE EL PROCESO DE HINCADO NO SON COLINEALES; PARA EVITAR ESTO SE ACONSEJA HACER USO DE UN CASQUILLO, DE TAL MANERA QUE EL ANCLAJE DE ESTE AL CUERPO DEL PILOTE, SE HAG A TRAVEZ DE VARILLA SOLDADA AL PERIMETRO INTERIOR DE DICHO CASQUILLO, CON LOS ESFUERZOS SE ALOJAN EN UN MISMO PLANO, DISMINUYENDO CONSIDERABLEMENTE EL ESPESOR DE LAS PLACAS DE UNION.

EN UNO Y OTRO CASO LOS TRABAJOS DE SOLDADURA QUE SE LLEVAN A CABO AL EMPATAR LOS TRAMOS, REQUIEREN DE CUIDADOSA MANO DE OBRA PARA EVITAR EL SOBRE CALENTAMIENTO DEL CONCRETO VECINO A LAS PLACAS DE UNION, LO QUE SE LOGRA EMPLEANDO ELECTRODOS ESPECIALES Y UNA MANO DE OBRA ALTAMENTE CALIFICADA, ESTO TAMBIEN IMPLICA PERDIDAS DE TIEMPO TANTO DE EQUIPO COMO DEL PERSONAL (ALGUNOS EMPATES DE PILOTES, REQUIEREN HASTA DE 5 HORAS).

ANTE ESTE PROBLEMA Y DESPUES DE UNA SERIE DE ESTUDIOS, DISEÑE UNA JUNTA, LA CUAL BASICAMENTE TRABAJA POR ADHERENCIA Y QUE CONSISTE PROVEER A LOS TRAMOS POR JUNTAR DE UNA PLACA DE -- 3/8" DE ESPESOR, DEBIDAMENTE ANCLADA DEJANDO PREPARACIONES EN SU NUCLEO, SEMEJANDO UNA HEMBRA Y UN MACHO; EL PROCEDIMIENTO ESTABLECE QUE SIEMPRE DEBE HINCARSE PRIMERO EL TRAMO DOTADO DE LA HEMBRA CUYA PREPARACION ANTES CITADA, SE RELLENA CON UN MORTERO DE ALTA CALIDAD CONTENIENDO UN ADITIVO -- EXPANSIVO, POSTERIORMENTE SE COLOCA AL TRAMO CON EL MACHO, EL CUAL ESTA CONSTITUIDO CON UN NUMERO DE VARILLAS EQUIVALENTE AL REFUERZO PRINCIPAL DEL PILOTE, POSTERIORMENTE SE SUELDAN EXCLUSIVAMENTE LAS ESQUINAS, APROXIMADAMENTE 3"/ESQUINA, SOLDADURA SUFICIENTE PARA SOPORTAR LOS ESFUERZOS DE HINCAMIENTO, YA QUE LAS VARILLAS DE ANCLAJE SE LOCALIZAN EN LAS ESQUINAS.

ESTA JUNTA SE HA EMPLEADO EN VARIAS OBRAS TALES COMO: EL PASO SUPERIOR QUE FERROCARRILES NACIONALES CONSTRUYO EN LA -- AV. CUITLAHUAC, LA ALIMENTACION DEL CENTRO POSTAL MECANIZADO, UBICADO EN BUENAVISTA, EN ESTA CIUDAD, DONDE LA SECCION DE-

LOS PILOTES FUE DE 70 x 70 CM. Y ALGUNAS OTRAS OBRAS MAS.

V) HINCADO.- EN LOS PUNTOS ANTERIORES YA HEMOS ESBOZADO ALGUNAS IDEAS CON RELACION AL HINCADO PORPERCUSION, PERFORACIONES PREVIAS Y EL EMPLEO DEL CHIFLON, POR LO QUE NOS CONCRETAREMOS A CITAR ALGUNAS ACLARACIONES AL RESPECTO:

PARA OBTENER OPTIMOS RESULTADOS EN EL HINCADO DE PILOTES UTILIZANDO CHIFLON, ES CONVENIENTE QUE LAS BOQUILLAS DE ESTOS SE LOCALICEN APROXIMADAMENTE A UNOS 20 CMS. DE LA PUNTA DEL PILOTE, ALINEANDOLOS DE TAL MANERA QUE PRODUZCAN UN "PAR", CON EL PROPOSITO DE FACILITAR LA SALIDA DEL MATERIAL HORADADO POR LAS FLECHAS DE AGUA LAS BOMBAS PARA ESTE OBJETIVO DEBEN TENER UN GASTO PROMEDIO DE 100 M3/HORA, CUYA EXPULSION DEBERA SER DE 7 ATMOSFERAS COMO MINIMO. ANTES DE INICIAR EL HINCADO MEDIANTE ESTE SISTEMA, DEBERA PROCURARSE CONTAR CON UNA FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA SUFICIENTE YA QUE SI SE SUSPENDE EL BOMBEO POR ALGUNA RAZON, DEBIDO A LA DIFERENCIA DE PRESIONES OCASIONADA INSTANTANEAMENTE, LA TUBERIA DEL CHIFLON SE TAPONARA QUEDANDO INSERVIBLE PARA SEGUIRSE OPERANDO; DEBIDO A ESTO NO ES RECOMENDABLE EL USO DE CHIFLONES PARA HINCADO DE PILOTES DE VARIOS TRAMOS. SUELE CONJUGARSE, DE ACUERDO CON LOS DATOS DEL SUBSUELO, LOS DIFERENTES PROCEDIMIENTOS DE HINCADO (PERCUSION, PERFORACIONES PREVIAS Y CHIFLON).

SI NUESTRO PROYECTO ESPECIFICA LA NECESIDAD DE HINCAR PILOTES INCLINADOS, DEBERAN HACERSE PREPARACIONES ESPECIALES PARA LA MOVILIZACION DEL EQUIPO, SI ES QUE ESTE RESULTA DEFICIENTE PARA SOPORTAR CARGAS EXCENTRICAS, ASIMISMO, ES ACONSEJABLE UTILIZAR-

LODO BENTONITICO PARA ESTABILIZAR SUS PERFORACIONES PREVIAS.  
EN GENERAL PODEMOS DECIR QUE EN NUESTRO MEDIO, EXISTE EQUIPO --  
ADAPTADO PARA HINCADO DE PILOTES SIN MAYOR PROBLEMA HASTA DE 15°  
RESPECTO A LA VERTICAL.

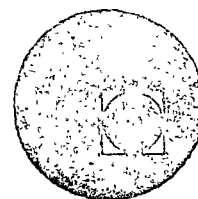
f) NUMERO DE PILOTES.- ,QUIZA ESTE CONCEPTO SEA EL MAS IMPORTANTE --  
DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO YA QUE LA MOVILIZACION DE EQUI-  
PO Y PERSONAL ES UNA OPERACION QUE DEBE HACERSE YA SEA PARA EL -  
HINCADO DE UNO O VARIOS PILOTES, POR LO TANTO DEBEMOS TENDER A -  
MODIFICAR EL CRITERIO DE ALGUNAS DEPENDENCIAS GUBERNAMENTALES, -  
QUIENES HAN FORMADO UN TABULADOR, OLVIDANDOSE DE ESTE FACTOR.  
ASIMISMO, DEBEMOS COMBATIR CON RAZON, QUE DICHS TABULADORES SON  
INOOPERANTES CUANDO PRETENDEN APLICARLOS SOBRE LONGITUDES REALES-  
DE HINCADO, SIN CONSIDERAR QUE EL CONTRATISTA TUVO QUE MOVILIZAR  
EQUIPO PARA MANIOBRAR TODA LA LONGITUD DE DISEÑO DEL PILOTE, --  
CON ESTO SE QUIERE DECIR QUE ES MAS COSTOSO EN TERMINOS GENERA--  
LES LA PREPARACION DEL HINCADO QUE EL HINCADO MISMO, SIEMPRE Y -  
CUANDO EL SUBSUELO POR TRATAR, REQUIERA VERDADERAMENTE DE LOS TRA-  
BAJOS DE PILOTAJE.

g) SUPERVISION.- POR ULTIMO, EL CONTRATISTA DEDICADO A ESTE TIPO DE  
OBRAS, DEBE ORGANIZARLAS DE TAL MANERA, QUE PUEDA CONTAR CON LA -  
ASISTENCIA TECNICA, DURANTE, EL DESARROLLO DE ESTA ETAPA DE LOS--  
TRABAJOS, YA QUE CUALQUIER PERDIDA DE TIEMPO SE TRADUCE A LA - -  
POSTRE EN EROGACIONES CONSIDERABLES, PUES EL PERSONAL Y EQUIPO-  
CONSUMEN MINUTO A MINUTO AUN CUANDO SU PRODUCCION SEA NULA.  
ESTA SUPERVISION DEBERA SOLICITAR CON LA DEBIDA ANTICIPACION EL-  
VISTO BUENO DE LOS MATERIALES CON QUE SE FABRICARAN LOS PILOTES,

INCLUSIVE ANTES DE LLEVAR A LA OBRA EL PERSONAL Y EQUIPO, QUE HARA LOS TRABAJOS, ASIMISMO, SE LE DEBERA HACER NOTAR CON ANTICIPACION LOS PROBLEMAS QUE PUDIERAN PRESENTARSE, DE ACUERDO CON SU EXPERIENCIA Y EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS QUE TENGA EN SU PODER, PARA CORREGIR DE ANTEMANO CUALQUIER ANOMALIA.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES.

CIMENTACIONES POR CILINDROS Y CAJONES DE  
CONCRETO REFORZADOS

ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ

AGOSTO, 1978.

## CIMENTACIONES POR CILINDROS Y CAJONES DE CONCRETO REFORZADO.

### GENERALIDADES.


La cimentación por cilindros y cajones de concreto reforzado está basada en el antiguo sistema llamado "Pozo Indio", ideado para la construcción de pozos de agua y el cual aún se continúa aplicando en la actualidad.

Este sistema consiste básicamente en la construcción de un elemento de forma cilíndrica o cuadrangular con paredes perimetrales y hueco al centro, el que permite mediante el uso de un equipo apropiado la excavación y extracción de material. Esta excavación provoca que el elemento construido se vaya hundiendo en el terreno debido a su peso propio y a la falta de apoyo.

Las partes que forman un cajón o cilindro de cimentación son las siguientes:

La cuchilla cortadora, de acero estructural, localizada en la parte inferior, que es el elemento de ataque para cortar el material donde se va hincando. Anteriormente se fabricaban estas cuchillas con una altura de 1.50 m., de sección tronco-cónica para formar la transición entre la cuchilla propiamente dicha y la pared del cilindro o cajón, pero en la actualidad se han reducido a una pequeña sección de 0.30 m. de altura y la transición se hace de concreto, formando parte de la pared.

Las paredes, que forman el cuerpo del cajón o cilindro, de concreto reforzado con una resistencia del orden de 250 Kg/cm<sup>2</sup>; su función, además de ser el ademe necesario para el procedimiento de hincado, es la de transmitir las cargas al tapón inferior. El espesor normal de las paredes varía de 0.80 m. a 1.00 m. y queda fijado más que por el aspecto estructural en sí, para dar el peso para el hincado y la capacidad para resistir los golpes del equipo durante dicho proceso. Los diámetros más utilizados en la construcción de cilindros son de 4.50 m., 5.00 m. y 7.00 m. y las secciones de los cajones son sumamente variables de acuerdo a las necesidades de cimentación. En algunos casos se coloca tubería ahogada en las paredes para chiflonar o barrenar el material de excavación en la parte inferior cuando así se requiere.



El tapón inferior, que generalmente se construye de concreto simple debido a que por su gran espesor y corto claro no requiere refuerzo, colado bajo agua, con una resistencia mínima de 200 Kg/cm<sup>2</sup>; su función es transmitir las cargas al terreno y evitar la penetración del cilindro o cajón en el mismo; su altura normal es de 1.50 m. a 2.00 m. y abarca desde el nivel inferior de la cuchilla cortadora hasta donde termina la sección tronco-cónica.

El relleno interior, (que solo en algunos casos se coloca) de material graduado o material disponible, según el caso, cuya función es aumentar el peso o bien facilitar la construcción del tapón superior evitando una obra falsa demasiado difícil y costosa en caso de cajones.

El tapón superior, de concreto reforzado con resistencia normal de 250 Kg/cm<sup>2</sup>, cuyo objeto es transmitir a las paredes la carga de los elementos que sobre él apoyan. Este tapón sella el cilindro o cajón en su parte superior después del colado del tapón inferior y de las inspecciones requeridas; sus espesores normales varían de 1.00 m. a 3.00 m.

#### PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

El procedimiento de construcción normal consiste en lo siguiente. Generalmente se hace un terraplén o una excavación previa en el lugar donde va a quedar ubicado el cilindro o cajón; el primer caso se requiere cuando se tienen tirantes de agua permanente y se hace con objeto de evitar la utilización de forros perdidos cuyo costo es demasiado elevado, el segundo caso cuando no se tiene agua y el nivel freático se encuentra a cierta profundidad, hasta la cual sea relativamente fácil la excavación, ya que el costo del hincado es bastante más alto que el de la excavación. Una vez formado el terraplén o ejecutada la excavación se nivela una plataforma de trabajo sobre su superficie y se arma la cuchilla cortadora que normalmente se fabrica en 3 o 4 secciones para facilidad de transporte; sobre la cuchilla se coloca el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la primera sección tronco-cónica que forma la transición entre la cuchilla y la pared. Una vez colado y fraguado el concreto se desmolda y se le da una resistencia adecuada --



se inicia el hincado utilizando por lo general un cucharón de concha de almeja o gajos, accionado mediante una draga o molinete que excava a través del hueco interior del cilindro y suca el material a la parte externa, provocando así el hundimiento. Al llegar el borde superior del tramo colado a una altura conveniente del terreno natural para facilitar la colocación de los moldes y el acero para el colado de la siguiente sección se suspende el hincado y se procede a estos trabajos.

En esta misma forma descrita se continúa hasta que se llega con la cuchilla al nivel de desplante. Al concluirse el hincado y tener el cajón o cilindro a su nivel de proyecto y en material conveniente se cuele el tapón inferior después de efectuar una limpieza mediante el mismo cucharón sin dientes o mediante un eyector; el colado por lo regular hay que hacerlo bajo agua utilizando alguno de los procedimientos que se describen más adelante. Cuando el concreto alcanza una resistencia aceptable se desagua al interior y se hace una inspección para determinar el estado del tapón y las paredes procediéndose después a rellenarlo de agua o con el material indicado en proyecto y por último colar el tapón superior.

#### COLADO DE PAREDES.

Los moldes para el colado de paredes se fabrican de madera o metálicos, utilizándose más estos últimos debido a su durabilidad y facilidad en el manejo. Los moldes interiores en caso de cilindros se hacen por lo regular en tres secciones que no cubren el perímetro total, dejando un pequeño espacio que al colocarlos se rellena con una pieza de madera o lámina, separando los marcos de los moldes mediante tornillos con el fin de poder retirarlos fácilmente después del colado ya que debido a la presión del concreto antes de fraguar es prácticamente imposible quitarlos si se dejan a tope; los moldes exteriores se hacen en cuatro secciones y no tiene mayor problema su colocación y retiro; su altura queda fijada por los anchos comerciales en que se vende la lámina que es del orden de 1.80 m., en caso de usarse madera se hacen de 2.50 a 3.00 m., de altura.

Cuando se está llegando con el hincado al nivel de proyecto - conviene que los colados finales se hagan de menor altura - puesto que existe la probabilidad que no sea posible bajar - hasta el desplante y si se tiene colada totalmente la pared - habrá que demoler la parte sobrante.

Antes de la colocación de los moldes se requiere fijar perfectamente el desplome que lleva la parte ya construida de cilindro o cajón con el fin de darle la misma inclinación a la - sección por colar ya que en caso de colocar los nuevos moldes verticalmente se ocasiona que se vaya formando una línea quebrada y darse el caso de que no sea posible continuar su hincado debido a la curvatura que presenta. Esto sucede sobre todo cuando la parte interior se encuentra llena de agua.

#### HINCADO.

Para los procedimientos a seguir en el hincado es difícil dar reglas generales puesto que la forma de hacerlo depende mas - que nada del tipo y las condiciones de los materiales que se atravieza y que presentan problemas muy distintos.

Las diversas formas de hincar un cilindro o cajón son las siguientes.

Con gente: Es el procedimiento primitivo y solamente se puede utilizar cuando el cilindro o cajón se encuentra a un nivel - tal que el agua se pueda agotar; para ello se introduce la - gente dentro del hueco y se excava a mano el material colocándolo dentro de un recipiente que pueda ser sacado con el equipo que se cuente. Es un procedimiento lento y puede ser peligroso por lo que poco se utiliza.

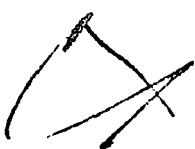
Con eyector: Consiste en inyectar aire a presión a través de un tubo especialmente diseñado que se sumerge en el agua hasta el fondo de la excavación; al inyectar el aire se forma - una corriente ascendente que arrastra agua y material. Requiere que haya agua y el manejo de un tubo grande desde la parte superior al que se precisa irlo bajando conforme baja la superficie del material en el fondo y su utilización queda limitada a la excavación en materiales sueltos, arenas y gravas con tamaños máximos de 3 a 4 pulgadas.

Con cucharones de concha de almeja o gajos accionados por malacates o dragas: Es el procedimiento más usual para el hincado, el cucharón que se utiliza se deja caer abierto para -

que penetre en el material, accionándolo después para cerrarlo y sacar el material fuera del cilindro o cajón y depositarlo en la parte externa. Cuando el material tiene cierta compacidad se ayuda un poco golpeándolo con el cucharón abierto para aflojarlo.

Con arietes: Cuando el material de la excavación tiene una dureza que no permite su ataque con el cucharón se requiere la utilización de arietes rectos ó inclinados. Consisten en un elemento pesado golpeante al que en un extremo se le hace una punta o bien se le coloca una cuchilla en forma de pala, de acuerdo al tipo de material que se esté atacando y por el otro extremo se sostiene mediante el malacate o draga. Se le deja caer para que rompa ó afloje el material y después poder sacarlo con el cucharón. El ariete recto solo permite atacar el material que se encuentra limitado por el perímetro interior del cilindro o cajón pero no el que está bajo la sección tronco-cónica cercana a la cuchilla para el cual se requiere el uso del ariete inclinado.

Con bombas: En algunos casos el bombeo ayuda para el hincado ya que al extraer el agua del interior del cilindro o cajón se está aumentando el peso del mismo lo que equivale a un lastreado, en otros casos el bombear se forma un flujo de agua que escurre entre las paredes y el material circundante, provocando una lubricación que disminuye la fricción. Para que el bombeo sea eficiente para el hincado se requiere que la cuchilla esté libre, sin apoyar en material, o sea que exista una caja o bulbo bajo la misma para que el cilindro o cajón pueda deslizarse libremente en cuanto se rompa la fricción. Hay que tener cuidado para que la caja bajo la cuchilla no sea demasiado grande ya que puede descender en forma instantánea y provocar la caída o golpes al equipo de bombeo si se tiene sostenido del mismo cilindro o cajón; también es necesario que los escapes de los motores de las bombas sean prolongados hasta fuera de las paredes para evitar el envenenamiento del aire que es peligroso para el personal y hace problemático el funcionamiento del equipo.



Con lastre: Es un procedimiento lento y que presenta muchas dificultades ya que requiere la construcción en la parte superior del cilindro o cajón de grandes plataformas para almace-

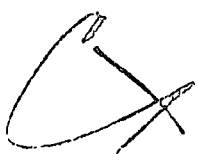
nar el material de lastre; también necesita de la caja bajo la cuchilla para poder bajar en el momento de romper la fricción. En algunos casos, cuando se trabaja en cauces donde hay agua permanente y se están utilizando chalanes estos pueden servir como lastre colgándolos de las paredes mediante algunos aditamentos especiales pero se precisa de maniobras difíciles, peligrosas y caras por lo que se utiliza muy poco.

Con chiflones: Los chiflones pueden ser de aire o de agua y se utilizan tanto por la parte interna como por la parte externa del cilindro o cajón; por la parte exterior tiene por objeto reducir la fricción entre el material y las paredes y es un trabajo lento ya que hay que ir introduciendo el chiflón entre la pared y el material desde la parte superior del mismo hasta cerca de la cuchilla e irlo recorriendo en todo el perímetro; requiere la formación previa de la caja bajo la cuchilla para que sea eficiente. Cuando se utilizan por la parte interna tiene por objeto aflojar el material lo que se logra por la presión y la fuerza de salida del agua o del aire; se requieren buzos y bastante equipo extra tal como compresoras, tubería, bombas de alta presión, diferenciales, etc. Algunas veces se pueden adaptar en los arietes y manejarlos desde fuera pero se vuelve un trabajo a ciegas difícil y bastante lento. Con fuertes tirantes de agua conviene más el uso del chiflón de aire pues las burbujas que tienden a subir ayudan a remover el material mientras los de agua tienen menor efectividad.

Con dinamita: Es un elemento peligroso en los trabajos de hincado y se usa en dos formas, la primera para romper el material cuando es rocoso o muy duro y poder extraerlo, lo que requiere de buzos para barroneo o emplastamiento, la otra para producir una vibración que rompa la fricción y baje, lo que requiere precisamente tener caja bajo la cuchilla; en este caso es muy conveniente bajar el tirante de agua dentro del cilindro o cajón lo más posible para evitar el golpe de ariete que provoca la explosión y que puede llegar a agrietar las paredes o en su forma que sea preciso de secharlos o utilizarlos solo como ademe colando dentro una columna de concreto simple o todo para poder transmitir

las cargas, lo que aunque es una solución aceptable encarece demasiado la construcción.

Con buzos: Además de que el trabajo de los buzos es lento y difícil generalmente estas personas no toman en cuenta las normas de seguridad lo que les puede ocasionar serios peligros, incluso la pérdida de la vida. Existen unas normas básicas de seguridad dadas por la casa Dragger en Alemania para estos trabajos que son los siguientes: Trabajándose de 0 a 13 m. de profundidad los buzos pueden bajar las veces que quieran y no hay límite en el tiempo de trabajo dependiendo exclusivamente del estado físico de la persona, la salida la pueden hacer de acuerdo a lo que aguanten por el cambio de presión pero hay que tomar en cuenta que si la hacen rápida es casi seguro que van a sufrir padecimientos posteriores; para profundidades de 20 m. que son casos muy frecuentes en la construcción de cilindros y cajones únicamente deben trabajar un máximo de una a dos horas en forma no intensa y la salida hacerla inicialmente a 5 metros de profundidad donde deben detenerse por un término de dos horas, la subida deben hacerla sumamente lenta y en los descansos no estar inactivos sino hacer movimientos suaves; para profundidades de 40 m. solamente deben ejecutar trabajos con una duración máxima de 1/2 hora y la salida inicialmente a una profundidad de 20 m. donde deben descansar 1 hr., después a una profundidad de 10 m. donde deben descansar 2 hrs. y a continuación a una profundidad de 5 m. donde deben permanecer 4 hrs. Como puede observarse para esta profundidad se requieren 7 hrs. de tiempo de salida para solamente 1/2 hr. de trabajo lo que resulta sumamente costoso. Para profundidades de 60 m. solamente deben trabajar durante 5 o 10 minutos y a 140 m. solo efectuar inspecciones de tiempo muy corto. Por otra parte, para profundidades mayores de 20 m. se requiere la ayuda de otro buzo con la misma experiencia para bajarlo rápidamente en caso de emergencia o bien enderezarlo en caso de volteamiento ya que pierden la noción del lugar en que se encuentran; se requiere también la ayuda de un cabo de vida atendiendo el abastecimiento y el equipo. En la actualidad, se están utilizando cámaras de televisión en inspección y evitar el trabajo de buzos. Los síntomas que-



se provocan en los buzos son fuertes dolores en las articulaciones debido a que el nitrógeno forma burbujas en la sangre, que si llegan a pasar al corazón pueden provocar la muerte.

Los problemas más difíciles en los trabajos de hincado se presentan en boleos de tamaños grandes ya que en ocasiones no es posible extraerlos con los equipos normales que se utilizan y requiere que se fragmenten mediante buzos y dinamita, además al apoyarse la cuchilla sobre ellos se provocan fuertes desplomes en los elementos que se están hincando. También los empotramientos en roca, sobre todo cuando los mantos son inclinados presentan serios problemas, para evitar que la cuchilla se apoye y se desplome el cilindro o cajón. Las arcillas muy compactas requieren por lo regular chifloneo por fuera de las paredes para reducir la fricción y trabajar con arietes para cortar y extraer el material en la parte interior.

Normalmente es necesaria la combinación de varios procedimientos de hincado ya que por lo regular no se encuentra material de un solo tipo. Para facilitar los hincados hay que tomar en cuenta una serie de datos y controles, primeramente el tipo de materiales por los que se está atravesando y los espesores, lo que en un momento dado será el factor determinante y clave para elegir el tipo de equipo y procedimiento que debe seguir; el desplome del elemento que se está hincando para poder dirigir la maniobra en forma conveniente ya que el cucharón debe cargarse hacia el extremo opuesto del desplome para extraer el material de ese lugar donde puede existir un obstáculo o que el terreno tenga una mayor compacidad, evitando así que se siga desplomando ya que de no atenderse este aspecto se puede ocasionar que no sea posible hincarlo ya que llegará el momento que el cucharón invariablemente caerá en la parte donde no se requiere y causará cada vez mayor desplome. Cuando ya no es posible controlar el desplome únicamente con el manejo del cucharón se utilizan retenidas en la parte superior del cilindro o cajón, ancladas a muertos o jaladas por equipo pesado para obligarlo a cabezear hacia el lugar deseado, aprovechando el momento en que se produce el hundimiento para jalarlo; también se puede ayudar mediante gatos del lado del desplome accionados contra el terreno o algún muerto colocado previamente; es conveniente colocar-



material recargado del lado del desplome y retirarlo en el lado contrario. No es aconsejable dejar que el elemento se desplome y después tratar de corregirlo ya que se provocan desalojamientos al pivotear el cilindro o cajón sobre algún punto de la cuchilla; la posición de la cuchilla, debe conocerse para saber la posición real del cilindro.

Durante el hincado en materiales suaves hay que vigilar la formación de cráteres alrededor del elemento que se hince ya que pueden llegar a provocar desplomes o bien que el equipo de hincado caiga dentro de ellos; para solucionarlo basta por lo regular con ir rellenándolos con el producto de la excavación; también se requiere una vigilancia para no formar cajas demasiado grandes bajo la cuchilla que pueden provocar que el elemento se hunda de golpe y provoque accidentes.

Como un dato meramente informativo ya que no es posible dar rendimientos promedio para estos trabajos, por su variabilidad, se puede considerar que para el hincado de cilindros del orden de 12 a 15 m. de profundidad, con diámetros de 4.50 a 5.00 m., en terreno de dureza media, un avance promedio de 0.50 m. por día. En mantos duros, rocosos o arcillosos los rendimientos no pueden fijarse y dependen mas que nada de la habilidad de los operadores del equipo que se utiliza y del ingenio de las personas que están al frente de los trabajos para la aplicación de los procedimientos más convenientes.

#### TAPONES INFERIORES.

Al terminarse el hincado de un cilindro o cajón y antes de colar el tapón inferior hay que hacer una limpieza con el cucharón sin dientes o con eyector; si se considera que pueda encontrarse bastante material adherido a la sección tronco cónica, al ariete se le puede adaptar una forma de pala para desprenderlo.

Para el colado de los tapones inferiores que normalmente se hace bajo agua se emplean dos procedimientos, el primero con un bote de colado de fondo móvil que se maneja mediante dos tambores de un malacate o draga. Uno de los tambores acciona -



el cable que maneja la tapa móvil del fondo y el otro sostiene directamente el bote, cuando se tiene el bote lleno de concreto hasta el borde superior para que al penetrar el agua no forme una caída y lo deslave, se levanta con el cable que sostiene el fondo móvil manteniéndolo así cerrado y se mete lentamente dentro del agua en el hueco interior del cajón o cilindro, al llegar al fondo, se tensa el cable que sostiene el bote y se suelta el de la tapa iniciando el izado lentamente. El peso del concreto obliga que la tapa inferior se abra y que el concreto fluya y se acomode, el concreto debe tener revenimiento de 15 a 20 cm. como mínimo para evitar huecos donde el agua penetre y lo deslave así como para facilitar su acomodo correcto. En esta forma se cuela hasta que el concreto llegue al nivel que se requiere lo que debe verificarse mediante sondeos y tomando en cuenta que sobre la parte superior se va a formar una nata con espesor de 20 a 30 cm. en cilindros de 4.50 m. de diámetro, por el material en suspensión que se va depositando en el fondo durante el colado.

El otro procedimiento llamado de trompa de elefante o tubo-Tremi consiste en un tubo, abierto en un extremo y en el otro con una tolva cuya capacidad mínima sea igual al volumen interior de todo el tubo. Se acciona de la siguiente forma: Se coloca el extremo abierto del tubo sobre la superficie del terreno en el fondo y se pone un tapón en la unión de la tolva y el tubo, que puede ser de bolsas de cemento vacías, costales de ixtle, bolsas de nylon, etc., que se sostiene en su lugar mientras se llena la tolva de concreto, una vez llena se suelta el tapón el cual por el peso del concreto es impulsado hacia abajo como un émbolo, desalojando el agua dentro del tubo que a su vez se llena de concreto. Cuando el tapón llega al fondo se llena nuevamente la tolva de concreto y se levanta ligeramente el tubo para que el tapón salga por la parte inferior y el concreto escurra, se debe controlar la elevación para que no se vacíe totalmente el tubo y se vuelva a llenar de agua; si se nota que el escurrimiento del concreto es demasiado rápido debe bajarse inmediatamente el tubo y volverse a lle



nar. En esta forma se continúa trabajando procurando que el tubo vaya siempre ahogado en el concreto depositado. Este equipo necesita manejarse mediante dragas, malacates o diferenciales para moverlo y accionarlo dado lo pesado del mismo. Cuando el concreto del tapón interior alcanza la resistencia necesaria se desaguan los cilindros o cajones para inspeccionarlos verificando si existen agrietamientos o entradas de agua. El desagüe se hace con botes diseñados especialmente para ello con una válvula en su parte inferior o bien sencillamente mediante tambores de 200 litros accionados por las dragas o los malacates.

#### TAPONES SUPERIORES.


Para la construcción del tapón superior se emplea generalmente una cimbra perdida que se apoya o se cuelga del brocal del cilindro o cajón. Generalmente en los cajones se rellena el hueco interior para el colado del tapón superior ya que la obra falsa resultaría muy cara dado el claro y el espesor de los tapones.

Algunas veces, por aspectos de estética, se requiere que el tapón superior quede bajo el nivel de aguas mínimas del río pudiendo en este caso utilizarse como molde una prolongación de la pared de concreto con un pequeño espesor.

#### ESPECIFICACIONES.

Las tolerancias permitidas en la construcción de todos los elementos de los cilindros o cajones están dadas en la parte tercera de las "Especificaciones Generales de Construcción" de la SAHOP que corresponde a obras de drenaje, estructuras y trabajos diversos.

Hay una serie de procedimientos de construcción muy amplios para la construcción de cilindros y cajones en condiciones especiales de obra que sería muy largo y difícil de detallar por lo que únicamente a continuación se transcriben las páginas 24 a 29 del libro denominado "Procedimientos de Construcción de Puentes" del Ingeniero Civil Ricardo Lazo y Herrera, en las cuales se detalla la construcción de cilindros y cajones en algunos de los principales puentes de la República Mexicana.



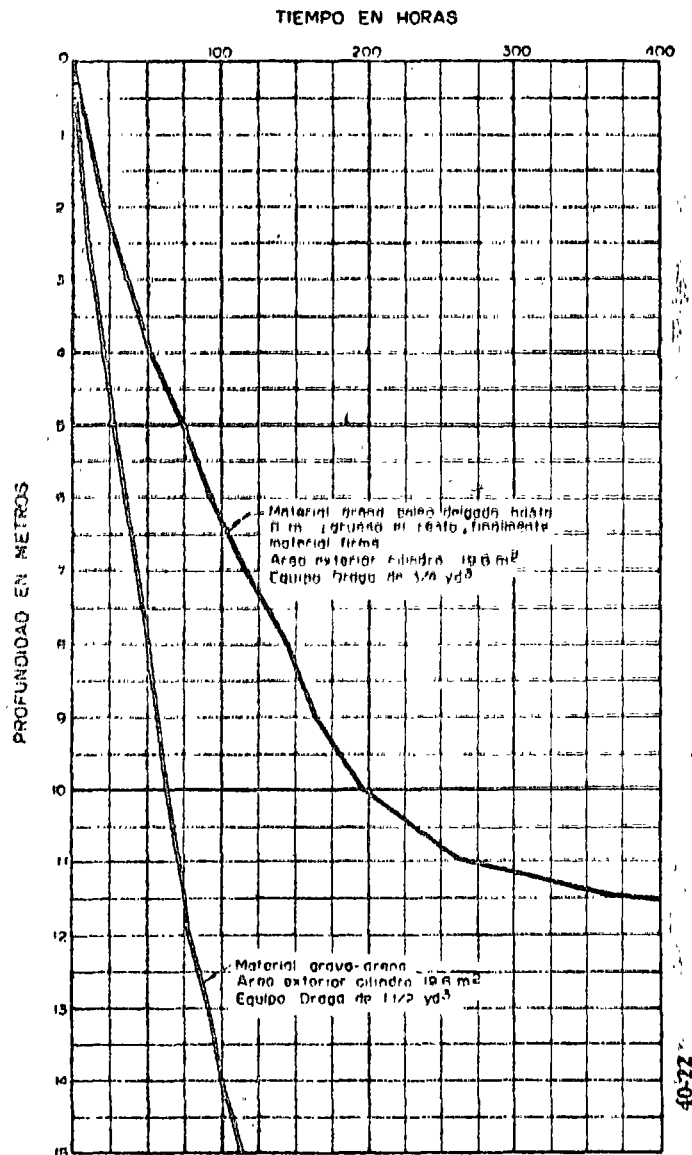
## CIMENTACION CON CILINDROS ABIERTOS

Este sistema de cimentación, en el que se emplean cilindros abiertos de concreto reforzado de pared gruesa, está basado en los llamados pozos indios, procedimiento muy antiguo, ideado para la construcción de pozos de agua, y que aún se emplea en la actualidad.

Los grabados de la página anterior ilustran el caso más simple, cuando la draga puede transitar dentro del cauce, por estar el mismo sin agua debido al estiaje. El procedimiento es el siguiente:

Sobre la superficie donde se va a cimentar el apoyo se nivela una plataforma de trabajo, y en ella se instala una cuchilla cortadora de acero estructural, la cual constituye el borde de ataque. (Véanse los grabados 33-21 y 34-21). Dentro de la cuchilla se arma el fierro de refuerzo del cilindro, continuando el armado según

### GRAFICA DE HUNDIMIENTOS-TIEMPO





ingresa la construcción del cilindro; y una vez colocados los forros de madera o acero que moldean las superficies interior y exterior del cilindro, se procede a su colado.

Ya endurecido el concreto, el cucharón de almeja de la draga excava en el interior del cilindro, que se hunde por su peso y la falta de apoyo, (véanse los grabados 37-21, 38-21 y 39-21); cuando el borde superior de la sección colada se encuentra prácticamente al nivel del terreno, se construye un nuevo tramo, y se continúa con tal proceso hasta que dicho cilindro llegue a la profundidad prevista para su cimentación, de acuerdo con las consideraciones técnicas al respecto.

El primer tramo del cilindro presenta una sección tronco-cónica en su interior para alojar una losa denominada tapón inferior, y que no requiere refuerzo debido a su gran peralte y poco claro.

Como regularmente hay agua en el interior de los cilindros aun en cauces aparentemente secos, por la existencia de corriente subterráneas, se precisa colar dicha losa bajo agua.

Generalmente, como se ilustra en el grabado N° 43-23, se emplea para ello un bote de fondo móvil cuya tapa inferior, cuando está cargado de concreto, va sujeta por uno de los cables de la draga, y así el concreto, al llegar a su sitio de vaciado, escurre por gravedad al soltar este cable y operar el segundo de los cables de la draga, conectado a la parte superior del bote. El revenimiento especificado para estos concretos es del orden de los 15 cm.

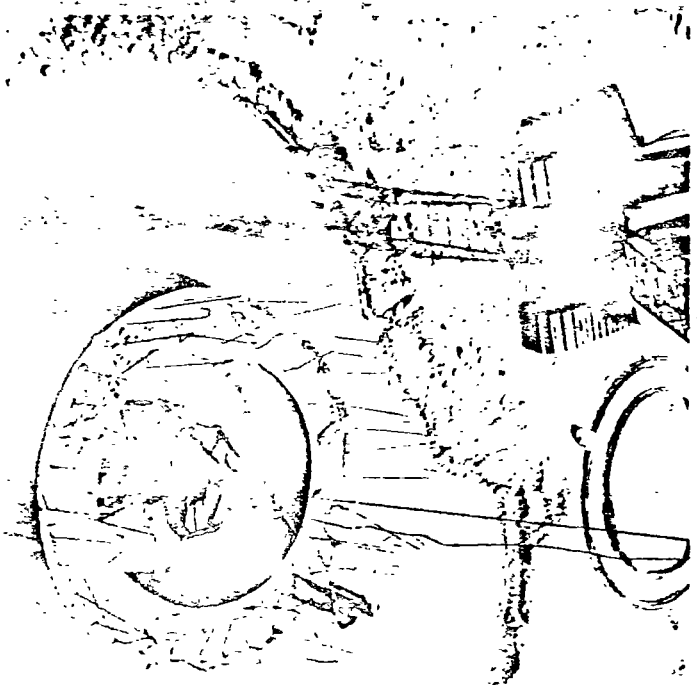
Cuando por sondajes y control de revolturas, se deduce que el nivel del concreto ha llegado al borde superior del tapón, se suspende el colado, excepto cuando, por indicaciones de proyecto o por desperfectos que haya sufrido el cilindro durante su hincado, se haga necesario continuar con el colado hasta el nivel del tapón superior. En estos casos, y siempre que sea posible, es conveniente (pueden haber filtraciones fuertes de agua en las paredes agrietadas) vaciar el agua del interior del cilindro después de colado el tapón inferior, y rellenar trabajando en seco.

Las fracturas en los cilindros pueden ser ocasionadas por el empleo de explosivos, en el fondo de la excavación, ya que el efecto de éstos desaloja el agua hacia arriba, y al recuperar su nivel se produce un efecto de golpe de ariete.

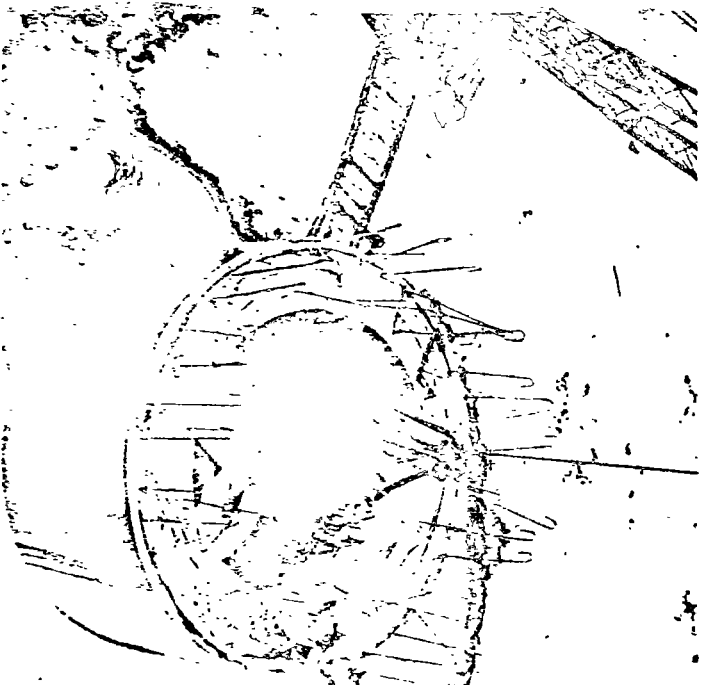
Otro procedimiento para colar bajo agua es el que se describe en la página N° 35, y puede calificarse como el más adecuado debido a que el concreto vaciado, salvo el inyectado inicialmente, no tiene contacto con el agua.

Después de colado el tapón inferior y si se considera procedente, una vez que el concreto ha adquirido suficiente resistencia, se efectúa su inspección *in situ*, para lo cual se extrae el agua del interior del cilindro con una bomba de pozo profundo o un bote de colado dotado de una válvula para admisión y expulsión del agua; para esta última operación se hace necesario izar la válvula tal como se ilustra en una de las figuras del grabado N° 43-23.

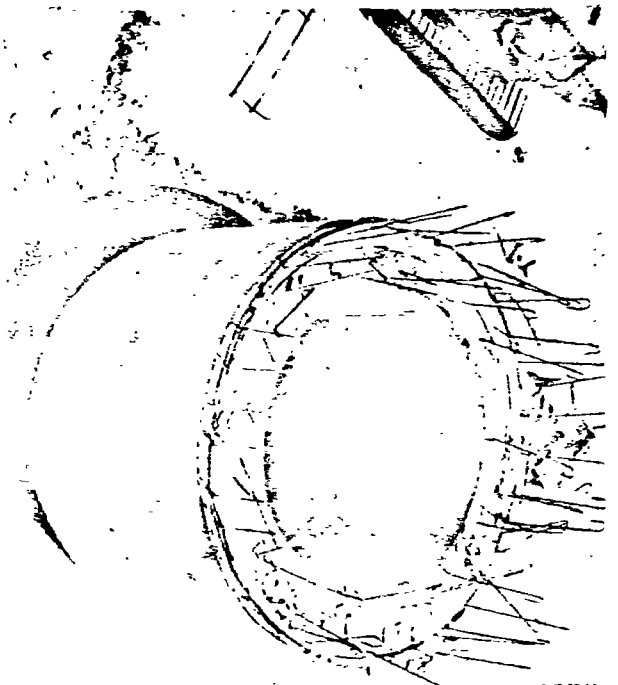
39-21



38-21



37-21



35-21



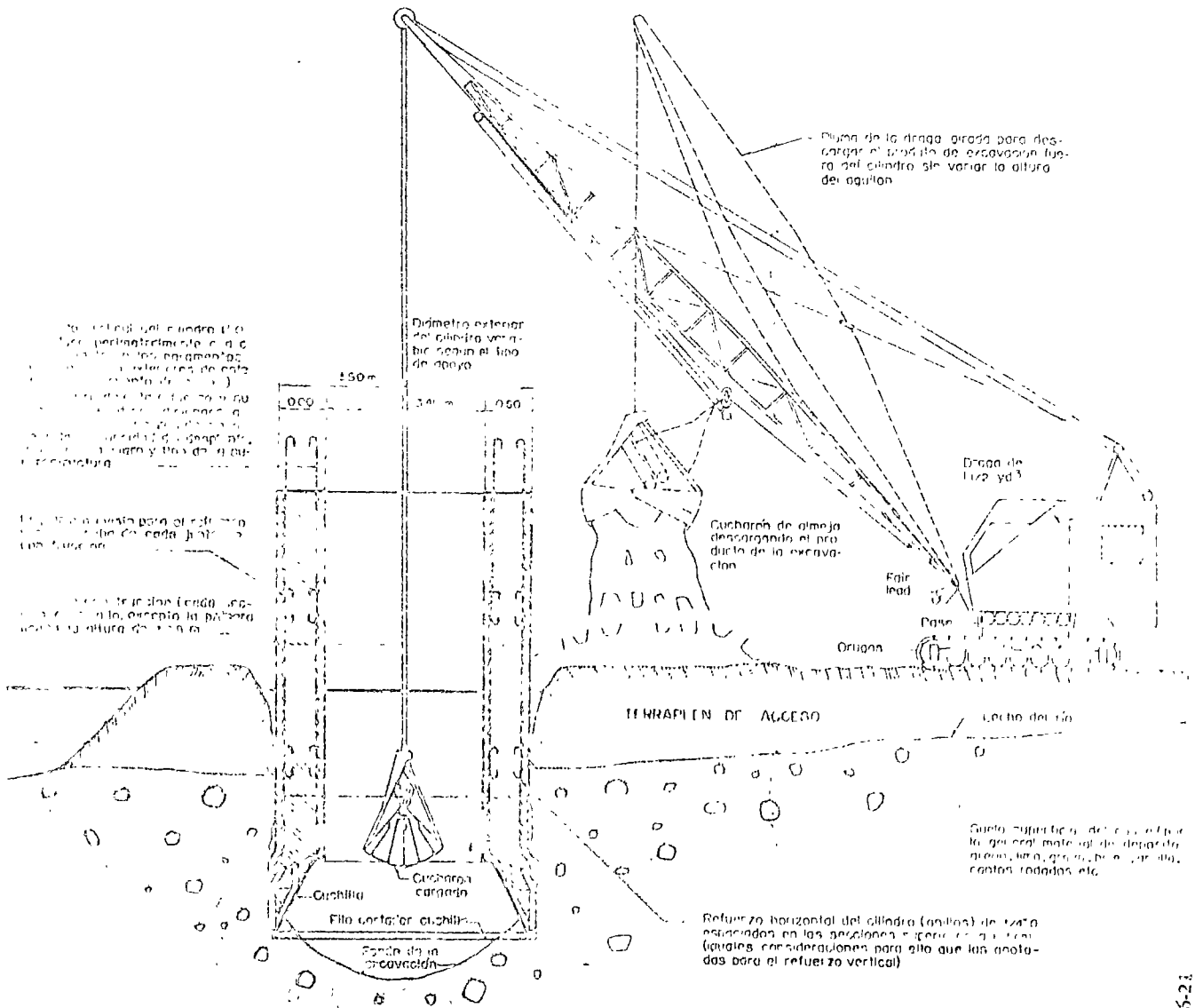
34-21



33-21

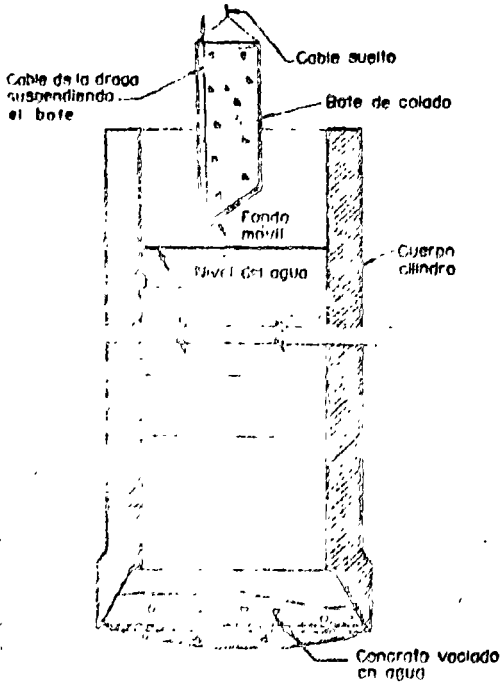


# PROCEDIMIENTO DE CIMENTACION CON EL EMPLEO DE CILINDROS ABIERTOS DE CONCRETO REFORZADO

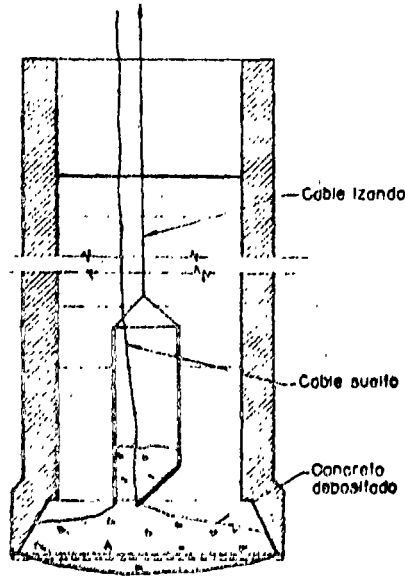




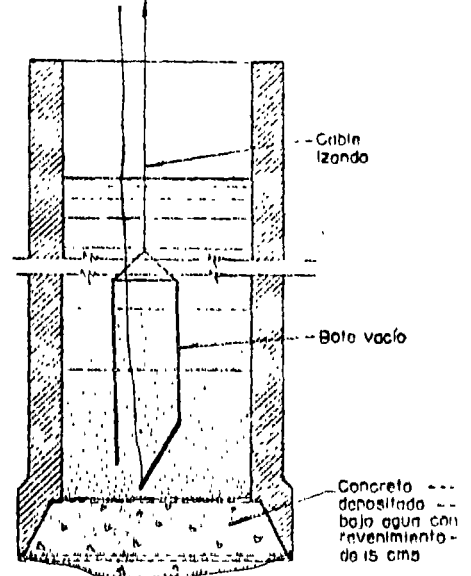
44-23



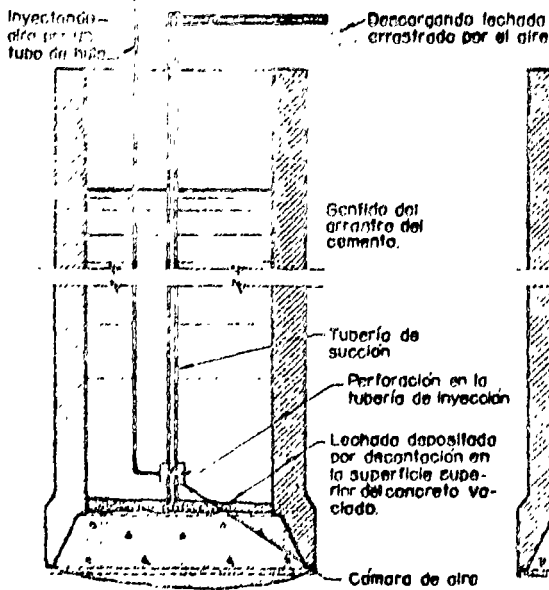
INTRODUCIENDO BOTE DE COLADO



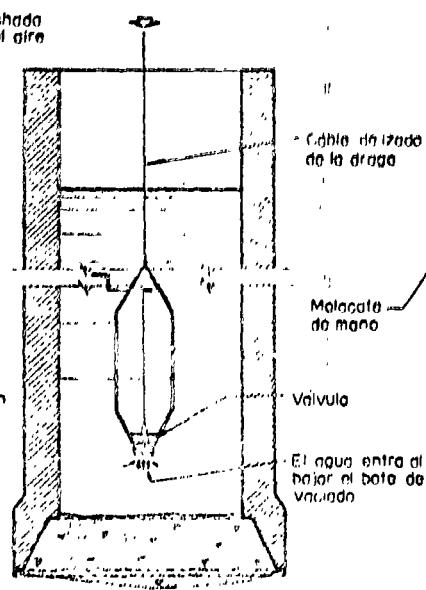
VACIANDO MEZCLA EN EL TAPON INFERIOR



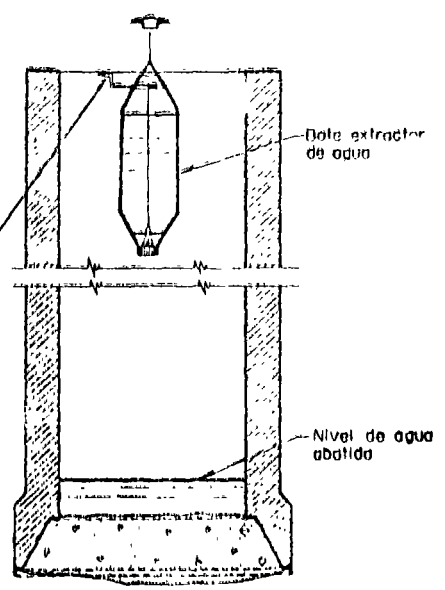
TAPON INFERIOR CONSTRUIDO



IMPIANDO LA LECHADA DEPOSITADA



EXTRAYENDO EL AGUA DEL INTERIOR DEL CILINDRO



TAPON POR INSPECCIONAR

## PROCEDIMIENTO DE COLADO BAJO AGUA CON BOTE DE FONDO MOVIL

Como durante el colado se lava parcialmente el concreto, el agua se enturbia y, al decantarse, el cemento se precipita formando una gruesa capa sobre el concreto vaciado, la cual es preciso retirar para fines de inspección; si se cuenta con una compresora tal operación se simplifica, empleando —horas después del colado— el dispositivo que se ilustra en el grabado a que se hizo mención en el párrafo anterior.

Finalmente, sobre el borde superior del cuerpo del cilindro se cuele y apoya una losa superior circular de concreto reforzado, en la cual se desplantará el apoyo por construir. Si la infraestructura del apoyo la integran dos cilindros, el tapón superior conectará a ambos.

Como este tapón se cuele generalmente abajo del nivel de aguas mínimas, por razones de estética el cuerpo del cilindro se prolonga en una longitud igual al peralte del tapón superior, con un espesor de 20 cm a manera de ademe, como se ve en la fotografía de esta página.

Para evitar el empleo de una obra falsa suspendida no recuperable, en la construcción del tapón superior, es usual rellenar el interior del cilindro con arena u otro material, mediante una draga.

Las gráficas que aparecen en el grabado N° 40-22, dan idea del rendimiento de hincado logrado en distintos suelos y en condiciones normales. Cuando existen obstáculos en la trayectoria de hincado, en el empotramiento del cilindro en un manto duro o por la presencia de aguas superficiales permanentes, no se pueden predecir ni generalizar los rendimientos, siendo éstos del orden promedio de 3 meses por cilindro, llegando en ocasiones a 1.5 años.

A continuación se expone una serie de casos especiales que se han resuelto en el hincado de cilindros en diferentes puentes, siendo de considerarse como representativos.

#### HINCADO DE CILINDRO SOBRE TERRAPLENES DENTRO DEL AGUA

En el grabado N° 41-22, se puede observar un terraplén construido dentro de un cauce de 3 m de tirante, y de aguas tranquilas en época de estiaje, lo que permitió considerar económica y viable esta solución. El terraplén fue ampliado en su extremo a fin de alojar dos cilindros y sus elementos de trabajo; fue construido con material arcilloso y protegido con un tablaestacado de madera rolliza en las partes expuestas a la erosión producida por la corriente, que aumentó al reducirse la sección hidráulica del cauce.

Este procedimiento resultó ser sumamente económico y eficaz al trabajar con moldes recuperables, por lo que los trabajos de estructuración se limitaron únicamente a la fabricación de las cuchillas.

En algunos casos el sistema de construcción seguido en el hincado de cilindros, dentro de un cauce de aguas permanentes, ha sido el siguiente (véase grabado de esta página):

Un chalán de 21.5 m x 5.7 m x 1.2 m se acondiciona con dos salientes de 2.5 m x 0.5 m, en cuyos extremos se instalan dos columnas tubulares de 8"  $\varnothing$ , y 5 m de altura, y en la parte superior de éstas una vigueta I de 15", de sección pesada, de la cual se agarra un diferencial (1), para botar y suspender la sección inferior, o cuchilla del cilindro (2) (3).

El resto de la superficie del chalán, una vez botada dicha sección, se aprovecha para estibar los forros metálicos (4) e instalar soldadoras y demás equipo, para luego continuar con la estructuración de las partes faltantes del propio cilindro.

De sus forros interiores se sujeta el cilindro al diferencial (1), a fin de continuar armando tanto éstos como el fierro de refuerzo y los forros exteriores.

Cuando el cilindro alcanza una altura de 4.0 m se procede a lastrarlo con concreto, en una altura aproximada de 80 cm, para hacerlo estable, y con objeto de que el borde libre de contacto —para conectar mediante soldadura una nueva sección—, quede al nivel del chalán, y así poder efectuar más fácilmente este trabajo y proseguir con el hundimiento del cilindro.

Se continúa después el lastrado progresivo con concreto, prolongando los forros para que su interior permanezca estanco. Con el cilindro en la posición (6), y después de excavar con la draga el fondo del cauce en el área interior delimitada por el cilindro, se logra un empotramiento de 4 m, dentro del lecho del cauce. El concreto alcanza a sobresalir hasta 2 m, contados del lecho, quedando el resto de las paredes del cilindro completamente vacías.

En esta forma el cilindro, que es considerablemente menos estable que los cajones como el descrito en la página N<sup>o</sup> 26, queda en condiciones aceptables de seguridad contra el volteamiento.

Si el cilindro se llegase a colar en su totalidad, hasta la superficie del agua, la posición de su centro de gravedad subiría, y con ello también su tendencia a voltearse. Se ha tenido noticia de varios fracasos debidos a esta causa.

Terminada la etapa de construcción antes descrita, el cilindro inmediato, (en caso de que sean dos los que integren la infraestructura del apoyo), se construye en forma idéntica, hasta hundirse 2 m abajo del borde inferior del primer cilindro, por lo que cuenta con una mayor altura de colado, ya que los asentamientos son, en parte, resultado directo del peso de los cilindros.

A continuación se reanuda el hincado del primer cilindro, a la vez que se prolongan los forros metálicos, el fierro de refuerzo, y la altura de colado, hasta que este cilindro baja otros 4 m, quedando en consecuencia 2 m abajo del segundo cilindro.

El proceso subsecuente es el de continuar, sucesivamente con el procedimiento descrito, hasta que ambos cilindros logren un empotramiento tal, que permita hincar indistintamente, uno u otro cilindro. Con esto se hace posible colar sus paredes hasta el nivel del agua, para de ahí continuar colándolas con moldes recuperables.

Puede también construirse un solo cilindro en su totalidad, y a continuación el simétrico.

En ocasiones, por razones económicas, es usual proyectar los forros de los cilindros en forma tal, que puedan ser empalmados con tornillos, a fin de recuperarlos mediante buzos, una vez que el concreto vertido en los mismos haya obtenido la resistencia requerida para tal objeto. Esta práctica se ha desechado, tanto por

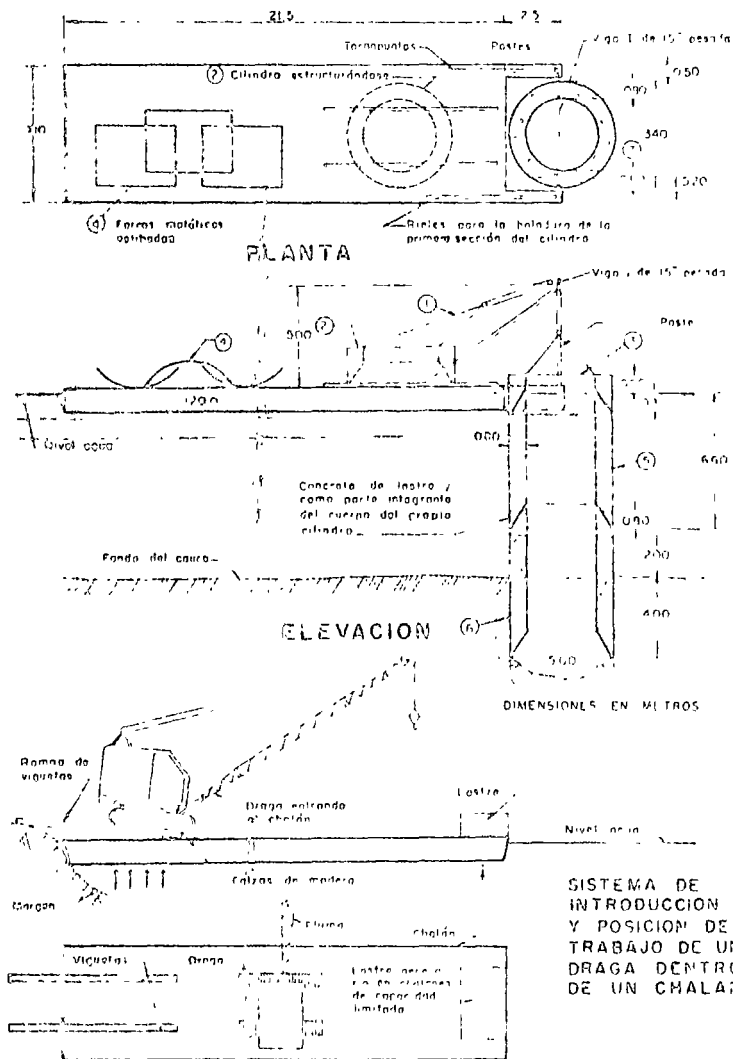


el tiempo perdido en dichas operaciones, como por el hecho de ser preciso colar las paredes de los cilindros en agua, a causa de que las juntas de los forros no llegan a ser herméticas.

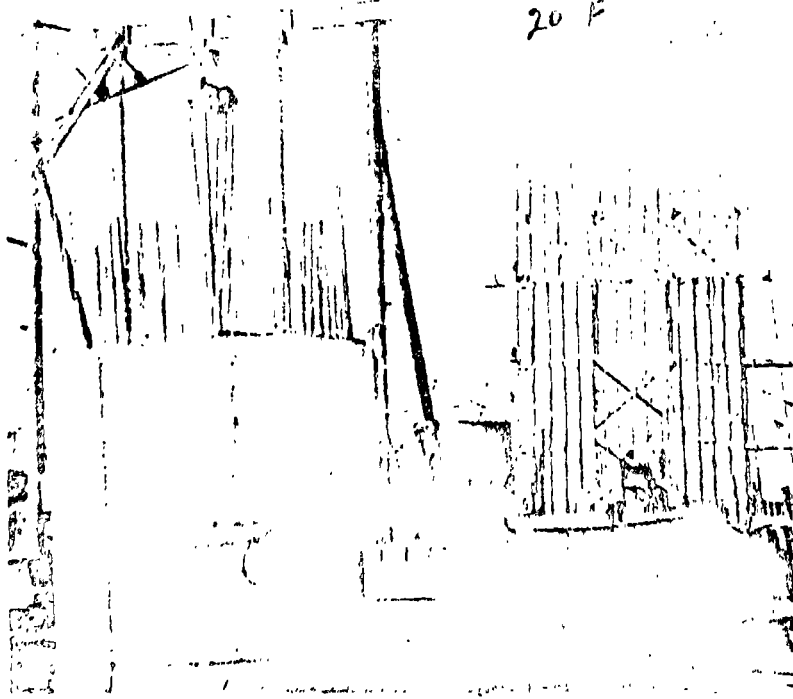
En lo que respecta a las dragas con que se hincan los cilindros, cabe decir que operan sobre chalanes convenientemente lastrados para su mejor estabilidad, ya que, dadas las dimensiones de los chalanes que normalmente se emplean (20 m x 6 m), es poco el peso de la draga con relación a la capacidad de desplazamiento de los chalanes.

El sistema habitual de introducir una draga al chalán, es acercarlo a la margen, apoyándolo en ésta, si ello es posible; se tienden unas viguetas de corta longitud, entre la margen y el chalán, de manera que la concentración del extremo de aquejillas, quede alejada del centro del chalán.

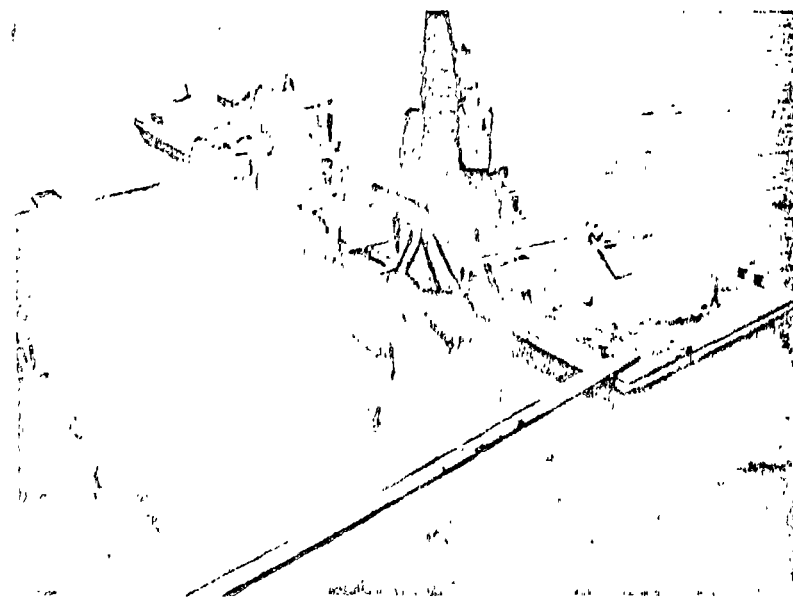
Si las dimensiones del chalán empleado lo hacen necesario, se coloca lastre en el extremo opuesto a la margen; al entrar la draga al chalán, el terreno de la margen (si el chalán apoya sobre ella), o el agua misma, reaccionan hacia arriba, a la vez que el peso del extremo opuesto del chalán y el propio peso del lastre producen un momento estabilizante.



CONSTRUCCION E HINCADO DE UN CILINDRO EN UN CAUCE DE AGUAS PERMANENTES



46-25

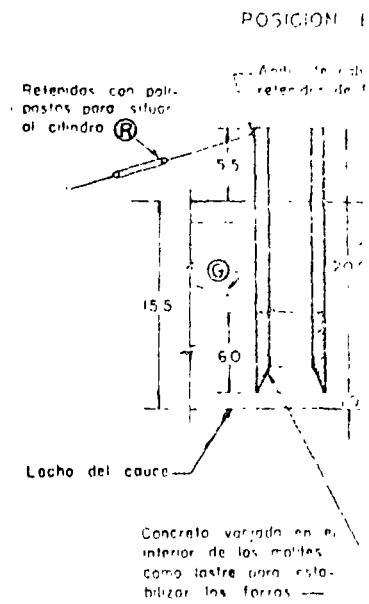


47A-25

Como ampliación de la exposición de la página precedente, se describirá en términos muy generales la ejecución de este proceso de trabajo, en un tramo próximo a la desembocadura de un río caudaloso que, por lo mismo, presenta corrientes en ambos sentidos; una de ellas, la más peligrosa, es la que se produce por la baja de la marea, dado que se aúna a la propia del río. Estas condiciones en tiempos de máximas crecientes, dan origen a grandes dificultades, que deben superarse.

La organización es la siguiente: en una plataforma auxiliar de trabajo, próxima al apoyo, se sitúa el equipo de fabricación, consistente en una planta de cuatro o más soldadoras, que se emplean en la fabricación simultánea de los forros metálicos de cuatro cilindros; para el montaje de estos forros se utiliza una grúa operada en un chalán, semejante a la que se describe en la página N° 28.

Cada cilindro se sujeta mediante retenidas durante su fabricación; los embates del agua son tan poderosos que, en una ocasión,



## SECUENC

un cilindro fue arrastrado hacia las condiciones de flotabilidad, fido de nuevo con reemplazore

Los forros exteriores de los y los interiores en dos, teniendo a ser de 3 m al disponerse de las operaciones de fabricación término de 5 días, son las sigue

1) Montaje de forros metálic entran en guías colocadas ex pr  
2) Armado: al hacerlo es siones de proyecto del cilindro, ticales los moldes.

3) Soldadura total y armad

4) Vaciado del lastre (con longitud igual a la trabajada, o

Al efectuar este último pas 1.80 m, se tendrá que vaciar un

0.75 m, de acuerdo con las sigu

$$A \times h \times 1 - P, \quad A \times$$

$$A \times h \times 1 - A \times H \times 2.4$$

Siendo:

A = área de la sección tra

h = altura de los forros me

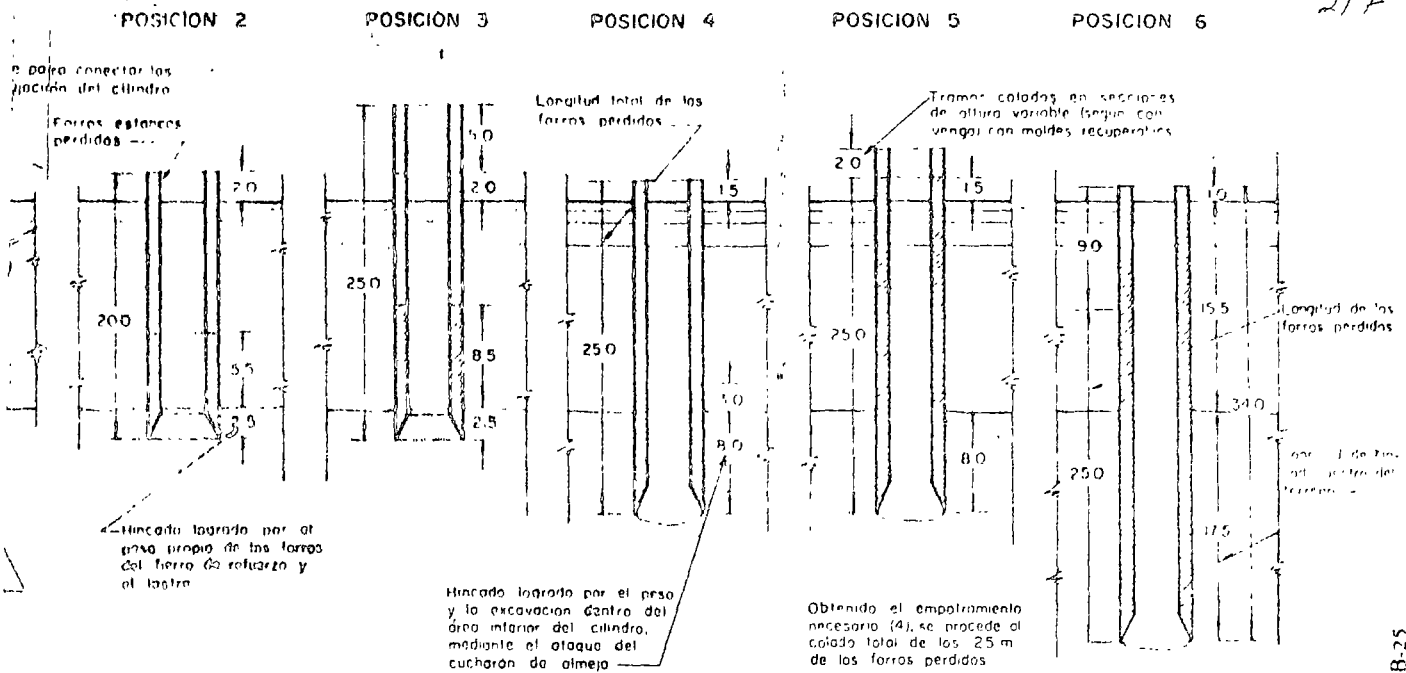
l = peso volumétrico del a

H = altura de concreto que

resultados pretendidos,

2.4 = peso volumétrico del c

Lo anterior no es rigurosa el peso de los forros metálicos



## LA DE HINCADO EN CAUCES PROFUNDOS

El forro, pero, debido a sus excelentes posibilidades recuperables, transportará a su sitio original.

Los cilindros se moldean en tres piezas, ambos 1.30 m de altura (esta llegó a tener mayores dimensiones), y el ataje, que se efectúan en un nivel:

con el fin de facilitar de su colocación preciso en la sección ya trabajada. Se hace esto ajustando a las dimensiones para hacer concéntricos y ver-

o del fierro de refuerzo. Se hace, para hundir el cilindro una altura que se estime conveniente.

o, se se pretende hundir el cilindro a una altura de concreto igual a  $\frac{1.3}{2.4} =$

tenientes consideraciones:

$$H \times 2.4 = P,$$

$$\therefore H = \frac{P}{2.4}$$

inversa de las paredes del cilindro, rálculos que se pretende hundir, guía,

será necesario colar, para lograr los concreto.

mente exacto, si se toman en cuenta del acero de refuerzo del cilindro;

pero es aceptable para fines prácticos, con los ajustes de criterio que procedan, de acuerdo con la experiencia ganada en el lugar.

Una vez que el cilindro queda en las condiciones señaladas en la posición (1), se transporta a su sitio del hincado con un remolcador dotado de autopropulsión y con una oquedad en uno de sus bordes, semejante a la que aparece en la fotografía superior de esta página.

Se fija el cilindro en el lugar mediante cuatro retenidas como las señaladas (R) en el grabado superior, que van unidas, ya sea a muertos situados en la margen, o a anclas dentro del río, y que se conectan al cilindro mediante un anillo de cable. Cada retenida cuenta con un polipasto para requintar el cable según lo reclame el cilindro, para que éste no se desaloje de su centro; estas retenidas cuando llegan al nivel del agua (por el hundimiento del cilindro), se corren hacia arriba, agarrándose del forro adicional.

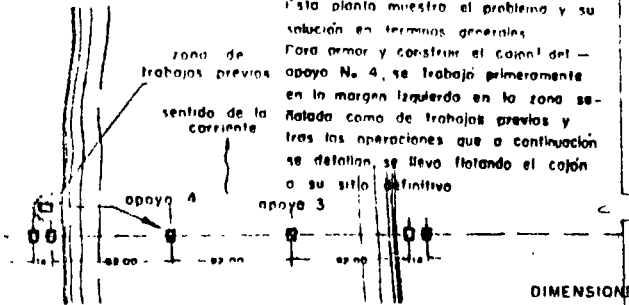
Para alinear verticalmente el cilindro, se dejan correr gazas (G), que son fácilmente recuperables, soltando para ello simplemente uno de sus extremos.

Al cilindro, ya en la posición (2), se le adicionan 5 m de forro, y se vacía una altura de  $\pm 4$  m de concreto (o lo que se precise debido a la fricción del suelo), para hundirlo a la posición (4), y en estas condiciones colar todo el cuerpo (5).

A partir de esto se va colando el cilindro con forros recuperables, en tramos de poca altura, prosiguiendo alternadamente con el hincado, hasta que el cilindro queda en la posición final (6), para luego colar el tapón inferior.

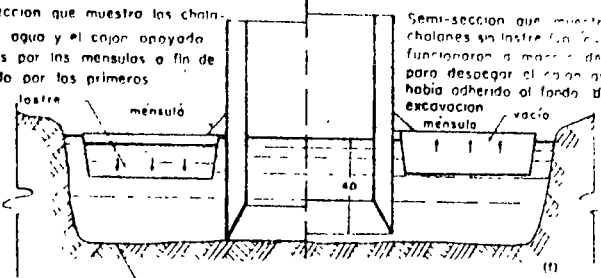
Asiudadamente, con un equipo de hincado, una planta de soldadura y un frente de 4 cilindros, se logra hincar un cilindro en 2.5 meses; en un frente de 20 cilindros, y con un considerable equipo ( $\pm 25$  soldadores y 6 dragas), se ha podido lograr un rendimiento aproximado de dos cilindros como el que se ilustra (6), por mes y medio de trabajo ininterrumpido.

# PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION E HINGADO DE UN CAJON EN EL APOYO 4 DEL PUENTE TUXPAN



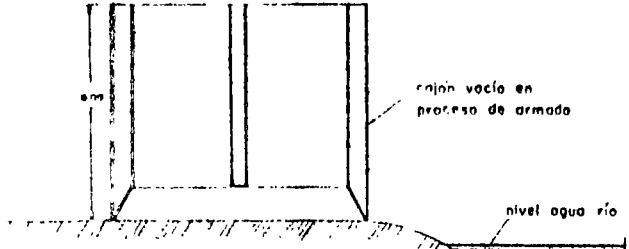
Esta planta muestra el problema y su solución en términos generales. Para armar y construir el cajón del apoyo No. 4, se trabajó primeramente en la margen izquierda en la zona señalada como de trabajos previos y tras las operaciones que a continuación se detallan, se llevó flotando el cajón a su sitio definitivo.

Semi-sección que muestra los chalanes con agua y el cajón apoyado en ellos por las ménsulas a fin de ser izado por los primeros.

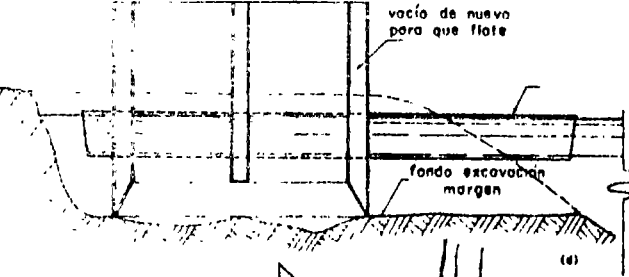
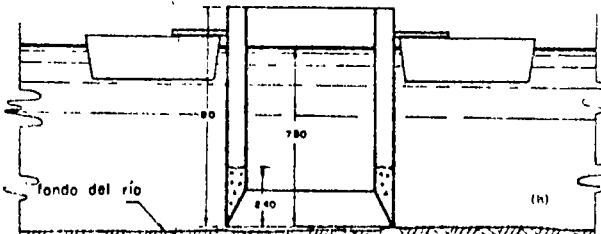
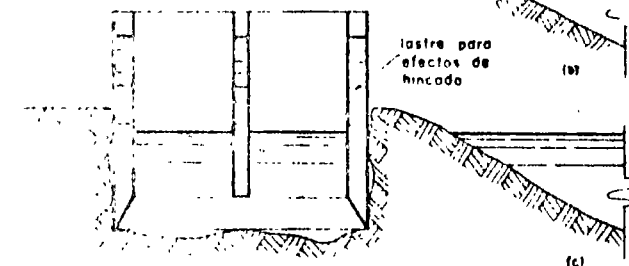
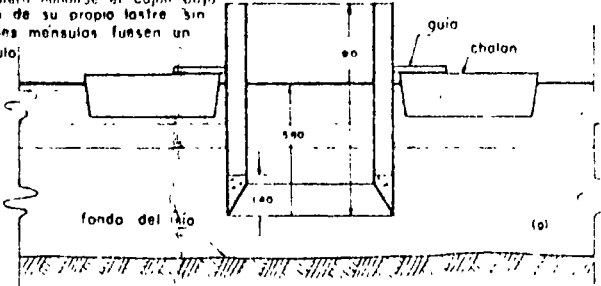


Semi-sección que muestra los chalanes sin lastre (a) a fin de que funcionaran a modo de guías para despegar el cajón que se había adherido al fondo de la excavación.

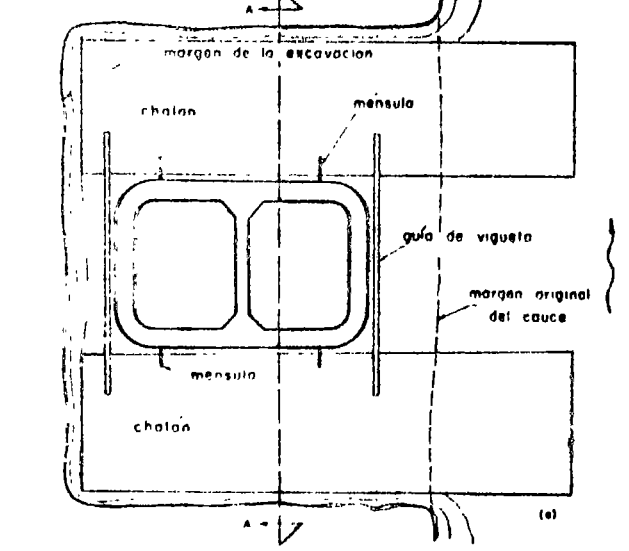
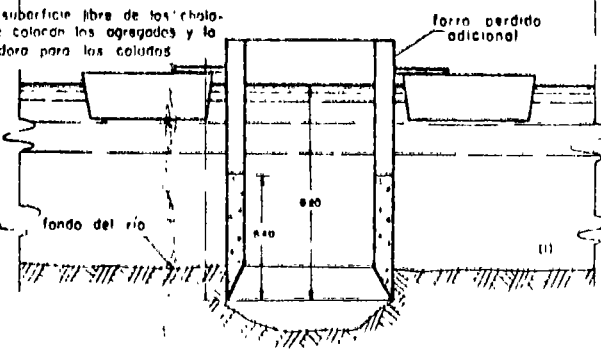
DIMENSIONES EN METROS



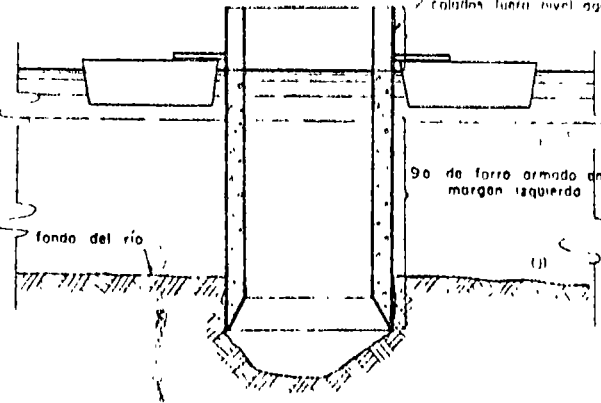
Las ménsulas se retiraron a fin de que pudiera hundirse el cajón bajo el peso de su propio lastre sin que tales ménsulas fuesen un obstáculo.



En la superficie libre de los chalanes, se colocan las agregadas y la revolvedora para las caladas.



ferrón recuperable en caladas fuera nivel agua



## CONSTRUCCION DE LA INFRAESTRUCTURA DEL APOYO 4 DEL PUENTE TUXPAN

El lugar donde se localizó la pila N° 4 tenía un tirante de 9 a 10 m, y se encuentra dentro del canal de navegación del río, por lo que la velocidad del agua en ese lugar es considerable. Se redujo el tirante a 7.5 m, mediante el depósito del desazolve del río, transportado por una draga de la Secretaría de Marina; habiéndose suspendido tales trabajos debido a que el material era arrastrado por la corriente.

Tal como se muestra en los grabados de esta página, se procedió a construir el cajón, sobre una plataforma nivelada en el lado de aguas abajo de la margen izquierda, a 50 cm del nivel de marca alta, habiéndose armado primeramente la cuchilla cortadora, y sobre ésta se soldó el forro interior. Se colocó el fierro de refuerzo y escantillones de acero y concreto para recibir el forro exterior de los moldes metálicos del cajón, mismos que servirían posteriormente para resistir las presiones exteriores del agua a que estarían sujetos los forros estancos, así como los empujes del concreto.

Habiéndose construido los moldes metálicos del cajón hasta una altura de 9 m, se llenaron de agua, tanto para comprobar la impermeabilidad de los mismos, como para que mediante este lastre pudiese ser hincado el cajón en la plataforma de trabajo hasta una profundidad de 6 m, tal como se observa en la secuencia gráfica de esta página.

Una vez hincado en la forma que se indica, se excavó en la parte exterior para permitir la entrada de dos chalanes: uno de 200 y otro de 300 ton de capacidad, a fin de transportarlo a su sitio de hincado. La fuerte adherencia de la cuchilla del cajón en el terreno, impidió que los moldes flotaran, no obstante que se les extrajo el agua que había servido de lastre para su hincado.

Para despegarlo del fondo, los chalanes se lastraron con agua, y se le soldaron al cajón unas ménsulas, con objeto de apoyarlo sobre los chalanes que, al ser deslastrados trabajaron como dos grandes gatos, levantando la estructura metálica del cajón, después de varias tentativas. Como la aplicación de la reacción del peso del cajón se concentró en la orilla de los chalanes, estos tendían a escorrase. Se pensó en colocar unos puntales en el borde opuesto de los chalanes; no habiendo sido necesaria esta medida, ya que los moldes pudieron desprenderse del fondo, sin necesidad de esto.

Sosteniendo el cajón en dicha forma, y con un calado de 4 m, se sacó del lugar en que se encontraba y se transportó dentro del río donde el calado era mayor; habiéndose colado en estas condiciones el cuerpo del cajón hasta una altura de 1.4 m, aumentando con ello su calado a 5.6 m; lográndose así mejorar su estabilidad, ya que originalmente el centro de gravedad se encontraba arriba del centro de carena. Antes de este colado se quitaron las ménsulas que se habían soldado al cajón, y se colocaron unas viguetas entre los chalanes, para formar un cerco alrededor del cajón a fin de impedir su volteamiento.

El colado anterior y todos los subsecuentes, se efectuaron cargando los materiales y las máquinas sobre los chalanes que sostenían el cajón.

Las revoledoras vaciaban directamente en las ventanas laterales abiertas en la pared de la lámina, las cuales se tapaban conforme el cajón bajaba; evitándose así la entrada de agua dentro de los forros estancos. En el interior el concreto era distribuido por medio de trompas de elefante y canales.

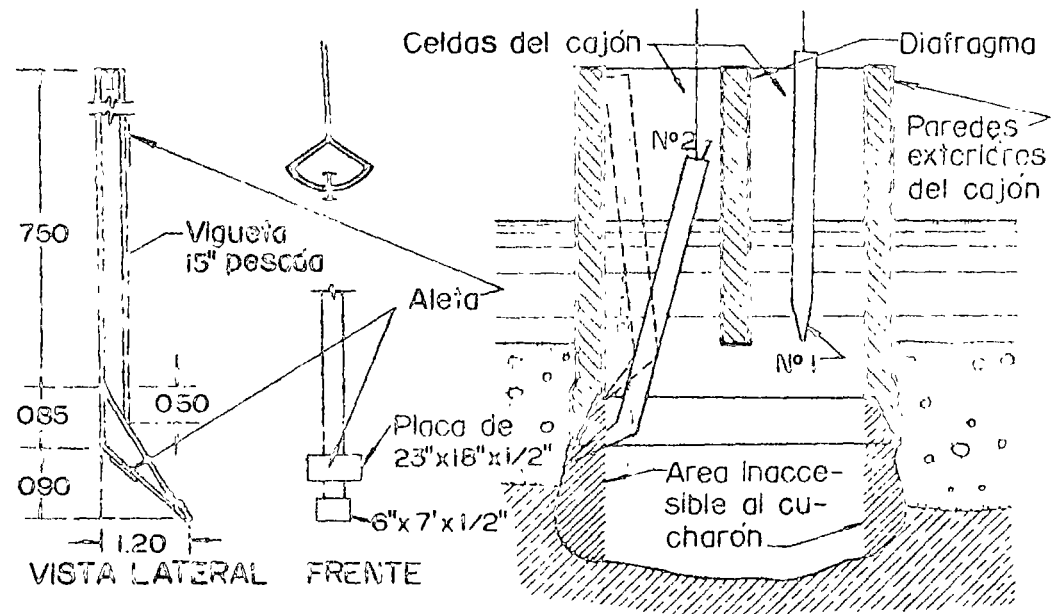
Después del colado inicial, los chalanes remolcados llevaron el cajón a su sitio definitivo, donde se aumentó la altura del colado a 2.0 m, con lo cual el filo de la cuchilla tocó fondo. Se anclaron los chalanes con cables, para precisar la posición definitiva del cajón, y se coló hasta una altura de 3 m, con lo cual el calado en marca baja fue de 7.7 m.

A partir de ahí, se colaba e hincaba el cajón alternadamente, cuidando que la altura del concreto no subiese demasiado, sin antes lograr un empotramiento que garantizase la estabilidad del cajón (Con 3.85 m de altura de colado, el colado fue de 8 m. Con 5.4, de 9.2. Con 8.4 de 10.3. Con 9.4 de 10.5 y a 11.0 m de colado, igual altura sumergida y un empotramiento de 3.5 m), Tal procedimiento obligó a ir prolongando los moldes hasta librar el tirante, y lograr el empotramiento necesario para garantizar las condiciones de seguridad a que se hizo referencia; siendo así factible continuar la construcción del cajón sin perder moldes.

El hincado se efectuó con una draga montada en un chalán, la cual operaba un cucharón de almeja mientras se trabajó en material suave. Al llegar al material compacto, se emplearon dos tipos de ariete: el primero era una viga pesada, con punta, para abrir caja fracturando el material compacto dentro del área accesible del cajón, delimitada por sus paramentos interiores. El material así atacado era extraído con el cucharón de almeja.

El otro tipo de ariete estuvo constituido por una viga de 15" pesada, de ocho metros de longitud, con una sección doblada siguiendo el perfil inclinado de la cuchilla del cajón, dotada aquella de una lámina que hacía que el empuje hidráulico de abajo hacia arriba la introdujera bajo la cuchilla; tal como se indica en el grabado inferior. Con este sistema se atacó fácilmente el área inaccesible al cucharón de almeja.

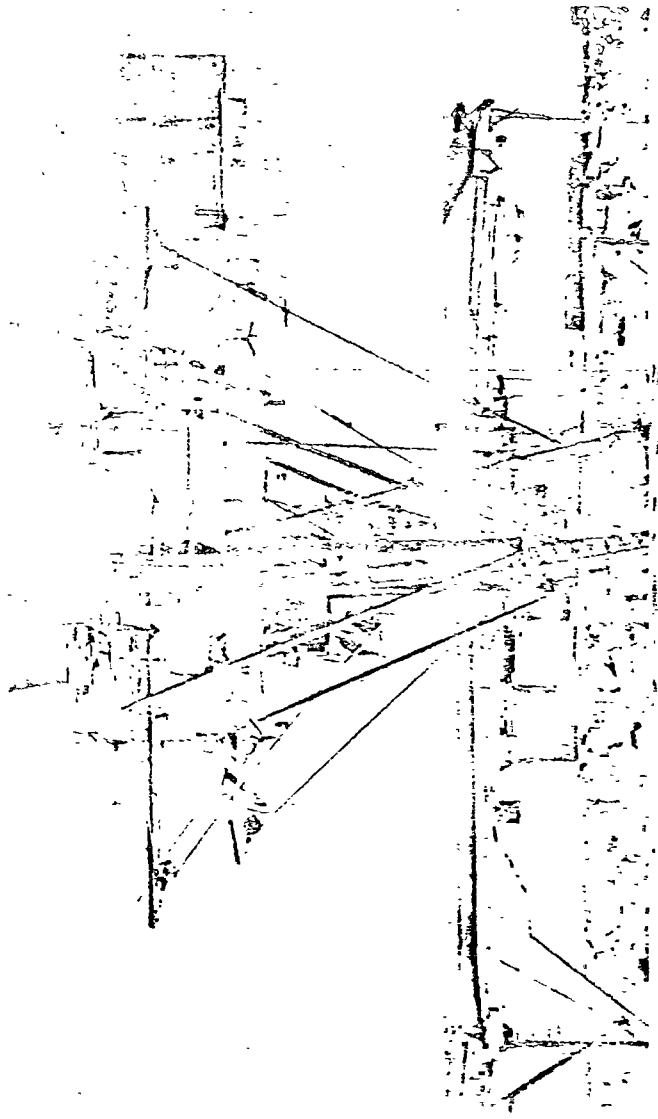
Una vez que el cajón llegó al nivel y piso especificados, se vació el tapón inferior con cubeta, como se indica en la página 23; habiéndose rellenado el resto del interior del cajón con arena, a fin de evitar la construcción de los moldes del piso del tapón superior.



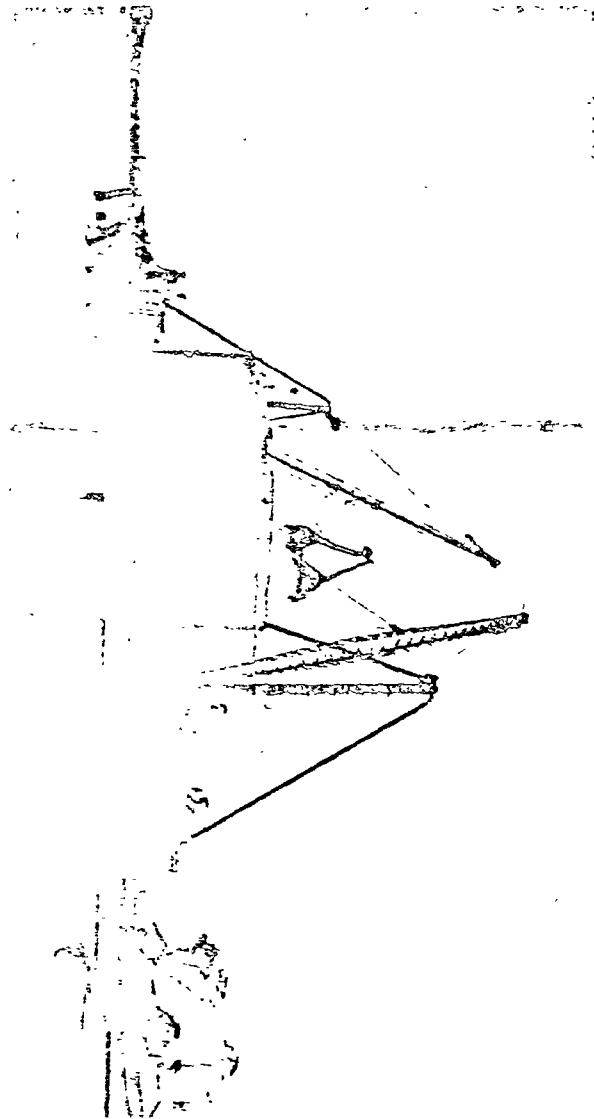
### DETALLE DE LOS ARIETES

DIMENSIONES EN METROS

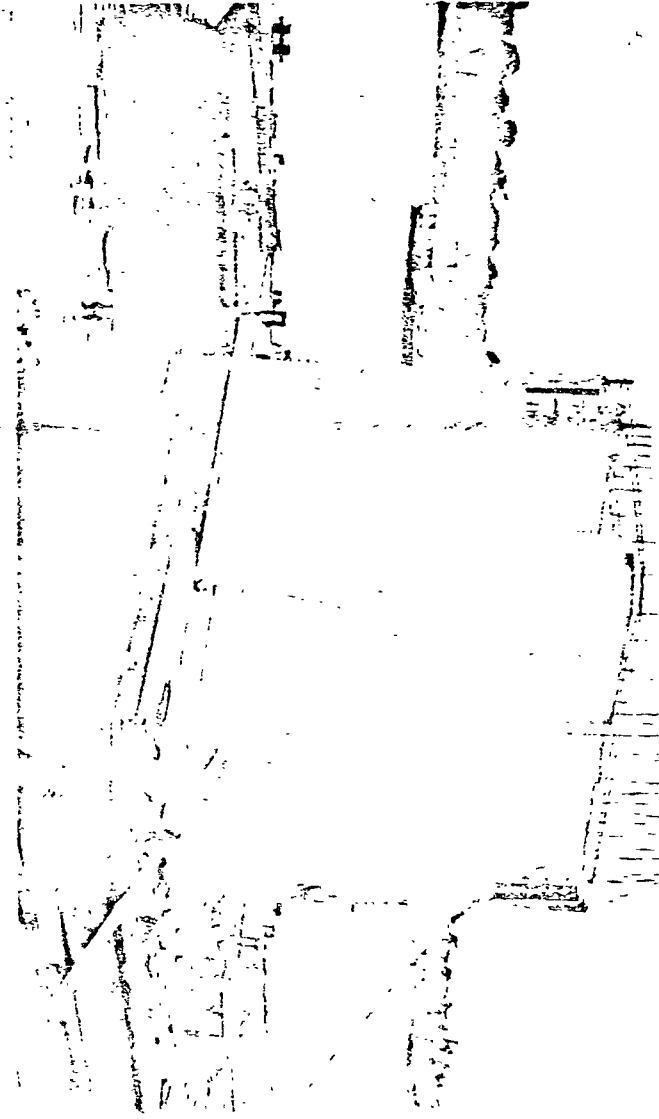
52-27

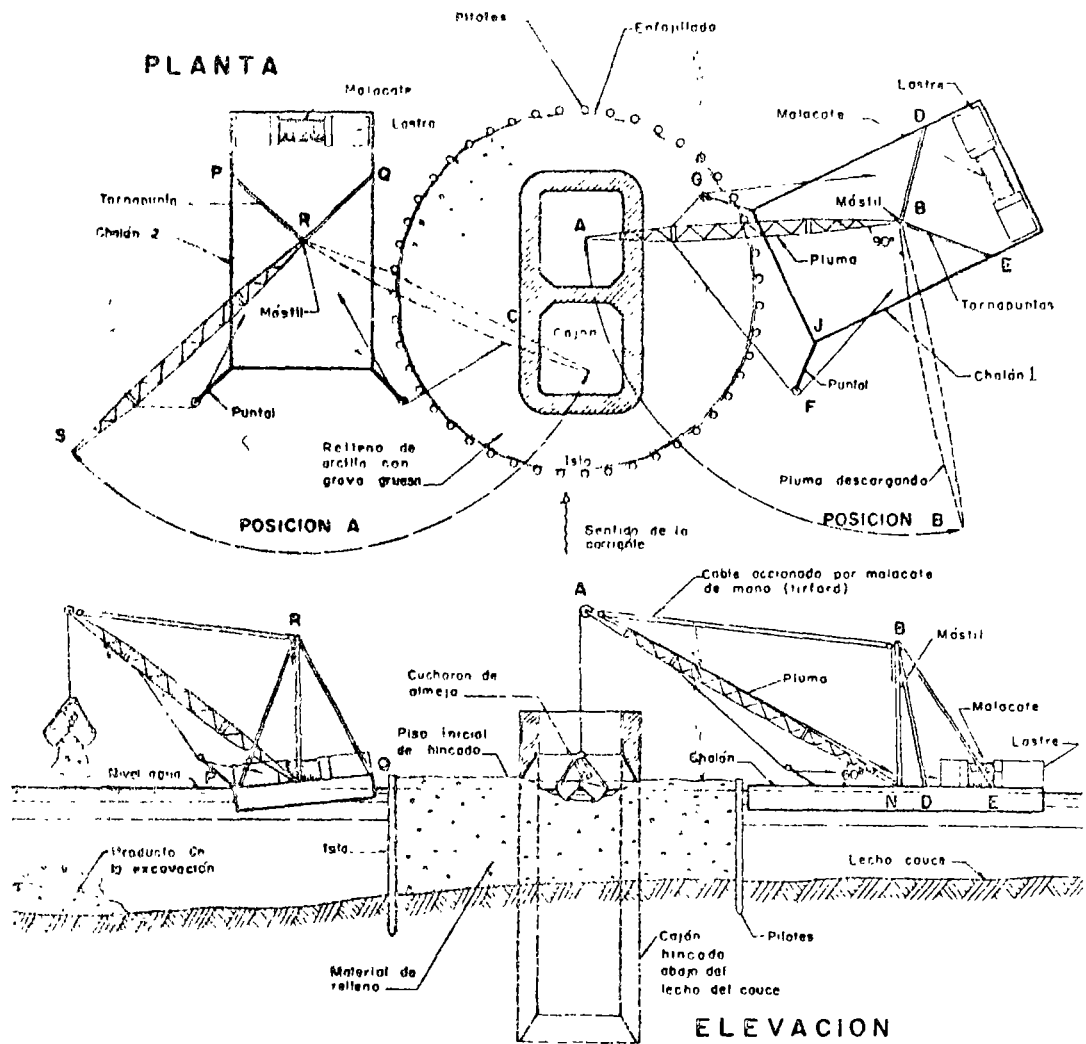


51-27



50-27





## PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION E HINCADO DE UN CAJON SOBRE UNA "ISLA" EN LA PILA N° 3 DEL PUENTE TUXPAN

53-26

Un ejemplo representativo de las islas parcialmente confinadas para hincado de cilindros o cajones, es el sistema que se siguió en la construcción de la infraestructura del apoyo N° 3 del puente de Tuxpan. (Véase grabado de esta página).

En el sitio de este apoyo el tirante del río es del orden de los cinco metros, en una sección de baja velocidad; por lo que se procedió a rellenar con grava y arcilla un cerco de pilotes de troncos de palmera que, espaciados a sesenta centímetros, se hincaron en el perímetro de un círculo de 15 metros de diámetro, con centro en la intersección de los ejes de apoyo. Estos troncos se ligaron con un enfajillado de ramas que impedían la salida del material, y se rodearon así mismo mediante cinchos de varilla para sostener el empuje del relleno antes mencionado.

La cuchilla cortadora del cajón se armó y soldó en la orilla del río, en la margen derecha, y se llevó flotando a la isla aprovechando la marea alta. Al bajar la marea, cuya variación es de unos ochenta centímetros, la cuchilla quedó colocada en su lugar correcto, lastrándose para evitar que al subir flotara nuevamente.



No se armó directamente la cuchilla sobre el islote, ya que el arrastre del agua obligó a que el nivel del mismo correspondiese al de la marea mínima.

Después de armada la cuchilla y el fierro de refuerzo correspondiente, se vació concreto en la misma, y una vez prolongado el cuerpo del cajón con moldes recuperables, se procedió a su hincado.

Este se efectuó con un equipo acondicionado, cuyas características y funcionamiento se describen a continuación:

Sobre el chalán (1) (iguales consideraciones para el chalán 2), se instaló un mástil BN, el cual fue contraventado por las tornapuntas BD y BE, apoyando en la base de éste la pluma AN. Tanto en la parte inferior, como en la superior, este mástil puede girar arrastrando en su giro a la pluma AN.

El ángulo de abertura entre la pluma y el mástil, se controla con un polipasto AB que se opera con un malacate de mano tipo *ursford*, que se ancla al propio mástil, ya que esta abertura permanece fija durante los trabajos de hincado; siendo el ángulo de inclinación de la pluma  $60^\circ$ , respecto de la horizontal.

El cucharón de almeja funciona con los dos cables de un malacate de dos tambores, los cuales están colocados a lo largo de la pluma AN. Una vez que el cucharón ha extraído material del fondo del cilindro, la pluma AN gira un ángulo de  $90^\circ$ , para tirar el producto de la excavación sobre la superficie del agua; operación que se efectúa jalando la pluma AN con un cable de manila que, agarrándola, pasa por una polca situada en el extremo del puntal FJ; para de ahí pasar al tambor de retorno del malacate, con lo cual la pluma gira y tira el material extraído.

Para volver la pluma a su posición de trabajo, se opera el cable simétrico en forma semejante.

El chalán (2) se dibujó intencionalmente en una posición inadecuada de trabajo, a fin de hacer más objetiva la forma de cómo se inclina el chalán al tirar el producto de la excavación, a causa de la excentricidad de la carga. El personal que opera este equipo debe ser, por consiguiente, sumamente diestro.

Las experiencias de hincado en este apoyo fueron las siguientes:

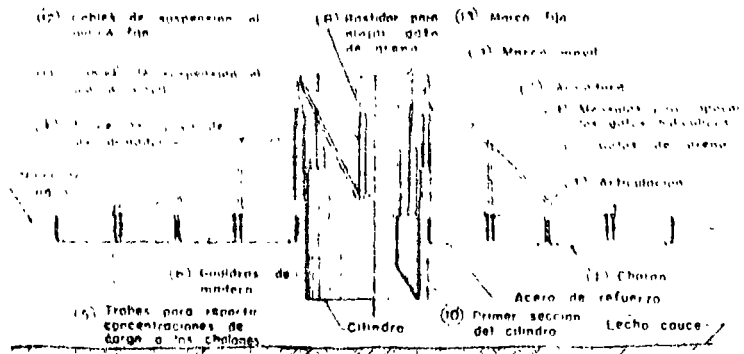
Durante los primeros metros de hincado, el cajón sufrió fuertes desplomes, causados por la diferente compacidad del material de relleno de la isla, los cuales eran corregidos excavando en el lado opuesto, a la vez que el cajón reteníase con el tirón de un polipasto accionado por un malacate debidamente anclado.

Parte de los hundimientos del cajón, se lograban mediante bombeo al extraer agua de su interior, provocándose con ello un flujo que lubricaba sus paredes exteriores, arrastrando material, con lo que bajaba dicho cajón.

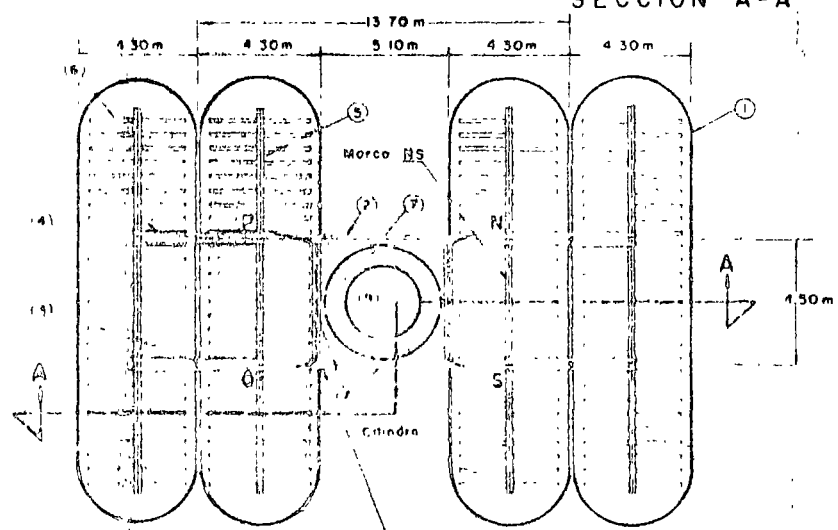
Este sistema dio lugar a que el material del fondo perdiera estabilidad y se bufara al interior del cilindro, haciendo imposible su extracción, y por lo mismo el hundimiento de dicho cajón.

Se logró estabilizar este material, tirando por el exterior del cajón a fondo perdido, sacos de yute llenos de arcilla, que al ser arrastrados hasta su borde inferior, retenían el arrastre de la arena; permitiendo la formación de una caja y la extracción de material, logrando con ello su hundimiento.

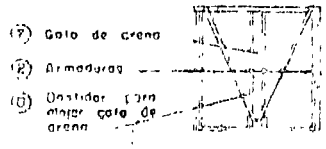
Todas las operaciones aquí descritas, combinadas con acierto y repetidamente, permitieron que el hincado continuara hasta llegar al tanto resistente; habiéndose practicado una caja en éste, a fin de lograr el debido embotramiento del cajón, mediante el empleo de los dispositivos que se describen en la página 27.



SECCION A-A



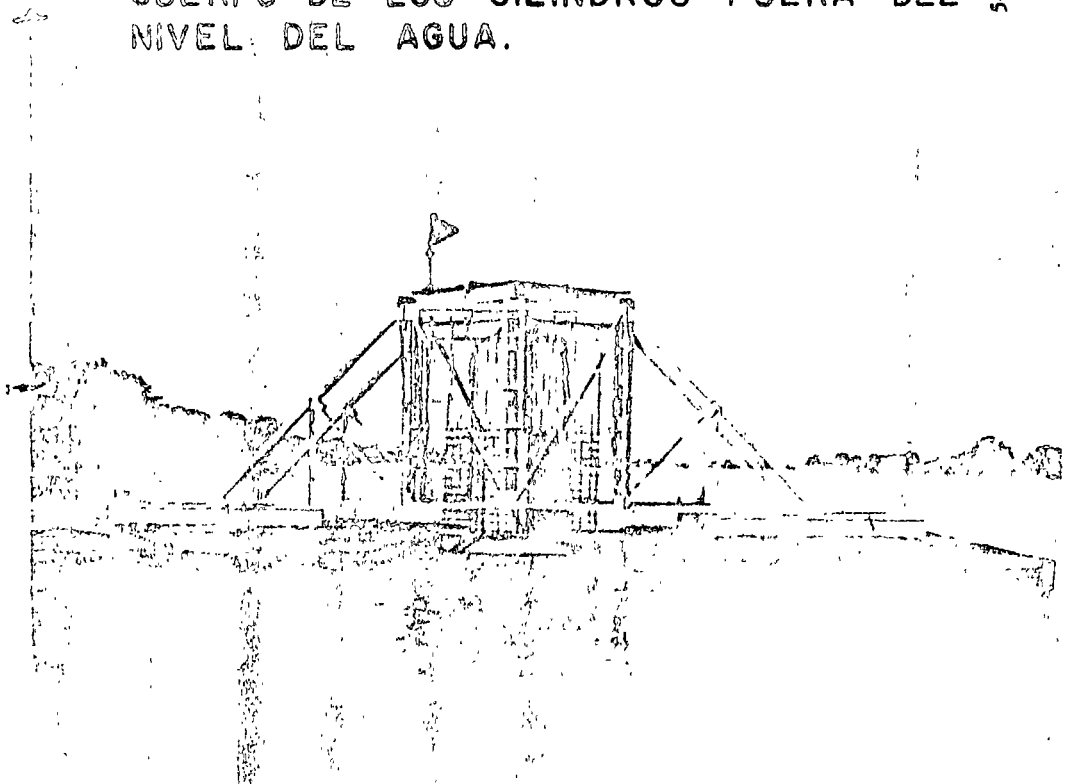
PLANTA



Armadura metálica de 13.70 m de claro, de 4.30 m de peralte articulada en sus apoyos, fabricada con los siguientes perfiles: cuerda superior 2 Ls de 6" x 3/8", cuerda inferior 2 Ls de 4" x 5/16", diagonales y montantes 2 Ls de 2 1/2" x 1/4", los marcos NS y PO se construyeron con iguales perfiles.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION E  
 ENCAJO DE CILINDROS SIN PERDER  
 FORROS METALICOS Y COLANDO EL  
 CUERPO DE LOS CILINDROS FUERA DEL  
 NIVEL DEL AGUA.

54-29



55-29

El procedimiento de construcción seguido en el hincado de cilindros dentro de cauces de aguas permanentes, sin perder moldes metálicos, colando y suspendiendo el cuerpo de los cilindros fuera del nivel del agua, es el que se describe a continuación, haciendo referencia a los grabados de esta página:

Sobre cuatro chalanos (1), de capacidad suficiente para el objeto deseado, se instalan dos armaduras (2) articuladas en los nudos extremos (3), las cuales, mediante las trabes (4), transmiten su reacción al fondo de los chalanos por medio de los elementos (5) y (6).

Estas armaduras están conectadas entre sí mediante unos marcos PQ y NS cuyo detalle se muestra en la parte inferior del grabado citado.

Tanto las armaduras (2) como los marcos, disponen en su centro de sendos gatos de arena (7) cuyo funcionamiento se describe en las páginas N<sup>os</sup> 172 y 173, estando alojados en unos bastidores (8) construidos *ex profeso* en el centro de los elementos estructurales mencionados.

Dentro de estos bastidores, y apoyado en el vástago o pistón de los gatos de arena, corre un marco móvil (9).

Estando este marco móvil (9) en posición superior, con los cilindros de los gatos de arena (7) totalmente cargados, se colocan la cuchilla y los moldes de la primera sección del cilindro (10) sobre unas vigas apoyadas provisionalmente en la cuerda inferior de las armaduras (2), a fin de proceder al armado y colado de esta primera sección.

Dentro del concreto, y anclados convenientemente, se dejan ahogados cuatro cables de suspensión (11), que se amarran al marco móvil (9); conexión que debe hacerse con todas las medidas de seguridad para que no se barran los agarres, evitando así el consiguiente colapso de la sección sus-  
pendida.

Se retiran las vigas provisionales sobre las que se apoya la cuchilla (1<sup>ra</sup> colado), procediendo a continuación a la inmersión de la sección colada haciendo funcionar para ello los gatos de arena, con lo cual desce entre el marco móvil (9) y con él la sección colada.

Simultáneamente a la instalación de los cables de suspensión (11), se instalan los cables (12) que agarran la sección colada con el marco fijo (13); estos cables deben tener, respecto a los cables (11), una longitud adicional tal, que al sumergirse la sección colada prácticamente en su totalidad (se deja el borde superior de ésta 25 cm arriba del nivel de agua), quede suspendida del marco fijo (13), y el marco móvil suelto y en condición de ser elevado.

La operación de elevar el marco móvil (9) se efectúa con el auxilio de gatos hidráulicos y calzas de madera apoyadas en unas ménsulas (14) soldadas al bastidor de los gatos de arena (7).

Esta operación puede simplificarse empleando dragas u otros elementos de que se disponga. Suspendida la sección (10) del marco fijo (13) se procede al colado de la segunda sección del cilindro, repitiendo la operación antes descrita; secuencia que se reitera hasta que el cilindro cuente con suficiente empotramiento dentro del fondo del cauce; logrado esto se retiran los chalanos y las armaduras, continuando el hincado del cilindro con los procedimientos habituales.

Evidentemente, para que el cilindro cuente con el empotramiento necesario, se precisa extraer material del cauce dentro del área interior del cilindro en proceso de construcción e hincado, estando suspendido el cilindro y operando para su descenso en la forma antes descrita.

Como se desprende, el procedimiento descrito requiere muchas operaciones, y la necesidad de contar con dispositivos especiales, de manera que en un puente donde sea preciso hincar numerosos cilindros, se multiplican estas necesidades, haciéndolo posiblemente impráctico, por lo que se impone la conveniencia de optar por los métodos convencionales descritos en las páginas anteriores.

Una de las principales ventajas que ofrece este procedimiento de cimentación, además de no perder los forros metálicos usuales, es la de contrarrestar con su peso el arrastre de la corriente, quedando supeditada la estabilidad del cilindro a la capacidad de los chalanos. Cabe observar, finalmente, que los chalanos deben contar con anclas, en forma semejante a la descrita en la página N<sup>o</sup> 36.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

RECONSTRUCCION DEL PUENTE COÁTZACOALCOS

ING. JUAN MANUEL GARCIA CHAVEZ

AGOSTO, 1978.

## "RECONSTRUCCION DEL PUENTE COATZACOALCOS"

### I.- ANTECEDENTES.

El día 6 de Octubre de 1972 a las 11 horas 20 minutos, el buquetanque "Lázaro Cárdenas", propiedad de Petróleos Mexicanos, con desplazamiento de 18,000 Ton. chocó contra el puente mixto "Coatzacoalcos" que se encuentra ubicado sobre la carretera Costera del Golfo cruzando el río del mismo nombre, ocasionando la destrucción de dos tramos completos, tanto del ferrocarril como del camino y de la pila intermedia que los sostenía, cortando el cilindro de cimentación a la altura del teorcad natural.

Los tramos tenían una longitud de 31.50 m. cada uno estando formados los del ferrocarril por tres traveses de concreto preesforzado con peralte de 2.30 m. y los del camino por cuatro traveses de las mismas características y peralte de 1.76 m. La pila constaba de un cabezal y cuerpo de concreto reforzado, desplantada sobre un cilindro de cimentación también de concreto reforzado, de 4.50 m. de diámetro exterior.

Ese mismo día se inició una inspección mediante buzos para tratar de determinar la posición en que habían quedado colocados los tramos y la pila derrumbados, trabajos que presentaron serios problemas debido a la velocidad de la corriente en ese lugar, a la mala visibilidad por las materias en suspensión que arrastra el río y a la profundidad del agua en estos lugares.

### II.- PROPOSICION INICIAL

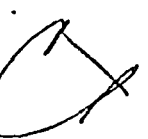
La idea inicial propuesta a la Superioridad para resolver el problema de la incomunicación a todo el Sureste del país fue dar paso sobre el mismo puente mediante una solución provisional, acondicionando un chalán de longitud suficiente o varios chalanes unidos sobre los cuales se colocaría una estructura formada por tubos de acero con un sistema de piso en la parte superior para dar paso al tránsito carretero en una sola línea, formando una sección de puente flotante, en la misma forma en que se construyó la obra falsa para el montaje de las traveses preesforzadas de uno de los tramos del puente "Pánuco"; este chalán quedaría colocado de tal manera que cubriera la línea de circulación correspondiente al carril del lado aguas-

2

abajo del puente para permitir trabajar sin obstáculo en la reconstrucción de los tramos del puente definitivo del ferrocarril, que se encuentra al lado aguas arriba. Una vez terminado este último, sobre el mismo se daría paso provisional al tránsito del camino, lo que permitiría retirar la sección flotante y proceder a la reconstrucción definitiva del puente carretero. Esta solución se llevaría en su primera etapa para reanudar el paso de vehículos un tiempo aproximado de 15 días.

### III.- DECISION DEFINITIVA.

El día 7 de Octubre, el C. Ing. Luis Enrique Bracamontes, Secretario de Obras Públicas, acompañado de Representantes de los Organismos descentralizados Petróleos Mexicanos y Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, así como de las Secretarías del Patrimonio Nacional, Marina, Defensa Nacional y Comunicaciones y Transportes, llevó a cabo una Junta de Trabajo en la Ciudad de Coatzacoalcos después de un recorrido de inspección al sitio del accidente, en la que se llegó a los siguientes acuerdos para solucionar el problema:

- 1o.- Dar paso de inmediato a los trabajadores de Pemex y de las Empresas que laboran en el Complejo Industrial de Pajaritos, que viven en Coatzacoalcos, Ver., cuyo número era del orden de 3,000 al lugar de trabajo en la margen derecha del río, por medio de remolcadores, a lo cual se procedió desde ese mismo día.
  - 2o.- Dar paso provisional a la mayor brevedad posible al tránsito carretero por medio de los transbordadores "Campeche" y "Frontera" propiedad del Organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, que se encontraban en Ciudad del Carmen, Camp. los cuales serían puestos a funcionar en el mismo lugar donde se hacía el paso antiguamente, que se encuentra aguas arriba del cruce del puente, para lo cual fue necesario desactivar la zona con la draga "Puebla" de la Secretaría de Marina y arreglar las desviaciones y atracaderos que estaban en malas condiciones por encontrarse fuera de servicio desde hacía 11 años. Se logró dar paso el día 15 del mes de Octubre, 6 días después.
- 

- 30.- Dar paso provisional a los furgones de carga del ferrocarril utilizando el mismo chalán que hacia el servicio antiguamente, que se encontraba varado en el Puerto de Tuxpan, Ver., auxiliado de un empujador; para ello fué necesario su traslado al Puerto de Veracruz, Ver., con el fin de repararlo en astilleros y arreglar además las espuelas y atracaderos de las vías. Este paso se logró dar el día 26 de Octubre, 19 días después.
- 40.- Con respecto al puente se determinó proceder a la reposición de los tramos destruidos en forma definitiva, aún cuando el tiempo necesario para lograrlo fuera mayor al que se necesitaba para la proposición inicial, pero tomando en cuenta que no dispondría de un paso provisional por medio de los transbordadores en un tiempo menor al calculado para dicha proposición.

#### IV.- PROYECTO

~~Para fijar las características del proyecto definitivo de la parte del~~ puente destruida se tomaron en cuenta las siguientes condiciones determinadas por la urgencia en que se requería restablecer el paso.

No debería influir para nada el aspecto estético ni el costo dado que el importe de los daños que se ocasionaban al país por la falta de paso a una zona habitada por seis millones de personas superaba diariamente y con mucho lo que pudiera valer la obra, por lo que la base que debería regir para la determinación del tipo de puente era función del tiempo, debiéndose aprovechar aquellos materiales, equipo y personal disponibles de inmediato en las Dependencias que se encontraban abocadas a la solución del problema.

De acuerdo con lo anterior se procedió a la elaboración del proyecto -- llegándose a la conclusión de hacer tres tramos de 21.00 m. sustituyéndolos dos de 31.50 m. para evitar en lo posible obstrucciones en la construcción.

Para la infraestructura se contaba de inmediato con tubería de acero propiedad de Pemex de 0.61 cm. (2 1/2") de diámetro y 0.95 cm. (3/8") de espesor en secciones de 12.00 m. de longitud; en tal virtud, se determinó que -- las pilas quedarían formadas por 15 pilotes cada una de acuerdo al cálculo inicial, con capacidad de carga del orden de 70 a 80 Ton. por pieza, -

dando así un total de 60 pilotes puesto que se requerían 4 pilas en total, dos para cada uno de los puentes, habiéndose reducido en el proyecto definitivo a 12 por pila. Para evitar el momento de fricción durante el hincado en caso de usarse los tubos abiertos se hicieron con punta permitiendo esto disminuir los tiempos de hincado y los requeridos para la limpieza -- y colado de tapones inferiores que son considerables; se fijó como elevación de desplante aproximada la -23.00 m. donde de acuerdo al corte geológico se tiene una capa sumamente resistente de arena limosa. En los lugares donde quedaron localizadas las nuevas pilas se tenían tirantes de agua aproximados de 8.00 m. y 12.00 m. respectivamente por lo que de acuerdo -- a la longitud de las guías de las piloteadoras que se encontraban en la -- región se proyectó unir 2 secciones y media de tubo para una longitud de -- 30 m. de pilote que permitía su manejo, pensando hacer la segunda unión, -- en caso necesario, en el lugar del hincado; en esta forma se aprovechaba -- también que con un solo corte central de una pieza se obtenían 2 puntas --- de pilote. Para el hincado se pensó en usar martillos Delmac 22 y un Delmac 30 que se encontraban trabajando en el puerto de Coatzacoalcos, Ver., y cuya energía era suficiente para este trabajo.

La subestructura se proyectó mediante pilas constituidas por una zapata --- de unión sobre los pilotes, cuerpo y corona todo ello de concreto reforzado.

Para el proyecto de la superestructura se tomó en cuenta la utilización -- de trabes de acero de 2.16 m. de peralte que la S.O.F. acababa de utilizar -- como obra falsa en la construcción del puente de ferrocarril "San Juan" -- sobre la ruta México-Querétaro, cercano a la población de San Juan del Río, Gro., con las cuales se podía contar de inmediato; aún cuando las mismas -- utilizando 2 por tramo quedaban un poco sobradas para las cargas del camino, eran justas para las del ferrocarril. Sobre las trabes de acero se --- proyectó para los tramos del camino una losa de concreto reforzada colada sobre un molde de concreto preesforzado prescolado para suprimir el tiempo que requería el cimbrado y descimbrado de un molde convencional y para los tramos del ferrocarril se determinó colocar sobre el patín superior de --- las trabes directamente los durmientes de puente que a su vez recibirían -- los rieles.

Para efectos de retiro de los obstáculos en el cauce, se proyectó la utilización de la barcaza "Cherokee" que se encontraba en esos momentos traba--



iendo para Pórnex en tendido de tubería en alta mar, en las cercanías del puerto de Texpan, Ver.

V.- PROGRAMA DE TRABAJOS.

Se formuló un programa de trabajos para la construcción de acuerdo a las características del proyecto anterior fijándose un tiempo de 45 días calendario para la ejecución de la obra por la que la terminación sería el 20 de Noviembre. Este programa se consideró sumamente ajustado y difícil de cumplir dada la magnitud de la obra que corresponde a 125 metros lineales de puente.

VI.- DESARROLLO DE LOS TRABAJOS.

Desde el día 7 de Octubre en que se inició la obra se laboró durante las 24 horas diarias sin interrupción, hasta el momento en que se dió paso al tránsito carretero.

Desde luego se continuó con la inspección iniciada el día 6 mediante buzos, haciéndose además levantamientos batimétricos de la zona para tratar de fijar lo más aproximadamente posible la posición de los escombros lo que dió la seguridad de que los lugares donde se localizaban las pilas para el puente carretero se encontraban obstruidos mientras que en los correspondientes a las pilas del puente del ferrocarril había algunos lugares donde los pilotes podían pasar libremente aún cuando no todos; se inició de inmediato el acarreo, corte y soldadura de la tubería para los pilotes, trabajo que presentó dificultades al principio por las fuertes lluvias que durante 2 ó 3 días se tuvieron en la región, teniéndose que construir varias casetas para los soldadores. Todas las soldaduras de unión de la tubería y las utilizadas para formar las puntas fueron radiografiadas, habiendo quedado las mismas dentro de las tolerancias permitidas.

Debido a la gran cantidad de soldadura que tuvo que hacerse tanto en los pilotes como en los elementos de la superestructura fué necesario durante bastantes días tener trabajando 90 máquinas soldadoras simultáneamente, 20 de las cuales eran equipo de la barcaza.

El día 11 de Octubre llegó la barcaza "Cherokee" iniciando de inmediato los trabajos tendientes a lograr la limpieza del cauce para permitir

el hincado de los pilotes.

Para dar una idea de este equipo a continuación se detallan algunas de sus características principales:

Eslora: 106.68 m. (300'), manga: 30.48 m. (100'), puntal: 7.62 m. (25').-- El sistema de manejo de las anclas tiene 4 malacatos de doble tambor y control remoto, cada tambor tiene capacidad de tracción de 90.7 toneladas métricas; consta de 8 anclas de 10 toneladas cada una; los cables de anclaje tienen 915 m. de longitud y 5.1 cm. (2") de diámetro; la grúa principal de la barcaza es marca "Manitowoc", Marina, modelo 600, accionada por 4 motores diesel Caterpillar, modelo 343; el largo de la pluma medida desde la base al juego de poleas principal de 60.96 m. (200'), al 2o. juego de poleas 74.67 m. (245') y al 3er. juego de poleas 79.30 m. (260'); su capacidad de levante estando estacionaria es de 907 toneladas y en rotación con radio de 21.34 m. (70') de 544 t.m., en rotación con radio de 28.95 m. (95') de 454 t.m.; en el segundo juego de poleas tiene una capacidad de 136 t.m. y en el tercero de 45 t.m.- El equipo está diseñado especialmente para la instalación de tendido de tubería y para colocación de plataformas de perforación marina en alta mar, haciéndose todo su manejo a base de radios FM, AM, banda lateral, sistema de altoparlantes y bocinas, control remoto de anclas, TV de circuito cerrado, etc. Cuenta además con un helipuerto de sección cuadrada de 12 m. por lado localizado en la proa, al lado de babor; tiene alojamiento equipado con aire acondicionado para 176 personas, comedor, despensa con cuarto frío y congelador con capacidad para hacerla autosuficiente por un período de 6 meses, área de recreo y hospital.

Fué preciso colocar la barcaza al lado aguas arriba del cruce para el desarrollo de los trabajos en virtud del problema que representaba una línea de alta tensión que cruza el río a una distancia de 55 m. al lado aguas abajo del puente y la cual solo permite una altura libre de trabajo de 36 m. Se tuvo la ventaja de que el espacio libre que deja el tramo de la armadura levadiza del puente permitió su paso.

Al iniciar los trabajos de limpieza se trató de estrobar y retirar las secciones de puente que se encontraba obstruyendo las zonas de trabajo, pero se tuvieron fuertes problemas debido en primer lugar a que las secciones al caer penetraron en una capa de fango a profundidades del orden de 1.50 m. a 2.00 m. requiriéndose pasar bajo ellas los estrobos con el fin de poder amarrarlas ya que no era posible hacerlo en otra forma por

no presentar partes salientes lo suficientemente resistentes para ser jaladas; para perforar los tuncles se usó chiflón de agua a alta presión, manejado por buzos en el fondo del río, trabajo sumamente difícil y con muchos riesgos, habiéndose necesitado más de 7 horas de un trabajo agotador para el primero que abarcó únicamente de la parte exterior el espacio comprendido entre la primera y segunda trabe. Terminado el tunel el buzo localizó en la losa de unión de las 2 trabes un dren de 2.5 cm. (1") de diámetro por el cual pasó el cable del estrobo y se tiró del mismo rompiéndose en la maniobra; se usó entonces dinamita colocada dentro del dren para agrandar el diámetro y poder pasar varios cables más gruesos obteniéndose buenos resultados y lográndose al fin levantar la sección de un tramo del ferrocarril con longitud aproximada de 15 m. moviéndola hacia la margen izquierda para dejar libre parte de la zona donde quedaba localizada una de las pilas del puente del ferrocarril.

A pesar de los buenos resultados obtenidos con esta sección, el resto de los tramos que obstruían los lugares de trabajo no pudieron ser retirados debido al tiempo necesario para lograr el estrobado y a que la posición en que se encontraban no permitía sacarlos en forma independiente; por otra parte, algunos tramos al tratar de levantarlos estrobados en forma más sencilla, fallaba el concreto por falta de refuerzo adecuado para soportar los esfuerzos producidos, rompiéndose en pedazos que no permitían el hincado de los pilotes en medio de los mismos y agravando por tanto el problema.

Estas dificultades ocasionaron que se llegara a tener un atraso inicial con respecto al programa formulado del orden de 3 a 4 días, por lo que se decidió cambiar el procedimiento de ataque e iniciar de inmediato el hincado de los pilotes en vista de que de continuarse en esta forma no sería posible terminar la obra a tiempo.

Desde el momento que llegó la barcaza "Cherokee" al lugar de la obra, se procedió al cambio de proyecto de la infraestructura y subestructura, considerando que el equipo de hincado con que cuenta, consistente en un martillo de vapor de simple acción marca Vulcan 020 cuya energía es de 8300 Kg-m. (60,000 lb-pié) que trabaja sin guías, permite utilizar pilotes de mayor longitud dada la altura de la pluma; por ello se les soldó a los pilotes un tramo más de 12 m., suprimiéndose las zapatas, el cuerpo y la corona de concreto reforzado de las pilas, quedando únicamente formado

el cuerpo por los mismos pilotes contraventados un poco arriba del nivel del agua y unidos en la parte superior por medio de un cabozal de concreto reforzado; estos últimos se programó precolarlos en un patio de maniobras en la margen izquierda del río, al alcance de la grúa para montarlos directamente ahorrándose así el tiempo que requería la construcción en el sitio de los elementos anteriores.

Fué preciso diseñar unas guías apropiadas para evitar desplomes fuertes en el hincado de los pilotes, las cuales se soldaron a las distancias requeridas en la orilla de un chalán, el cual se acoderaba contra la barcaza para poder fijar y guiar los pilotes en su posición correcta.

En esta forma se inició el hincado teniendo pleno conocimiento de que se tropezaría con fuertes problemas por las obstrucciones en algunos lugares. Para resolver esto se fabricó un elemento golpeante (cincel) con una longitud de 16 m. y peso de 9 Ton., que estaba formado por un núcleo macizo hecho con tubería de perforación rellena, al cual se les soldaron perimetralmente 12 rieles de ferrocarril que sobresalían en un extremo para permitir que golpearan directamente el obstáculo en el lugar preciso donde se alojaría el pilote, el extremo opuesto se prolongó con un macizo de acero para darle longitud y peso suficiente.

El procedimiento consistió en colocar el pilote en su posición correcta detectando con el mismo si existía obstrucción y en caso afirmativo se retiraba nuevamente y se colocaba el cincel dentro de la guía utilizada para el hincado levantándola por medio de la grúa 5 ó 6 m. de altura y dejándola caer por gravedad las veces que fuera necesario para romper el obstáculo; cuando el lugar quedaba libre lo que se comprobaba al descender el cincel, se retiraba este y se colocaba nuevamente el pilote procediéndose al hincado; esto fué efectivo y sólo uno de los 48 pilotes hincados sufrió daños deformándose y rompiéndose, por lo que fue retirado y sustituido por otra pieza después de cortar el concreto por medio de un chiflón de arena en suspensión de gelatina inyectada a alta presión, usando el mismo equipo empleado en la perforación de pozos petroleros. El hincado se llevó hasta el rebote habiéndose alcanzado una elevación de 26 m. en la punta, con penetraciones del orden de 2.5 cm. (1") en las últimas andanadas de 40 a 50 golpes, obteniéndose la capacidad de carga requerida.

Los avances iniciales fueron desconsoladores por los problemas relativos a las obstrucciones ya que una ocasión se hincó un solo pilote en 48 -- horas efectivas de trabajo, pero una vez vencidos los obstáculos se logró el hincado de cada pilote en sólo hora y media incluyendo todas las ma-- niobras auxiliares con únicamente 15 minutos en hincado efectivo. El -- hincado se inició el día 13 de Octubre y se terminó el día 22, habiéndose colocado 11 piezas el último día.

Terminado el hincado se inspeccionaban todos los pilotes mediante sondeos para determinar si su comportamiento había sido correcto y solo en una -- de las piezas se encontró agua en el interior y además se obtenía una -- plantilla al nivel del cabezal, de la posición real en que habían quedado -- para adaptar la unión entre estos elementos.

Los obstáculos encontrados y las dificultades para retirarlos ocasiona--- ron que fuera preciso recorrer ambas pilas del ferrocarril aproximadamen-- te un metro hacia la margen derecha y que la pila del camino del lado de -- la margen derecha quedara fuera de la localización de proyecto aproxima-- damente 5.00 m. hacia la margen izquierda y 1.50 m. hacia aguas arriba -- con el fin de poder librar los tramos completos del ferrocarril y del ca-- mino que obstruían ese lugar, cuya remoción era prácticamente imposible -- en el tiempo con que se contaba; por lo tanto el cabezal de esta pila fué preciso agrandarlo para poder abarcar tanto el voladizo lado aguas abajo -- necesario para recibir la trabe de ese lado y los pilotes corridos aguas -- arriba.

Tomando en cuenta que la oxidación del acero de los pilotes en este lugar es muy fuerte debido a la cercanía al mar y que también tiene una influen-- cia muy grande en el ataque de este material la contaminación de las --- aguas del río, se llegó a la conclusión de que era indispensable rellenar los tubos de concreto armado proyectándolos en forma de dar la resisten-- cia necesaria para soportar las cargas de trabajo independientemente del -- acero del tubo. El armado se colocó en cuanto se terminó el hincado, ya -- que fué habilitado con la debida anticipación en los patios de maniobra -- de la margen izquierda en tramos de 12 m. de largo, que es la medida co-- mercial de la varilla, habiéndose suprimido los zunchos en la longitud de -- traslape de la parte inferior, juntando las varillas longitudinales en -- esos mismos lugares por medio de amarre con alambres para hacer fácil la -- introducción de la sección en la anterior ya colocada, una vez hecho lo --

cual se cortaban los amarres y las varillas que iban a quedar traslapadas se unían a las de la otra sección por medio de alambres para evitar su deslizamiento.

Con respecto al colado de los pilotes, se hizo posteriormente a la colocación del cabezal mediante una inyección a alta presión de lechada o mortero de cemento, para disminuir el tiempo que representaría hacerlo en la forma tradicional y que requería disponer de 6 á 8 horas de trabajo como mínimo para el colado de cada pilote; el procedimiento que se siguió para la ejecución de esta inyección consistió en colocar una válvula en la parte superior de cada uno de los pilotes lo más cerca posible del lecho inferior del cabezal y un respiradero ahogado dentro del concreto del cabezal para cada uno de los pilotes, uno de cuyos extremos quedaba dentro del tubo del pilote y el otro sobresalía del cabezal fuera de la zona de apoyo del mismo pilote con objeto de permitir la salida del aire. El equipo de inyección se instaló en la margen izquierda del río y constaba de varios silos con capacidad del orden de 150 m<sup>3</sup> cada uno, en lo cual se almacenaba el cemento o la revoltura arena-cemento según el caso y el agua; la revoltura se hacía en el momento de la inyección por medio de un camión-revolvera especial, inyectándose a través de tubería y utilizando una bomba de alta presión montada sobre camión, con un rendimiento de 1.0 a 1.5 m<sup>3</sup>. por minuto lo que permitía el llenado de un pilote en tiempo promedio de 15 minutos. La inyección se inició el día 26 de octubre y se terminó el día 31 presentándose el problema de que en el momento de cerrarse las válvulas al terminarse el relleno de los pilotes la fuerte presión de la inyección provocaba que por los respiraderos se fugara una parte de la lechada colocada dejando un hueco entre el lecho inferior de la zapata y el concreto del pilote que se detectó al hacer las inspecciones posteriores; haciendo necesario colar unos rellenos a mano con un concreto muy rico adicionado con expansor para evitar dejar algún pilote sin apoyo directo contra el cabezal; para absoluta seguridad de que se había o' tenido un trabajo correcto, se efectuaron inspecciones en el lado opuesto a los puntos por donde se habían rellenado, habiendo quedado todos en condiciones correctas.

Los cabezales como ya se indicó anteriormente, se precolaron sobre una plataforma construída sobre un relleno de arena en la margen izquierda del río sobre el que se hicieron unas plantillas de mortero; del nivel-

de este relleno hacia abajo se colaron en la misma posición relativa de proyecto de los pilotes pedazos de tubo de 0.76 m. (30') de diámetro o sea de 0.15 m. más que el diámetro del tubo de los pilotes y de 1.50 m. de longitud, dejándose ahogados en el concreto del cabezal 0.30 m. dentro de los cuales se dejaron las varillas necesarias para formar un traslape eficiente; su objetivo era que enchufaran directamente sobre los tubos de los pilotes dando así un anclaje para evitar cualquier desplazamiento lateral del cabezal mientras se colaban los pilotes;

Como era de suponerse no podía lograrse que todos los pilotes coincidieran por las desviaciones que provocaban los obstáculos pero una vez que se obtenían las posiciones definitivas para una pila, se trasladaban a la plantilla del cabezal, que inclusive ya se tenía armado, y se cogaban aquellos tubos que era imposible hacer coincidir, cortando el pedazo que quedaría hogado en el concreto del cabezal y se colocaba una placa de acero en la posición real del pilote; esta placa llevaba soldadas secciones de riel a cada lado para poder dar los anclajes necesarios tanto en la zapata como en el pilote. Después de montado el cabezal la placa o los pedazos de tubo se soldaban contra los pilotes respectivos quedando así rígidamente unidos.

En el lecho inferior del cabezal, entre los agujeros que fueron dejados atravesándolo para colocar los estrobos de montaje, se pusieron secciones de vigueta con el fin de evitar una falla por penetración al ejecutar la maniobra ya que la misma se hacía a muy corto tiempo después del colado.

La resistencia de proyecto del concreto hidráulico para los pilotes y cabezales fué de  $f'c=230 \text{ Kg/cm}^2$ . pero el proporcionamiento se hizo para  $f'c=500 \text{ Kg/cm}^2$ ., usando además cemento de fraguado rápido y curado a vapor para poder obtenerla a la mayor brevedad, lo que se lograba aproximadamente en 24 horas.

El día 24 de Octubre se montó con todo éxito el primer cabezal y al día 27 el último que fué colado el día anterior, o sea que a solo 4 días de haberse terminado el hincado de los pilotes quedaron colocados todos los cabezales; el tiempo empleado en las maniobras de montaje fué de 2 horas como máximo para cada uno de ellos siendo el peso del mayor del orden de 90 Ton.- El procedimiento adoptado y el cambio de proyecto de las pilas aumentando la longitud de los pilotes y suprimiendo las apa-

tas y cuerpos de concreto lograron dar un ahorro muy considerable de tiempo en el programa.

Para la construcción de la superestructura las traveses metálicas se embarcaron de inmediato desde San Juan del Río, Qro., donde previamente se cortaron al tamaño requerido, llegando las primeras a la obra el día 16 de -- Octubre.

Al contarse con la grúa de la barcaza cuya capacidad es muy superior al -- peso de los tramos con las dos traveses unidas y contraventeadas, se estudió el cambio de procedimiento de construcción para el montaje por lo que desde el día en que las mismas fueron recibidas se inició su habilitación y -- soldadura así como la limpieza por medio de chorro de arena y la aplica -- ción de la primera mano de pintura de taller, colocándolas sobre platafor -- mas de ferrocarril para facilitar su traslado posterior desde el lugar de almacenamiento que se encontraba en el acceso al puente del lado de la mar -- gen izquierda, hasta donde podían ser tomadas por la grúa, formándolas en el orden en que se había programado el montaje; este orden inicial programa -- do tuvo que ser cambiado debido a los problemas que presentó el hincado -- ya que se terminaron primero las pilas del ferrocarril y posteriormente -- las del camino, contrariamente a lo que se había supuesto.

Los trabajos de limpieza y pintura de las traveses tuvieron que ser suspen -- didos mientras se soldaba para permitir trabajar eficientemente a los soldadores ya que toda la zona se llenaba de polvo con el chorro de arena y -- aunque se logró un buen avance al respecto fué necesario terminarlos poste -- riormente al montaje.

La colocación de las traveses sobre las plataformas de ferrocarril se hizo -- con una grúa auxiliar montada sobre orugas, de 75 Ton. de capacidad y --- grúas menores sobre neumáticos del tipo pettibon, de 8 Ton. ; a las tra -- veses del camino una vez contraventeadas de acuerdo al proyecto se les colo -- có un contraventeo adicional en la parte superior con tubos de acero al -- igual que el proyecto definitivo para los tramos del ferrocarril, en los -- cuales si era necesario, para facilitar las maniobras de montaje y evitar -- que se pandearan o se cerraran.

Habiendo sido la separación entre traveses de 4.00m. en la obra falsa del -- puente "San Juan" se respetó para los tramos del camino con objeto de que -- las piezas de contraventeo fueran las mismas, tanto en dimensiones como en



colocación, pero esto no pudo lograrse en los tramos del ferrocarril en -- que la separación fué de 2.00m. haciendo necesario cortar y rectificar -- las posiciones de las piezas de contraventeo, Todos los trabajos de soldada dura de los tramos fueron controlados y radiografiados.

Debido al fuerte desalojamiento de una de las pilas del camino se unieron los dos tramos contiguos mediante una articulación proyectada con el uso de placas soldadas para evitar cortar un pedazo a las viguetas de un tramo y soldarlas nuevamente al otro; esta articulación se hizo antes del -- montaje ya que el peso de los dos tramos unidos no excedía de 40 Ton., -- y evitando así tener inactivo el equipo durante muchas horas, sosteniendo las trabes para soldarlas en el lugar.

El montaje se hizo estrobando los tramos de dos orejas soldadas al patín superior de cada trabe; la maniobra en sí fué sumamente sencilla y el tiempo no fué superior a dos horas para cada uno de los tramos; la maniobra -- realizada por la grúa no se hizo en una forma normal mediante un movimiento de giro de la pluma una vez levantado el tramo sino que se movió toda -- la barcaza a base de soltar o cobrar los cables de las anclas lo que obligaba a girar todo el conjunto con la grúa fija en una posición, el objeto -- fué evitar balanceos por el cambio de posición de la carga con respecto -- al área de flotación lo que hubiera dificultado mucho la maniobra; aún -- cuando la tolerancia en longitud para montar el último tramo fué únicamente de 6 cm. se pudo efectuar el mismo correctamente sin ningún problema. -- El día 27 de Octubre se montaron el primer tramo del ferrocarril y el primero del camino, el día 28 el segundo tramo del ferrocarril, el día 29 el tercer tramo del ferrocarril y el día 31 el segundo y tercer tramo unidos del camino.

Las 28 secciones en doble "T" precoladas y preesforzadas que se usaron como molde para el colado de las losas de concreto reforzado de los tres -- tramos de camino con peso de 9 Ton. cada una, y dimensiones de 9.00m. de -- longitud por 2.50 m. de ancho y 0.60 m. de peralte en las nervaduras se -- fabricaron en la Ciudad de México en un período de 10 días a partir de la entrega de los planos; de estas piezas se utilizaron exclusivamente las 24 de proyecto (8 por tramo) ya que las 4 restantes fueron hechas para pre--veer cualquier contingencia de rotura en su traslado o en las maniobras -- de colocación; fueron colocadas en un tiempo máximo de 20 mt. cada una en -- cuanto se terminó el montaje de las trabes aprovechando también la grúa de

la barcaza que era bastecida por medio de dos pettibones; se procedió de inmediato al armado del acero de refuerzo de las losas y a la colocación de los moldes laterales colándose el primer tramo el día 29 de Octubre con el mismo proporcionamiento utilizado para el concreto de los cabezales; el segundo y tercer tramo se colaron simultáneamente el día 1º de noviembre, habiéndose obtenido la resistencia de proyecto a las 24 horas.

Las losas precoladas de las banquetas, los parapetos metálicos y los arbotantes se empezaron a fabricar en cuanto se inició la obra y fueron colocados en cuanto se terminaron los colados de las guarniciones.

Se dió paso al ferrocarril aproximadamente a las 12 horas del día 3 de Noviembre y se abrió al tránsito carretero el día 4, después de haberse colocado la carpeta asfáltica y dado un riego de sello el día 3 durante la noche.

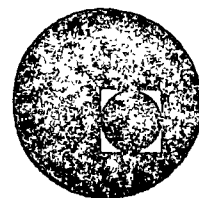
#### VII.-CONCLUSIONES

El programa inicial de 45 días calendario se logró reducir a 29 días efectivos obteniéndose un adelanto de 16 días en la construcción, a pesar del atraso inicial del orden de 4 días, lo que fué posible por 3 razones básicas.

La primera es que se logró una coordinación de trabajo, prácticamente perfecta tanto entre todas las Dependencias que intervinieron en la construcción de la obra como entre todos los Representantes de las mismas; la segunda fué que el personal que intervino directamente en la construcción, en todos sus niveles, pusieron un esfuerzo y dedicación absolutos en su trabajo sin importarles las condiciones climatológicas y las horas trabajadas, aquilatando en toda su magnitud el problema que representaba para el país el no tener una comunicación fluida al Sureste y la última el que se haya contado con autorización plena para que la toma de decisiones tanto en el aspecto de elaboración de proyectos como en el de aplicación de los procedimientos de construcción se hiciera en el mismo lugar de la obra, sobre la marcha y de acuerdo a los problemas que se presentaban, al equipo con que se contaba y a los resultados que se obtenían.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

DISEÑO DE CIMBRAS

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

AGOSTO DE 1978

## DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. \*

### - DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:

- Peso volumétrico.
- ¿ Hay vibrado ?.

Del material de la cimbra:

- Esfuerzos permisibles.
- Densidad.
- Módulo de elasticidad.
- Calidad del material.

Del ambiente:

- Temperatura en el momento del colado.
- Velocidades de viento.

Del proyecto:

- Geometría del concreto.
- Cargas vivas durante el colado.

### PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico del concreto varía desde 1,500 a 2,400 kg/m<sup>3</sup>., el primero para concretos ligeros y el último para concreto normal. Puede haber algunos concretos más ligeros que el agua, pero son muy especiales.

### ESFUERZOS PERMISIBLES.

Hacemos aquí referencia al Reglamento de las Construcciones del D. D. F. en sus artículos del 213 al 222:

#### a) Calidad de la madera.

Los grados de las maderas que se citan son los que se especifican en la norma C 18-46, expedida por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

Para usarse en construcciones no se empleará calidad inferior a la de tercera.

#### b) Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad.

Se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad aparente de la madera seca, y, para madera de primera. De no obtenerse experimentalmente, el valor de  $\sigma$  se supondrá

-3-

de 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la siguiente tabla.

Concepto	Valor en kg/cm <sup>2</sup>	
	Para cualquier y	Para y=0.4
Esfuerzo en flexión ó tensión simple.	196y	1.25 60
Módulo de elasticidad en flexión ó tensión simple	196,000y	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5y	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2y	2.25 7
Módulo de elasticidad en compresión	238,000y	1.25 95,000
Esfuerzo cortante	35y	10

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% los valores anteriores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla. Para maderas de tercera, se tomará el 50%.

###

CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES D. LA MADERA  
SEGUN NORMA C-18-1946 DE LA DGN.

GRADO	NUDOS	MANCHAS	BOLSAS DE RESINA	VETAS	GRIETA	RAJADURAS	PARTES PODRIDAS	TOLERANCIA EN DIMENS.	HUMEDAD MAXIMA	CAMBIO DE COLOR	AGUJEROS	TORCEDURAS
A SELECTA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	10%		NO	NO
B PRIMERA	2 MM. MAX.	NO		10 CM MAX.	10 CM MAX	NO	NO	30 A 100 x 100 A 400 Esp 25 Ancho 10 mm 10 A 30 x 100 A 400 Esp 15 mm.	15%	10 CM MAX.		NO
C SEGUNDA	SANOS TABLA II $\Sigma D \leq 2VE.$ CENILDO MAX.	MENOR DE $\frac{1}{2}$ ANCHO $\times \frac{1}{16}$ LONG.	MAX 5 MM x 150 MM.		10 MM MAX.	SOLO EN EXTREMOS 5 MM x 252 MM MAX.	NO	ESPEJOR 2,5/5 MM. ANCHO 1 MM.	20%	LIGERO EN CADA CARA	2 MM A 6 MM $\Sigma D < 2$ VECES NUDO MAX	NO
D TERCERA	SANOS TABLA II $\Sigma D \leq$ ANCHO DE LA CARA. ENFERMOS UNO POR CARA.		MAX. 10 MM x 300 MM.	VETAS GROS. Area $\leq \frac{1}{4}$ Superficie total.		MAX 252 MM	EN LOS EXTREMOS Y MENOR QUE: $\frac{\text{ANCHO}}{6}$ Y $\frac{1}{6}$		>20%	$\frac{1}{4}$ DE LA SUPERFICIE DE LA CARA	2 MM TAL Q' $\Sigma D < 2$ VECES NUDO MAX	19 MM
E DESECHO	NO LLENAN LAS ESPECIFICACIONES DE LA DE TERCERA.											

MADERA RESISTENCIA ESTRUCTURALMENTE UNIFORME

TIPOS DE DEFECTOS	V-75	V-65	V-50	V-40
VELOCIDAD DE CROQUIS (MINIMA)	16 ANILLOS / 5 CM	12 ANILLOS / 5 CM	8 ANILLOS / 5 CM	8 ANILLOS / 5 CM
FIGURAS O GRIETAS (PROFUNDIDAD MAXIMA) Y BOLSAS DE RESINA	1/4 DEL ESPESOR	1/3 DEL ESPESOR	1/2 DEL ESPESOR	3/5 DEL ESPESOR
DEVIACION DE LA FIBRA (NO MAYOR DE)	1 EN 14	1 EN 11	1 EN 8	1 EN 6
SEMILLA (NO MAYOR DE)	1/8 DE CUALQ. CARA	1/8 DE CUALQ. CARA	1/4 DE CUALQ. CARA	1/4 DE CUALQ. CARA





PRUEBAS DE COMPRESION.

MUESTREADAS EN: FOVISSSTE COAPA II.

Relación de Esbeltez: 2 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Area CM <sup>2</sup>	Carga Kg.	Esfuerzo Kg/CM <sup>2</sup> .
1-1	74.5	33,000	442.9
1-2	75.4	37,200	493.4
2-1	77.0	32,700	424.7
2-2	75.2	30,000	398.9
3-1	73.0	36,700	502.7
3-2	72.1	36,000	499.3
4-1	68.0	25,250	371.3
4-2	73.0	32,000	438.3
5-1	72.9	35,000	480.1
5-2	71.3	36,500	511.9
6-1	65.4	30,500	466.4
6-2	60.5	27,300	451.2
7-1	72.2	24,000	332.4
7-2	71.3	30,000	420.7
8-1	72.9	29,000	397.8
8-2	73.8	28,200	382.1
9-1	62.9	30,750	488.9
9-2	64.5	33,100	513.2
10-1	72.2	30,300	419.7
10-2	73.6	34,000	461.9

Media: 444.9 Kg/CM<sup>2</sup>.

Desviación Standard: 51.2 Kg/CM<sup>2</sup>.

Cv = 0.12



PRUEBAS DE FLEXION.

MUESTREADAS EN: FOVISSSTE COAPA II.

Relación de Esbeltez; 5 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Peralte CM.	Ancho CM.	Claro CM.	Carga Kg.	Módulo de Ruptura Kg/CM <sup>2</sup> .
* 1-1	9.3	8.1	46.50	3,325	331
1-2	9.5	8.2	47.50	5,900	568
2-1	9.3	8.2	46.50	3,950	388
2-2	9.3	8.0	46.50	3,600	363
3-1	9.4	8.3	46.50	3,400	323
3-2	9.4	8.4	47.0	6,300	598
4-1	9.1	8.2	45.50	4,300	432
4-2	8.8	8.4	44.0	3,925	398
5-1	8.6	8.2	43.00	4,650	494
5-2	8.9	8.2	44.50	4,500	462
6-1	9.0	7.7	45.0	5,050	546
6-2	9.0	7.3	45.0	3,900	445
7-1	8.8	8.3	44.0	3,750	385
7-2	8.8	8.2	44.0	6,900	717
8-1	9.2	8.2	46.0	4,200	417
8-2	9.5	8.2	47.50	4,000	385
* 9-1	9.3	7.4	46.50	1,350	147
9-2	9.0	7.5	45.0	4,050	450
10-1	9.6	7.6	48.0	4,200	432
10-2	9.5	8.0	47.50	6,100	602

\* Con Nudo.

sin \* : 466.94

Media: 444.1 Kg/CM<sup>2</sup> s/x = 101.98

Desviación Standard: 122.9 Kg/CM<sup>2</sup>.

Cv = 0.28 ; s/x Cv = 0.22

-4-

Tratándose de maderas saturadas ó sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%; el de compresión perpendicular a la fibra 33%; y los módulos de elasticidad 10%.

El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$N = \frac{P \quad Q}{P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta}$$

en la cual

N= esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo  $\theta$  con la fibra;

P= esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra;

Q= esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra;

c) Cargas de corta duración.

Cuando la duración de las cargas no exceda el lapso indicado a continuación, se incrementarán los esfuerzos permisibles según la siguiente tabla:

15% para dos meses de duración.

25% para 7 días de duración.

###

-5-

50% para viento ó sismo.

100% para impacto.

Estos coeficientes de incremento se aplican también a las conexiones.

Los incrementos anteriores no se aplican a los módulos de elasticidad en cálculo de deflexiones.

d) Deterioro e intemperización de la madera.

Los esfuerzos permisibles deberán afectarse de reducciones, de acuerdo con el grado de deterioro e intemperización de la madera a través del tiempo.

e) Diseño de piezas en tensión.

El esfuerzo se valuará dividiendo la fuerza entre el área neta. Este esfuerzo no debe exceder el permisible que se especifica en los incisos b, c y d.

f) Diseño de postes ó columnas.

I. Notación.

A=área de la sección transversal del miembro (cm<sup>2</sup>).

c= esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a la fibra (kg/cm<sup>2</sup>) corregido por esbeltez.

d= mínima dimensión transversal del miembro ó de cada una de las piezas que constituyen una columna espaciada (cm).

###

$E$ = módulo de elasticidad a compresión según el inciso  
 $b$  (kg/cm<sup>2</sup>).

$L$ = longitud de extremo a extremo de las columnas de  
un solo tramo, ya sean simples ó espaciadas, ó -  
bien, la distancia de centro a centro de los apoyos  
laterales en columnas continuas (cm).

$P$ = carga axial (kg).

$f_c$ = esfuerzo permisible en compresión paralela a la fi  
bra de conformidad con los incisos  $b$ ,  $c$  y  $d$ (kg/cm<sup>2</sup>).

II. Clasificación. Las columnas a que pueden aplicarse es-  
tas especificaciones se clasifican en simples, compues-  
tas y espaciadas:

-Las columnas simples están formadas de una sola pieza.

-Las columnas compuestas están formadas por dos ó más  
piezas correctamente ligadas.

-Las columnas espaciadas están formadas de dos ó más  
miembros, con ejes longitudinales paralelos, y ligados  
a sus extremos por empaques y pernos ó conectores,  
que resistan la fuerza cortante que existe en las colum-  
nas debida a su deformación.

III. Columnas simples. El esfuerzo permisible en columnas simples de sección rectangular se valuará de conformidad con las siguientes expresiones:

Cuando  $L/d$  es menor que 11.

$$c = f_c$$

Para relaciones  $L/d$  comprendidas entre 11 y 30.

$$c = f_c [1 - (L/38d)^4]$$

Para relaciones  $L/d$  mayores de 30.

$$c = f_c \left( \frac{550}{(L/d)^2} \right)$$

En columnas cuya sección no es rectangular, se sustituyen en las expresiones anteriores,  $\sqrt{12}$  veces el mínimo radio de giro de la sección transversal, en vez de  $d$ .

IV. Columnas espaciadas. Todas las piezas que constituyen una columna espaciada tendrán la misma dimensión mínima. El espesor de los empaques será también igual a dicha dimensión.

La máxima relación  $L/d$  permisible es 80 en este tipo de columna. La capacidad de carga de una columna espaciada se tomará igual a la suma de las capacidades de sus miembros, calculadas éstas como si se tratara de co

lumnas simples independientes, sustituyendo las fórmulas para columnas simples por las que siguen:

Para relaciones L/d menores que 28.

$$c = f_c$$

Para L/d superior a 28.

$$c = f_c \left[ 1 - (L/95d)^4 \right]$$

V. Columnas compuestas. La capacidad de una columna compuesta se calculará con las fórmulas para columnas simples pero reduciendo las capacidades así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla:

L/d	Capacidad reducida, % de la calculada
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

Para valores de L/d intermedios entre los que se consignan en esta tabla debe interpolarse linealmente.

g) Diseño de piezas en flexión.

Deben usarse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales como la fórmula de la escuadría, siempre que la relación de claro a peralte sea mayor que 5, con las siguientes salvedades.

-Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada de igual área.

-Si el peralte de una viga de sección rectangular excede 30 cm. se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de inercia:

$$F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde h es el peralte del miembro en cm.

h) Combinación de flexión y carga axial.

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocompresión deberán proporcionarse de tal forma que:



$$\frac{P}{A_c} + \frac{M}{f_m S \left(1 - \frac{PL^2}{2EI}\right)} \leq 1$$

en las fórmulas anteriores.

A= área de la sección transversal de la pieza (cm<sup>2</sup>):

E= módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>).

f<sub>m</sub>= esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm<sup>2</sup>).

I= momento de inercia (cm<sup>4</sup>).

M= momento flexionante (kg/cm).

S = módulo de sección (cm<sup>3</sup>).

El esfuerzo c no deberá ser superior al dado en el inciso f. En columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

i) Esfuerzo cortante.

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales.

El esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los 2/3 de su valor calculado.

j) Pandeo lateral.

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

k) Elementos de unión.

I. - Generalidades. Para determinar la capacidad de carga de los distintos elementos de unión tales como los clavos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos:

- Coníferas livianas,  $\gamma \leq 0.5$
- Coníferas densas  $\gamma > 0.5$
- Estructurales densas de hoja caduca (tales como cedro, álamo y similares).

II. -Clavos. Sólo se permiten para uso estructural los clavos comunes de alambre de acero estirado en frío. Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula:

$$P = K D^3/2$$

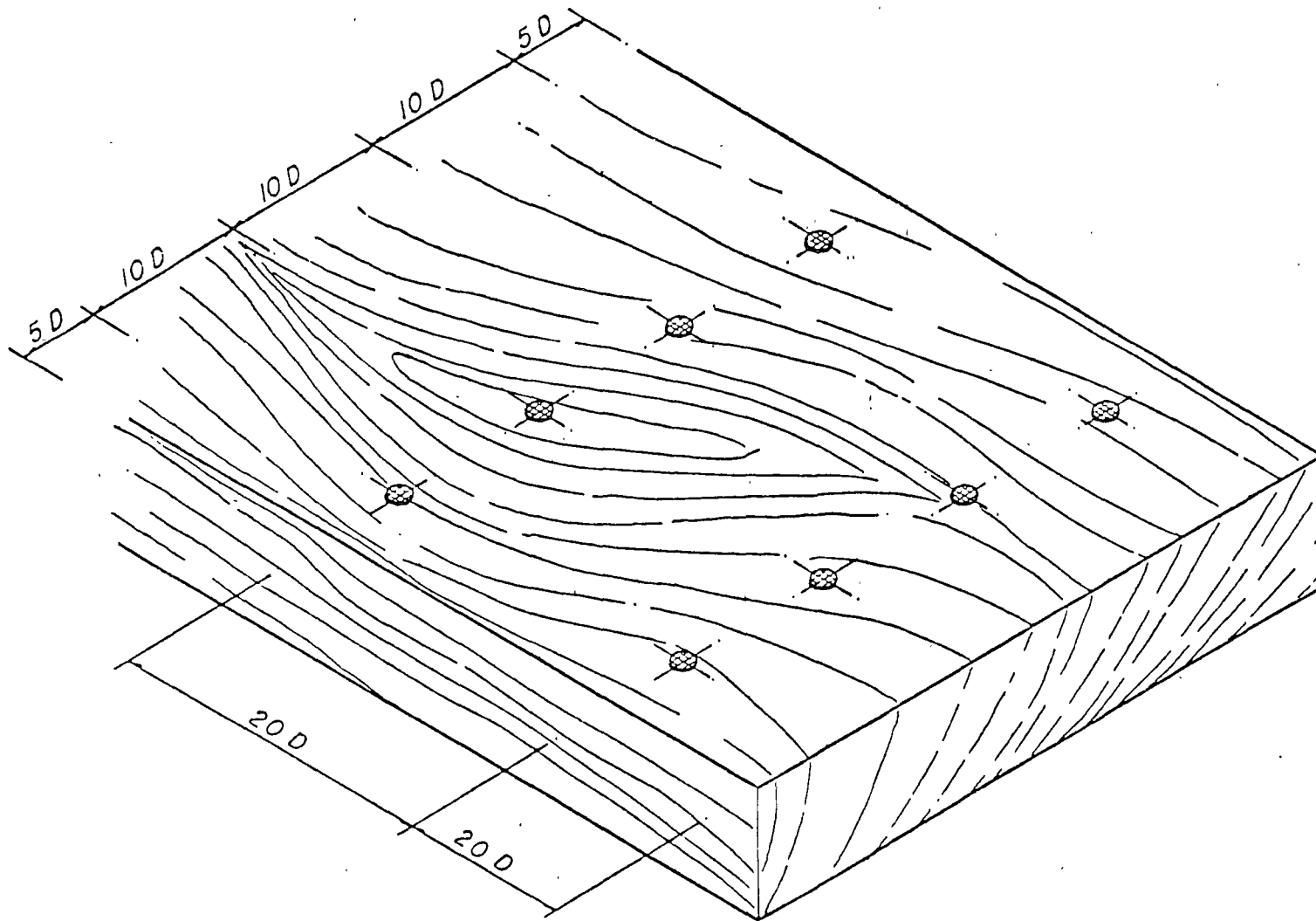
en la cual

D = diámetro del clavo en mm.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

P = carga de trabajo en kilogramos por clavo.

ESPACIAMIENTO MINIMO PARA CLAVOS  
REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL



Valores de K

Grupo	K
Coníferas livianas	3.50
Coníferas densas	4.30
Estructurales densas de hoja caduca	5.00

Para que las fórmulas anteriores sean válidas se requieren las siguientes condiciones mínimas:

- que el clavo penetre cuando menos  $2/3$  de su longitud en la pieza principal.

- que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga.

12 D del borde cargado.

5 D del borde no cargado.

10 D entre clavos de una hilera.

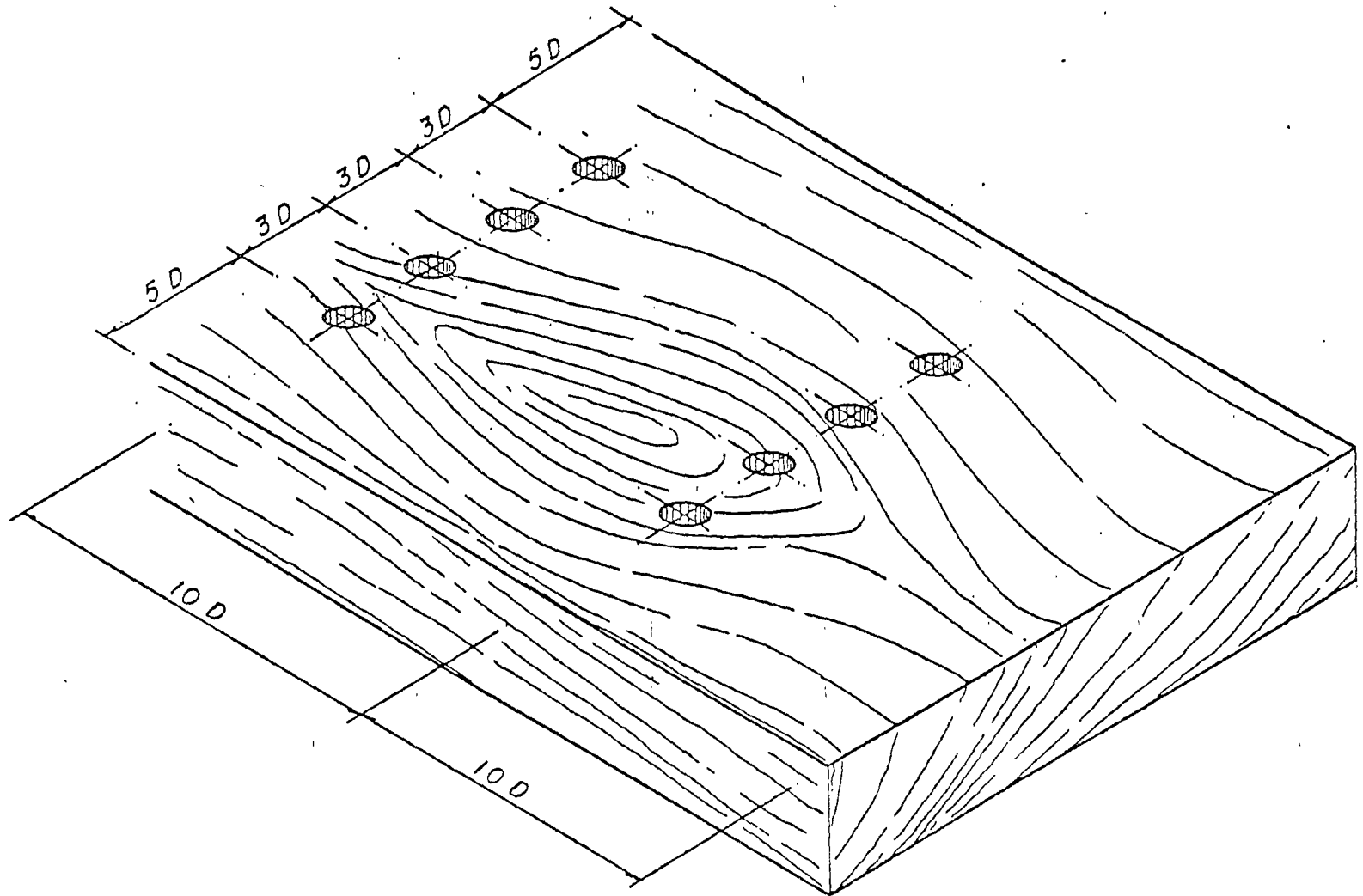
Normales a la carga.

5 D entre hileras.

III. Tornillos. Se aplicarán estas normas a tornillos de acero para madera, de cualquier tipo de cabeza.

La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión:

ESPACIAMIENTO MINIMO PARA TORNILLOS  
REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL



$$P = K D^2$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla:

Grupo	K
Coníferas livianas	1.80
Coníferas densas	2.30
Estructurales densas de hoja caduca	2.50

Los tornillos deben insertarse en agujeros previamente hechos con un diámetro de 0.875 del diámetro del tornillo en la zona de rosca. La penetración en el miembro que contenga la punta será cuando menos 7 veces el diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue:

Paralelas a la carga.

8 D del borde cargado.

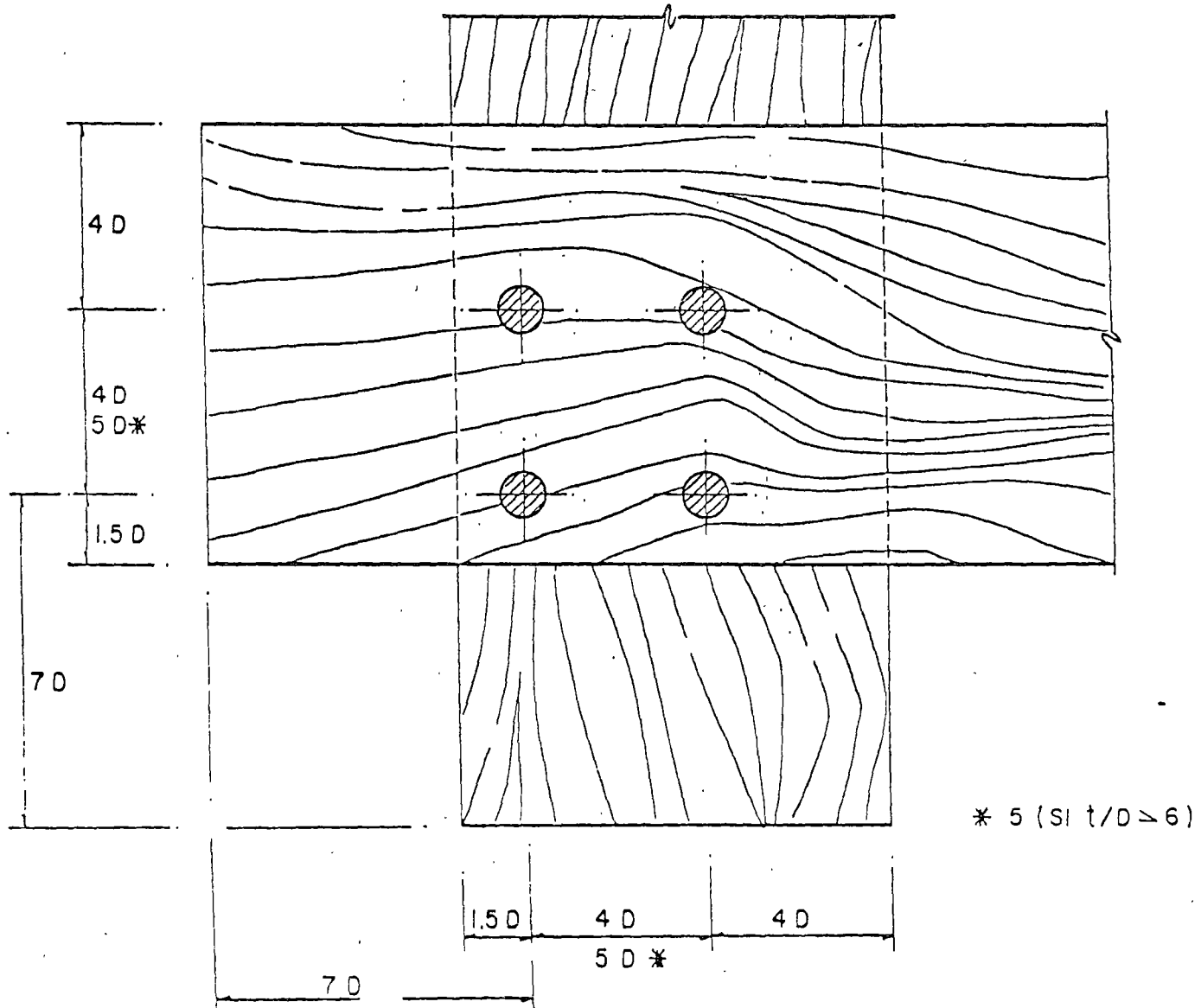
4 D del borde no cargado

6 D entre tornillos.

Normales a la carga.

4 D entre hileras.

# ESPACIAMIENTO MINIMO PARA PERNOS



IV. Pernos. Se entiende que se trata de pernos de acero con cabeza en un extremo ó con dos extremos rosca dos y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones:

a) Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50 f_c t D K$$

en donde

$f_c$  = esfuerzo de compresión paralelo a la fibra -  
según se define en el inciso b.

D = diámetro del perno en cm.

t = menor grueso ó suma de gruesos de los miem  
bros que transmiten los esfuerzos (en cm.) -  
para juntas a tope.

t = doble de grueso de la pieza más delgada(en cm.)  
para juntas traslapadas.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

t/D	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85



t/D	K
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

Para valores de t/D intermedios entre los que se consignan en esta tabla debera interpolarse linealmente.

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero.

$$P = 0.66 f_c t DK$$

Además se le aplicarán los factores de coeficiente de servicio previamente descritos.

b) Carga aplicada normal a la fibra

$$P = 0.66 f_c tDKK_2$$

t/D	K	D	K <sub>2</sub>
Hasta 9	1.00	3/8"	2.50
10	0.94	1/2"	1.95
11	0.85	5/8"	1.68
12	0.76	3/4"	1.52
12	0.68	7/8"	1.41
13	0.62	1"	1.33
		1 1/4"	1.27
		3" ó mas	1.03

$f_c$  es el esfuerzo normal a la fibra según se describe en el artículo 214.

V. Conectores. La capacidad de carga de estos elementos se determinará de acuerdo con los datos proporcionados por los fabricantes de ellos.

### CARGAS Y PRESIONES.

Las cimbras y obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas a la cimbra y a la estructura, hasta que ésta sea capaz de tomarlas por sí misma.

Estas cargas incluyen el peso de:

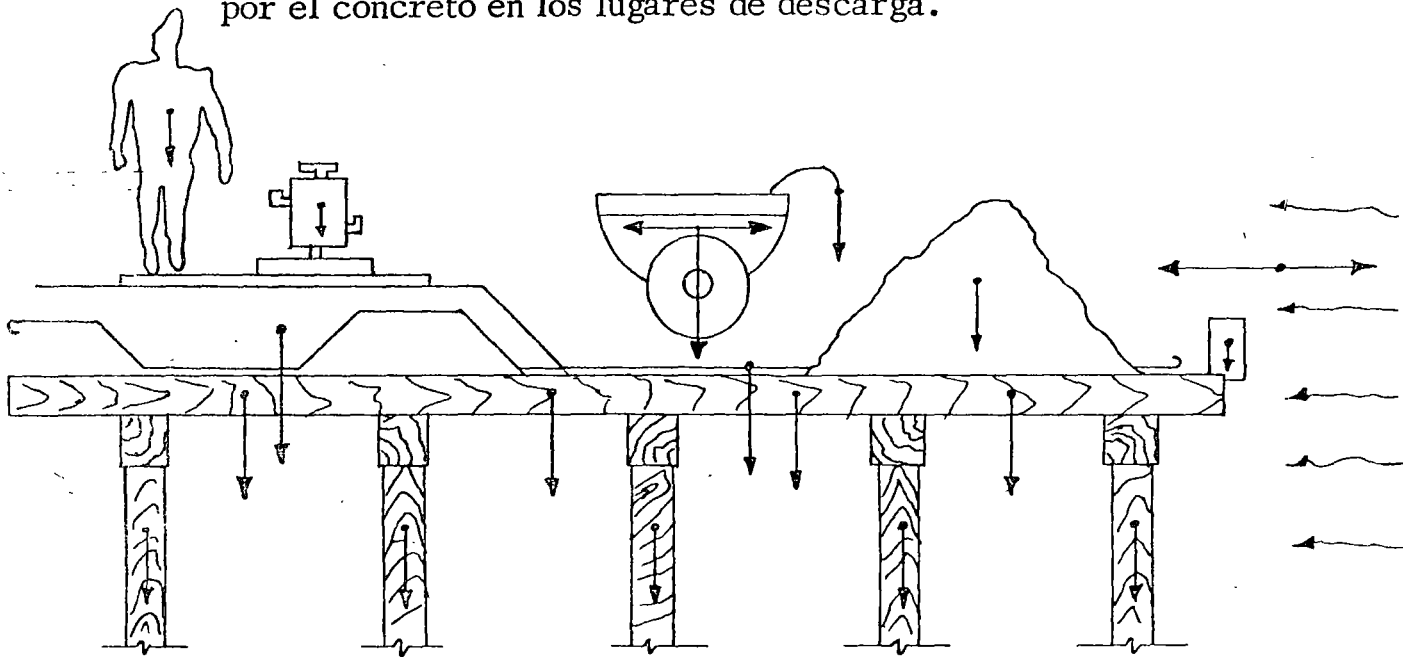
- El concreto fresco.
- El acero de refuerzo.
- El peso propio.

y varias cargas vivas.

Las descargas del concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento producen fuerzas laterales - que debe resistir la obra falsa.

Debe considerarse también asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas

por el concreto en los lugares de descarga.



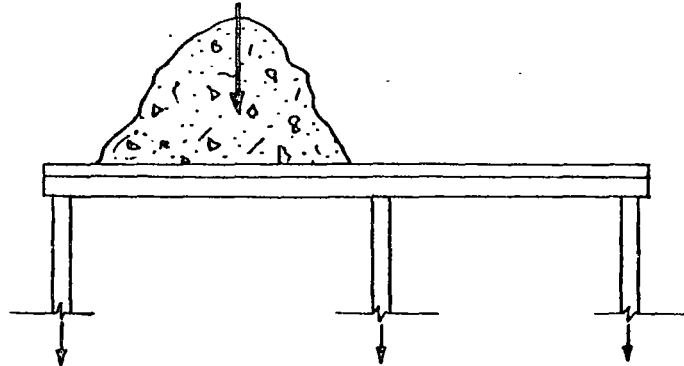
Peso propio: La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/m<sup>2</sup>. Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto + la carga viva puede despreciarse.

Cargas vivas:

El ACI, Comité 622, recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/m<sup>2</sup>, de proyección horizontal, que incluye peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si se usan volguetes motorizados esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m<sup>2</sup>.

Alternancia de cargas.

Cuando las formas son continuas el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.



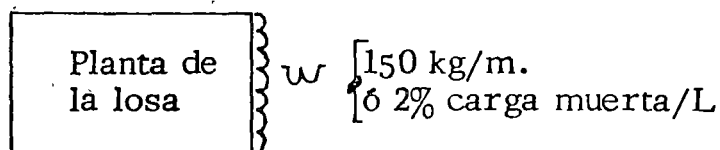
Las formas deben diseñarse para soportar este efecto, de no ser así deben construirse como simplemente apoyadas.

Cargas laterales.

Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El Comité 622 del ACI, recomienda las siguientes cargas mínimas laterales.

- a) En losas: 150 kg/m. de borde de losa, ó 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra (distribuido como una carga por metro de borde en la losa), el que sea mayor



(Considérese solamente el peso muerto de losa cubierta en cada colado).

b) En muros.

Carga de viento de 50 kg/m<sup>2</sup> ó mayor si así lo exigen los códigos locales; en ningún caso menor de 150 kg/m. de - borde de muro, aplicada en la parte alta de la cimbra.

PRESION LATERAL DEL CONCRETO.

El peso volumétrico del concreto tiene una influencia decisiva en esta presión. La presión hidrostática de un fluido es igual a  $\gamma h$  (peso volumétrico por altura) y actúa en ángulo recto sobre cualquier superficie que confine el fluido. El concreto fresco no se comporta como un fluido, sino solamente en forma aproximada y únicamente hasta el fraguado inicial, en que se empieza a soportar por si mismo. Es por esta razón que también influye la velocidad vertical de colado en la presión.

-20-

La temperatura del concreto durante el colado también tiene gran importancia ya que influye directamente en el tiempo de fraguado inicial. A bajas temperaturas el concreto toma más tiempo en el fraguado inicial y por lo tanto, para la misma velocidad de colado, una mayor profundidad de concreto se mantiene fresco y hay entonces una mayor presión lateral.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado, estas presiones son de 10 a 20% mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado. porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración.

El revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores.

Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4,800 kg/m<sup>2</sup> por metro de profundidad del concreto ( el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el

###

-21-

concreto causando gran variación en la presión lateral.

Las tablas que se incluyen más adelante, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, - como son: el revenimiento, cantidad y localización del re fuerzo, temperatura ambiente, presión de poro del agua, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, - rugosidad y permeabilidad de las formas, etc. Sin embargo, con las prácticas usuales de colado estas variables -- son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

#### DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO.

El muro tendrá 4.50 m. de altura.

El colado se hará a razón de  $R=0.90$  m/hr. con vibrador.

La temperatura de colado se considerará de  $T=15^{\circ}\text{C}$ .

La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar un 25%.

Se cuenta con hojas de triplay de  $3/4''$  (1.9cm) de espesor que miden 1.20 x 2.40 y tensores de 2,800 kgs de capacidad.

###

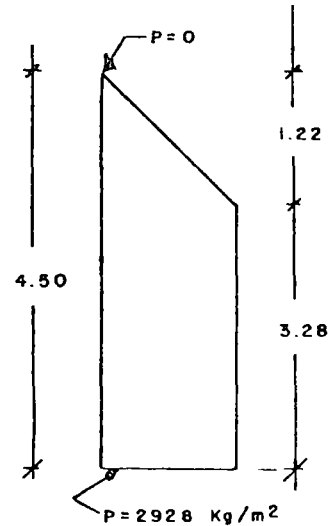
1.- Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla 5-2 para  $R = 0.90 \frac{m}{hr.}$  y  $T = 15^{\circ}C.$

$$P_{max} = 2928 \text{ kg/m}^2$$

Profundidad a la que se alcanza la presión máxima.

$$\frac{2928}{2400} = 1.22 \text{ m.}$$



2.- Tablado vertical.

El triplado será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos de éste se espaciarán uniformemente, de acuerdo a sus dimensiones. El triplado se colocará en el sentido más resistente, es decir con la fibra paralela al claro; esto significa colocar la dimensión de 2.40 horizontal actuando como losa continua.

Revisión por flexión.

$$M_{max} = \frac{wl^2}{10} \quad (\text{viga continua con tres ó más claros})$$

$$M = \frac{wl^2}{10} \times 100 = 10 w l^2$$

donde  $w$  en  $kg/m.$



l en m.

M en kg-cm.

Mom. resistente:

$$M_r = f_s$$

S: Módulo de sección en cm<sup>3</sup>.

f: Esfuerzo admisible en flexión en kg/cm<sup>2</sup>.

M<sub>r</sub>: en kg-cm.

igualando momentos

$$f_s = 10 w l^2$$

$$\Rightarrow l = 0.32 \sqrt{\frac{f_s}{w}}$$

$$f = 196 \gamma \quad (\text{Reglamento D.D.F.})$$

$$\gamma = 0.6 \quad \text{supuesto}$$

$$f = 196 \times 0.6 \approx 120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ad} = 120 \times 1.25 = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (por usarse una sola vez)}$$

$$S = 100 \times 0.3598 = 35.98 \text{ cm}^3. \text{ (para 1.00 m. de ancho ver}$$

tabla 4-3)

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 35.98}{2928}} = 0.43 \text{ m (máxima por flexión)}$$

Revisión por flecha

$\Delta$ : m

$$\Delta_{\max} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

l: m

$$\Delta_{\max} \text{ admisible} = \frac{1}{360}$$

E: kg/cm<sup>2</sup>

I: cm<sup>4</sup>.

igualando flechas

$$\frac{l}{360} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$E = 196000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Reglamento D.D.F.})$$

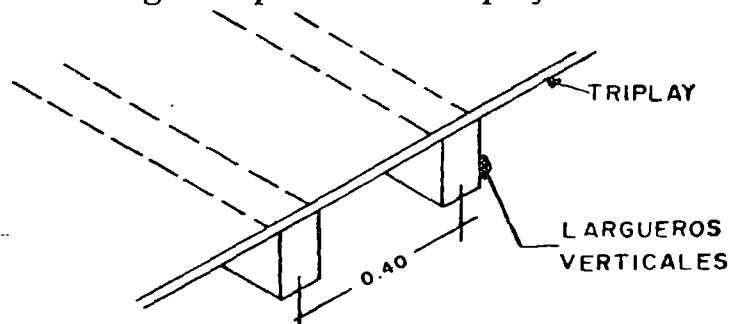
$$E = 196000 \times 0.6 = 117600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I = 100 \times 0.3413 = 34.13 \text{ cm}^4 \quad (\text{para 1.00 m. de ancho,}$$

tabla 4-3)

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 34.13}{2928}} = 0.37 \text{ m.}$$

será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 en 2.40 que tienen de largo los paneles de triplay.



### 3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas mdrinas.

Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento

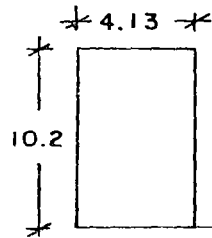
###

de mdrinas, ó se puede fijar el espaciamento de mdrinas y calcular las medidas necesarias de los largueros. En este caso fijaremos largueros de 2 x 4 pulgadas.

por flexión.  $l_{max} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$

el ancho efectivo de largueros de 2 x 4 es 1 5/8"

tendremos



$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{\frac{4.13 \times 10.2^3}{12}}{5.1} = \frac{365.23}{5.1}$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

$$f = 196 \text{ kg/cm}^2 = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ad} = 120 \times 1.25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$w = 2928 \times 0.40 = 1171 \text{ kg/m}.$$

$$l_{max} = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 71.61}{1171}} = 0.97 \text{ m}.$$

por flecha.  $l_{max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$

$$l_{max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 365.23}{1171}}$$

$$l_{max} = 1.09$$

revisión por corte.

$$v = \frac{3 V}{2 bh}$$

###

$$V = 0.6 \text{ w}l \text{ (viga continua de tres ó más claros)}$$

$$v = \frac{3}{2 bh} (0.6 \text{ w}l)$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de corte admisible} &= 35 \gamma \quad (\text{Reglamento}) \\ &= 35 \times 0.6 = 21 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

igualando

$$\frac{3}{2 bh} (0.6 \text{ w}l) = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

despejando l

$$l = 23.33 \frac{bh}{w}$$

l: m

b: cm

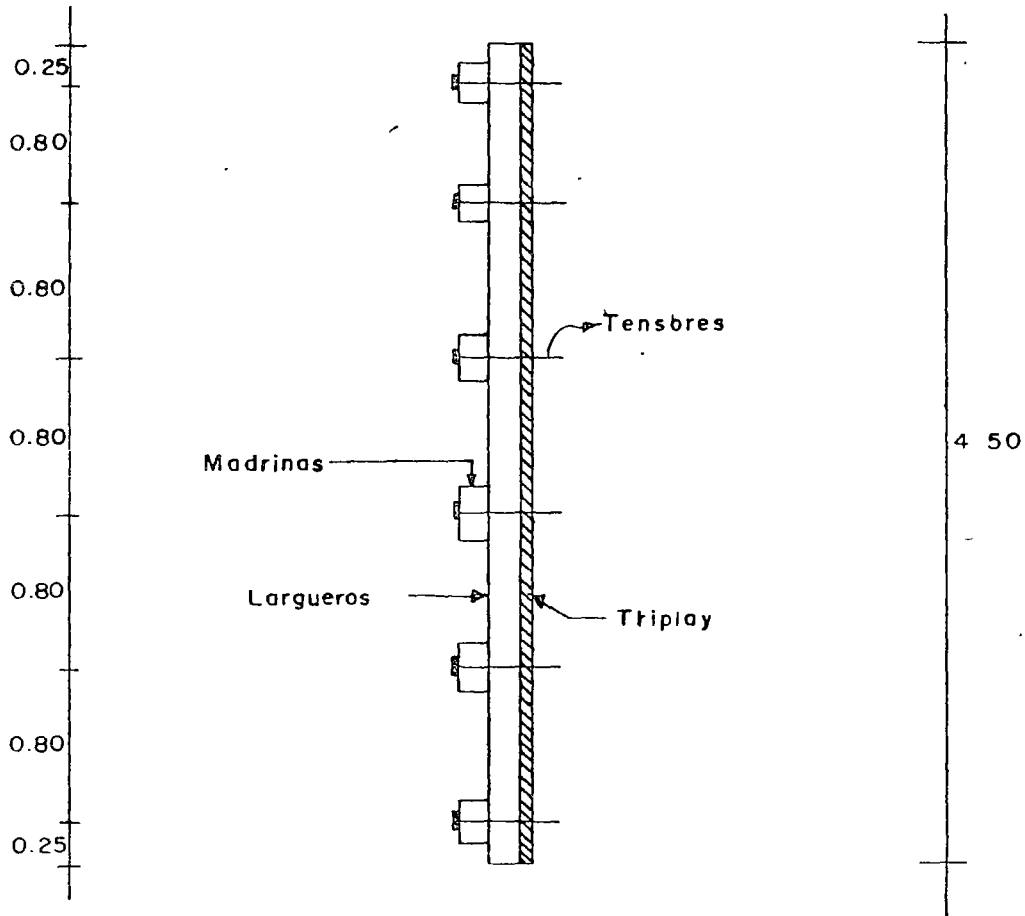
h: cm

w: kg/m.

$$l = 23.33 \times \frac{4.13 \times 10.2}{1171} = 0.84 \text{ m.}$$

El claro máximo de largueros será de 0.84 m. por -  
cortante.

Se usará la siguiente distribución:



4.- Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas mdrinas.

$$\text{Carga en mdrinas} = 2928 \times 0.80 = 2343.4 \text{ kg/m.}$$

espaciamiento de tensores:

$$e = \frac{2800 \text{ kg}}{2343.4 \text{ kg/m}} = 1.195 \text{ m.}$$

Se usarán tensores @ 1.20 y este será el claro de las vigas mdrinas,

Dimensionamiento de vigas mdrinas.

por flexión.

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}}$$

despejando  $S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 2343.4 \times 1.20^2}{150}$

$$S = 224.97 \text{ cm}^3.$$

$$S = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

Para las vigas mdrinas se acostumbra colocarlas en pares para evitar la perforación para los tensores.

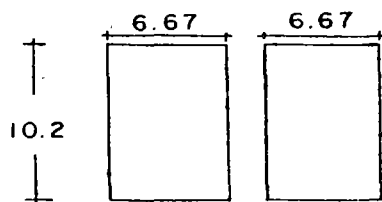
Por corte.

$$v = \frac{3V}{2 bh} \quad bh = \frac{3V}{2 v}$$

$$bh = \frac{3 (0.6 w l)}{2 v} = \frac{1.8 w l}{2 v}$$

$$bh = \frac{1.8 \times 2343.4 \times 1.20}{2 \times 21} = 120.52 \text{ cm}^2.$$

Probar 2 de 3x4 pulgs. ancho efectivo= 2 5/8" (6.67cm)



$$b \times h = 2 \times 6.67 \times 10.2 = 136.07 > 120.52$$

$$S = \frac{(2 \times 6.67) (10.20)^2}{6} = 231.32 > 224.97$$

se usarán vigas de 3 x 4 en pares.

5.- Revisión por compresión en apoyos.

Los puntos que deberán ser investigados en este diseño serán los apoyos de largueros en vigas madre y apoyos de éstas en placas de tensores.

Esfuerzo de compresión admisible perpendicular a la fibra.

$$C = 54.2 \gamma^8 \text{ (Reglamento D.D.F.)}$$

$$C = 54.2 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_{ad} = 1.25 \times 32.52 = 40.65 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas madre será como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Area de apoyo} &= 2 \times 6.67 \times 4.13 \\ &= 55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Carga transmitida por largueros.

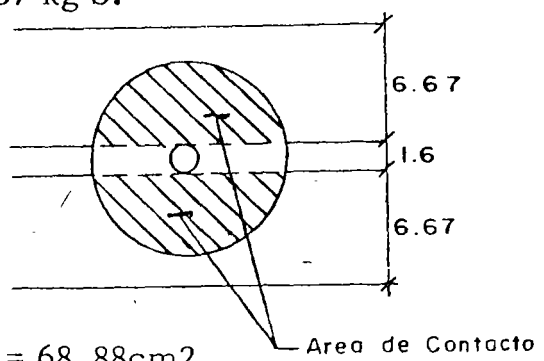
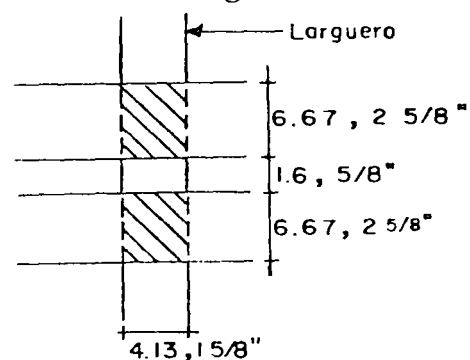
$$R = (2928 \times 0.40) \times 0.80 = 937 \text{ kg S.}$$

$$f = \frac{937}{55} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Apoyo de tensores.

$$T = 2800 \text{ kg.}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{2800}{40.65} = 68.88 \text{ cm}^2$$



-30-

Usar arandela 5"  $\varnothing$  (12.7cm)

Area de contacto

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 106.35$$

$$f = \frac{2800}{106.35} = 26.3 \text{ kg/cm}^2$$

### DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor concreto normal 2,400 kg/m<sup>3</sup>. La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

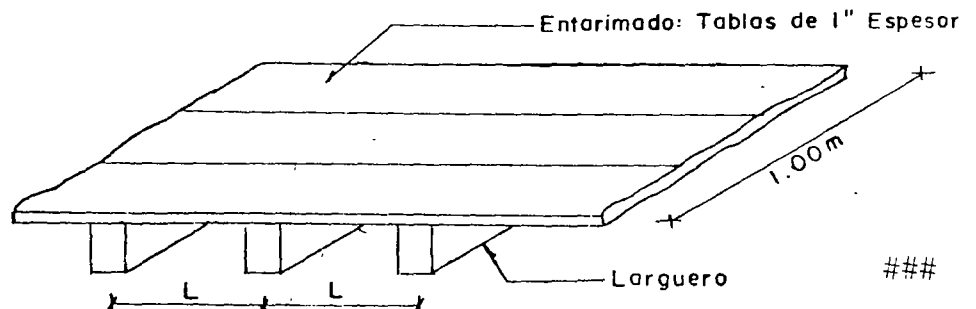
#### 1.- Cargas de diseño.

Peso propio  $2,400 \times 0.20 = 480$

Carga viva \*  $= \underline{200}$

680 kg/m<sup>2</sup>.

\* Puede ser 100 kg/m<sup>2</sup>., más una carga concentrada de 100 kg. en el lugar más desfavorable.





2.- Entarimado. usar tablonos de 1" de espesor.

El espesor efectivo de tablas de 1" es  $25/32"$  ( $\sim 2.00\text{cm}$ )

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho.

$$I = \frac{100 \times 2^3}{12} = 66.67 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 2^2}{6} = 66.67 \text{ cm}^3.$$

Por flexión.

$$l_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 66.67}{680}} = 1.10 \text{ m}$$

$$f = 196 \times \gamma = 196 \times 0.6 \approx 120 \text{ kg/m}^2.$$

Por flecha.

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$E = 196,000 \gamma = 196,000 \times 0.6 = 117,600$$

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117,600 \times 66.67}{680}} = 0.75 \text{ m.}$$

Se usarán largueros @ 0.75 m lo cual nos dá 6 espaciamientos de  $0.75 = 4.50 \text{ m.}$  de ancho del tablero.

3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamento de vigas madrinas.

Suponiendo que se tienen a la mano largueros de  $2 \times 4$ .

-32-

$$I = 365.23 \text{ cm}^4.$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

Carga en largueros =  $680 \times 0.75 = 510 \text{ kg/m}$ .

$$\text{Por flexión.} \quad l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 71.61}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.31 \text{ m.}$$

$$\text{Por flecha.} \quad l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 365.23}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.45 \text{ m.}$$

$$\text{Por corte.} \quad l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = \frac{23.33 \times 4.13 \times 10.2}{510}$$

$$= 1.92 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow l_{\max} = 1.31 \text{ por flexión.}$$

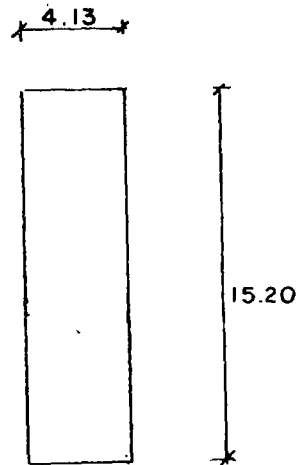
Dado que el tablero mide 4.50 se usarán 4 claros de 1.125 m. que será el espaciamiento de las vigas madre.

4. - Dimensionamiento de vigas madre y espaciamiento de puntales.

Probar madre de 2 x 6 pulgadas.

###

-33-



$$I = \frac{4.13 \times 15.20^3}{12} = 1\,208.65 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{1\,208.65}{7.60} = 159 \text{ cm}^3.$$

w equivalente  $\approx 680 \times 1.125 = 765 \text{ kg/m}$ .

Por flexión.

$$l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 159}{765}} = 1.60$$

Por flecha.

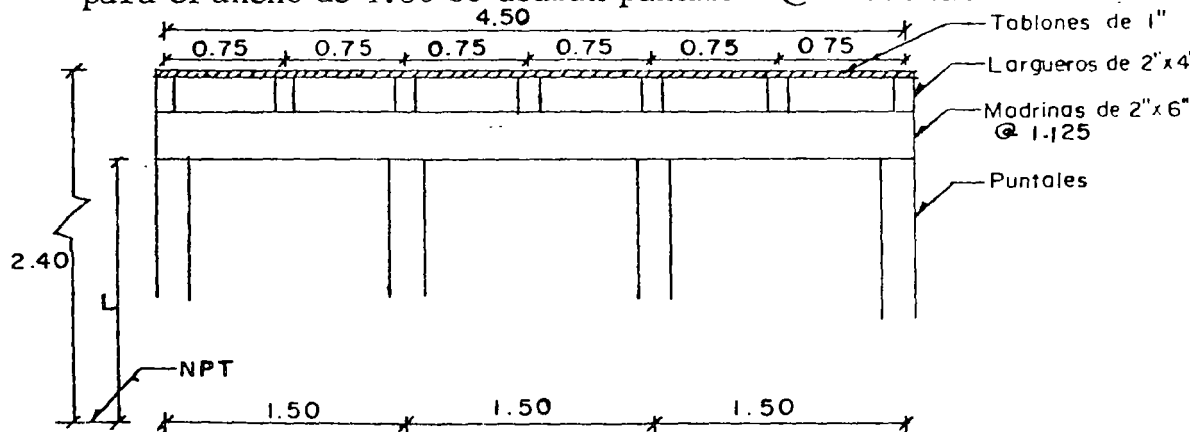
$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 1208}{765}} = 1.8$$

Por corte.

$$l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = 23.33 \times \frac{4.13 \times 15.2}{765} = 1.91$$

$$\Rightarrow l_{\max} = 1.60 \text{ m.}$$

para el ancho de 4.50 se usarán puntales @ 1.50 m.



se adopta esta distribución.

###

5.- Cálculo de los puntales.

$$\text{Area tributaria} = 1.50 \times 1.125 = 1.6875 \text{ m}^2.$$

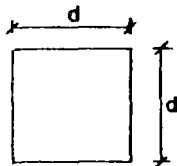
$$\text{carga} = \frac{680 \text{ kg/m}^2}{1}$$

$$P = 1.147.50 \text{ kgs.}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra.

$$f_c = 143.5 \gamma^{\lambda} = 143.5 \times 0.6 = 86 \text{ kg/cm}^2.$$

Probar puntales 3 x 3 pulgadas.



$$d = 2 \frac{5}{8}'' = 6.67 \text{ cm.}$$

$$A = 6.67^2 = 44.46 \text{ cm}^2.$$

Revisión por esbeltez.

$$l = 240 - 28 = 212 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{212}{6.67} = 32$$

Esfuerzo admisible a compresión corregido por esbeltez.

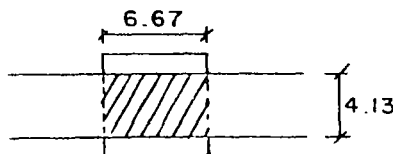
$$C = f_c \left( \frac{550}{(l/d)^2} \right) = 46.20 \text{ kg/cm}^2.$$

Compresión admisible de puntal 3" x 3"

$$P_{ad} = 46.20 \times 44.46 = 2054 \text{ kg} > 1147.50$$

6.- Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de viga madrina en puntal:



$$\begin{aligned} \text{Area de apoyo} &= 4.13 \times 6.67 \\ &= 27.55 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

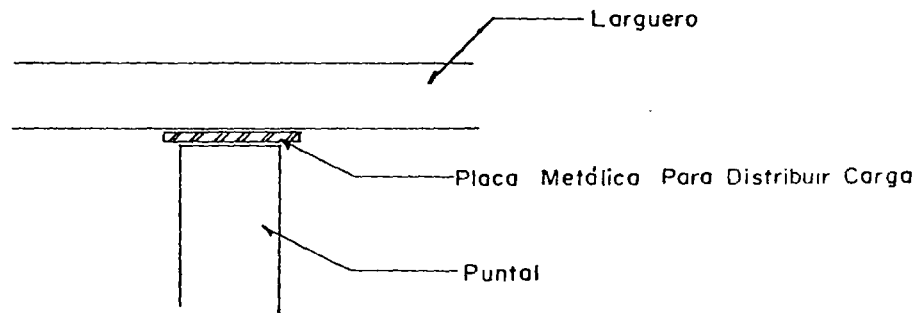
$$\begin{aligned} \text{Esf. admisible} &\perp \text{ a la fibra} \\ &= 54.20 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55 \text{ no pasa}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{32.52} = 35.28 \text{ cm}^2.$$

Usar placa metálica de 2 x 4 ( 5.08 x 10.2 cm)

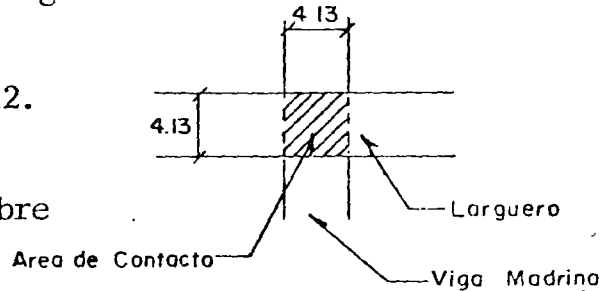
$$A = 4.13 \times 10.2 = 42.12 \text{ cm}^2.$$



Apoyo de larguero en viga madrina.

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2.$$

Carga de larguero sobre viga madrina:



$$C = (680 \times 0.75) \times 1.125 = 573.75 \text{ kg.}$$

$$f = \frac{573.75}{17.06} = 33.63 \text{ kg/cm}^2.$$

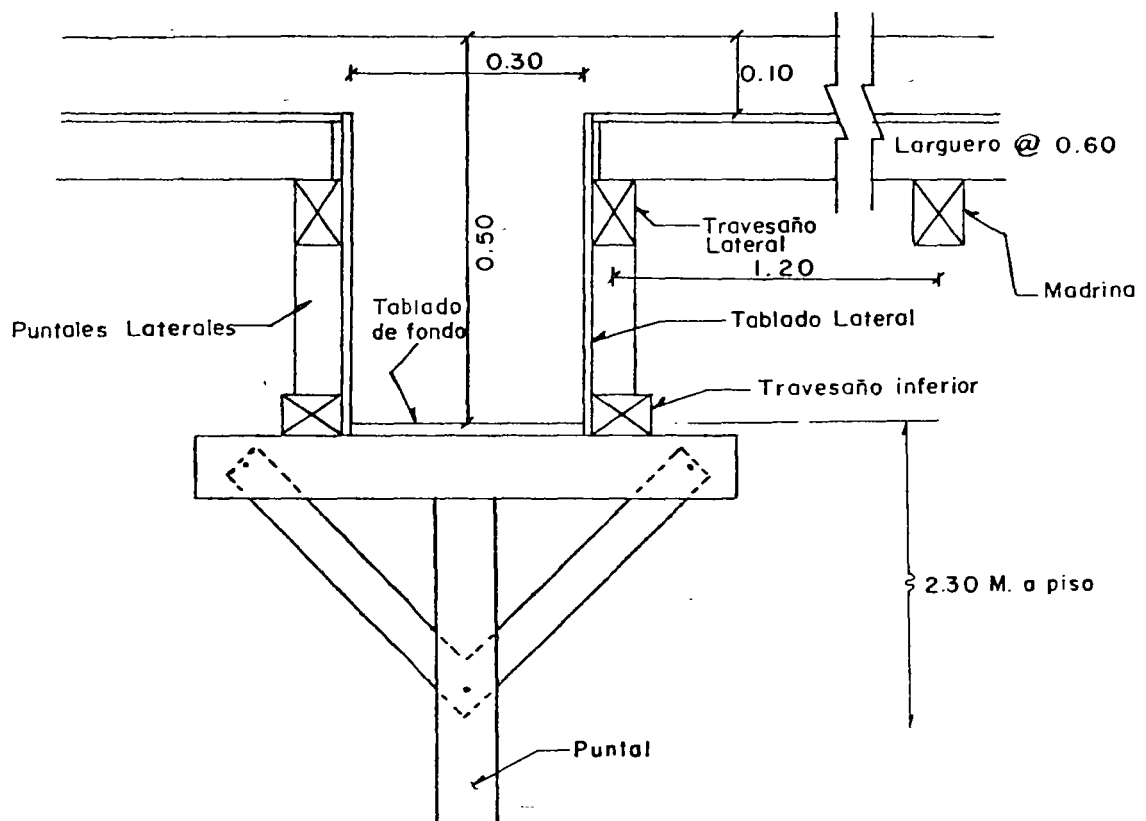
Se considerará aceptable pues según reglamento:

" sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 cm. ó más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor.

$$\frac{L + 1 \text{ cm.}}{L} = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$\text{fad} = 32.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ kg} > 33.63$$

### DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE



La cimbra para la viga de 0.30 x 0.50 mostrada se usará varias veces.

El concreto será de peso volumétrico normal (2400kg/m<sup>3</sup>) se usará madera de pino de 1a. con una densidad de 0.6

###

1.- Tablado de Fondo.

Cargas que soporta:

$$\text{Carga muerta} = 0.30 \times 0.50 \times 2,400 = 360$$

$$\text{Carga viva} = 0.30 \times 200 = \underline{60}$$

420kg/m.

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal.

el espesor efectivo es 1 5/16" = 3.33 cm.

$$b \times h = 30 \times 3.33 = 99.9 \text{ cm}^2.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 3.33^2}{6} = 55.44 \text{ cm}^3.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 3.33^3}{12} = 92.32 \text{ cm}^4.$$

Por flexión:  $f = 196 \text{ } \gamma \approx 120 \text{ kg/cm}^2.$

$$l_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}} = 1.27 \text{ m.}$$

Por flecha.  $E = 196,000 \text{ } \gamma = 117,600 \text{ kg/cm}^2.$

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.98 \text{ m.}$$

Por corte.

$$l_{\text{max}} = 23.33 \frac{bh}{w} = 5.5 \text{ m.}$$

Se usarán apoyos @ 1.00 m.

2.- Tablado Lateral.

El tablado lateral y el travesaño inferior que soportan las presiones laterales se calculan en forma similar a el --

###

caso de cimbra para muro. Se supondrá que triplay de 3/4" y travesaño inferior de 2 x 4 pulgs. resultaron adecuados. A razón de 1.00 de espaciamiento de puntales, que resultó por el tablado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

Cálculo del travesaño lateral:

Cargas en la losa: peso propio concreto	240 kg/m <sup>2</sup> .
carga viva	<u>200</u>
	440

$$\text{Cargas en travesaño} = 440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{ kg/m.}$$

Por flexión.

$$S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 264 \times 1^2}{120} = 22 \text{ cm}^3.$$

Por flecha.

$$\frac{l}{360} = \frac{w l^4}{128 E I} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 w l^3}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^3}{128 \times 117600} \times 10,000 = 63.14 \text{ cm}^4.$$



-39-

Por corte.

$$bh = \frac{wl}{23.33} = \frac{264 \times 1}{23.33} = 11.32 \text{ cm}^2.$$

usar 2" x 4"

$$b \times h = 4.13 \times 10.2 = 42.13$$

$$I = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = 365$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \times 10.2^2}{6} = 71.61$$

3.- Cálculo de puntales principales.

Determinando la carga total sobre estos puntales tenemos:

Por carga de trabe:

$$420 \text{ kg/m} \times 1.00 = 420$$

Por losas:

$$2 \times 264 \times 1.00 = \frac{528}{948 \text{ kg.}}$$

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 948 kg. tomando en cuenta la esbeltez que tenga en función de su altura.

##

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA COLUMNA.

Sección de columna 0.45 x 0.45 m.

Altura de columna 3.50 m ( $\approx$  12 pies)

Colado en una hora a temperatura 15°C ( $\approx$  60°F)

La cimbra se usará varias veces.

1. - Presión lateral (según fórmula ACI)

$$p = 150 + 9000 \frac{R}{T}$$

P; lb/pie<sup>2</sup>.

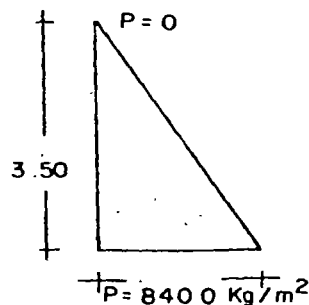
R: pies/hr.

T: °F.

R = 12 pies/hr.

$$P = 150 + \frac{9000 \times 12}{60} = 1950 \text{ lb/pie}^2 (\approx 9580 \text{ kg/m}^2)$$

$$P_{\max} = \gamma h = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3.50 \text{ m} = 8400 \text{ kg/m}^2.$$



2. - Espaciamiento de yugos ó abrazaderas, colocando el primer yugo a 15 cm. de la base:

$$P = 8400 \times \frac{3.35}{3.50} = 8040 \text{ kg/m}^2.$$

usando tablas de 1 pulgada (espesor efectivo= 25/32"  
 = 1.98 cm)

$$bh = 45 \times 1.98 = 89.1 \text{ cm}^2.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{45 \times 1.98^2}{6} = 29.40 \text{ cm}^3.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 1.98^3}{12} = 29.11 \text{ cm}^4.$$

Para  $P_1 = 8040 \text{ kg/m}^2$ .

$$l \text{ flexión} = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{w}}$$

$$l \text{ flecha} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l \text{ corte} = 23.33 \frac{bh}{w}$$

con  $\gamma = 0.6$  en madera

$$w = 8040 \times 0.45 = 3618 \text{ kg/m}.$$

$$l \text{ flexión} = 0.32 \text{ m}.$$

$$l \text{ flecha} = 0.32 \text{ m}.$$

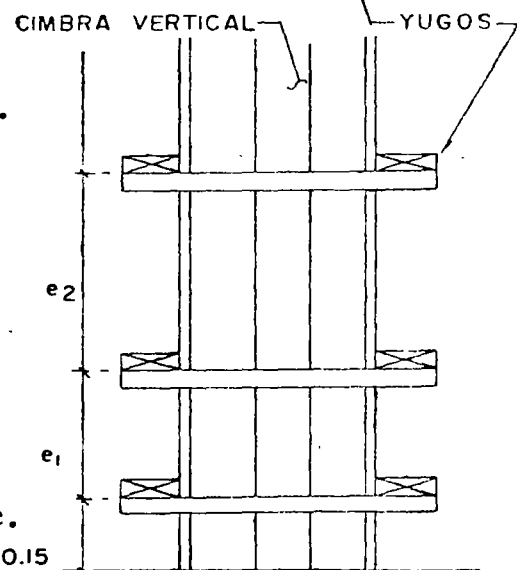
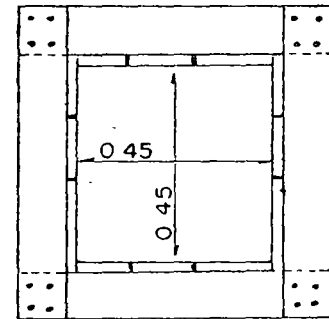
$$l \text{ corte} = 0.57 \text{ m}.$$

usar  $e_1 = 0.30 \text{ m}$ .

Presión a 0.45 m. de la base.

$$P_2 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.45}{350} = 7320 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 7320 \times 0.45 = 3294 \text{ kg/m}.$$



-42-

$$l \text{ flexión} = 0.33$$

$$l \text{ flecha} = 0.33 \text{ usar } e_2 = 0.30$$

$$l \text{ corte} = 0.63$$

$$P_3 = 8400 \times \frac{3.50 - 0.75}{3.50} = 6600 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 6600 \times .45 = 2970 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.35$$

$$l \text{ flecha} = 0.35 \text{ usar } e_3 = 0.35$$

$$l \text{ corte} = 0.70$$

$$P_4 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.10}{3.50} = 5760 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 5760 \times .45 = 2592 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.37$$

$$l \text{ flecha} = 0.36 \Rightarrow e_4 = 0.35$$

$$P_5 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.45}{3.50} = 4920 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 4920 \times .45 = 2214 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.40$$

$$l \text{ flecha} = 0.38 \Rightarrow e_5 = 0.35$$

$$P_6 = 8400 \times \frac{3.50 - 1.80}{3.50} = 4080 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 4080 \times 0.45 = 1836 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.44$$

$$l \text{ flecha} = 0.41 \Rightarrow e_6 = 0.40$$

##

-43-

$$P_7 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.20}{3.50} = 3120 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 3120 \times 0.45 = 1404 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.51$$

$$l \text{ flecha} = 0.44 \quad \Rightarrow e_7 = 0.40$$

$$P_8 = 8400 \times \frac{3.50 - 2.60}{3.50} = 2160 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 2160 \times 0.45 = 972 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.61$$

$$l \text{ flecha} = 0.50 \quad \Rightarrow e_8 = 0.50$$

$$P_9 = 8400 \times \frac{3.50 - 3.10}{3.50} = 960 \text{ kg/m}^2.$$

$$w = 960 \times 0.45 = 432 \text{ kg/m.}$$

$$l \text{ flexión} = 0.91$$

$$l \text{ flecha} = 0.65$$

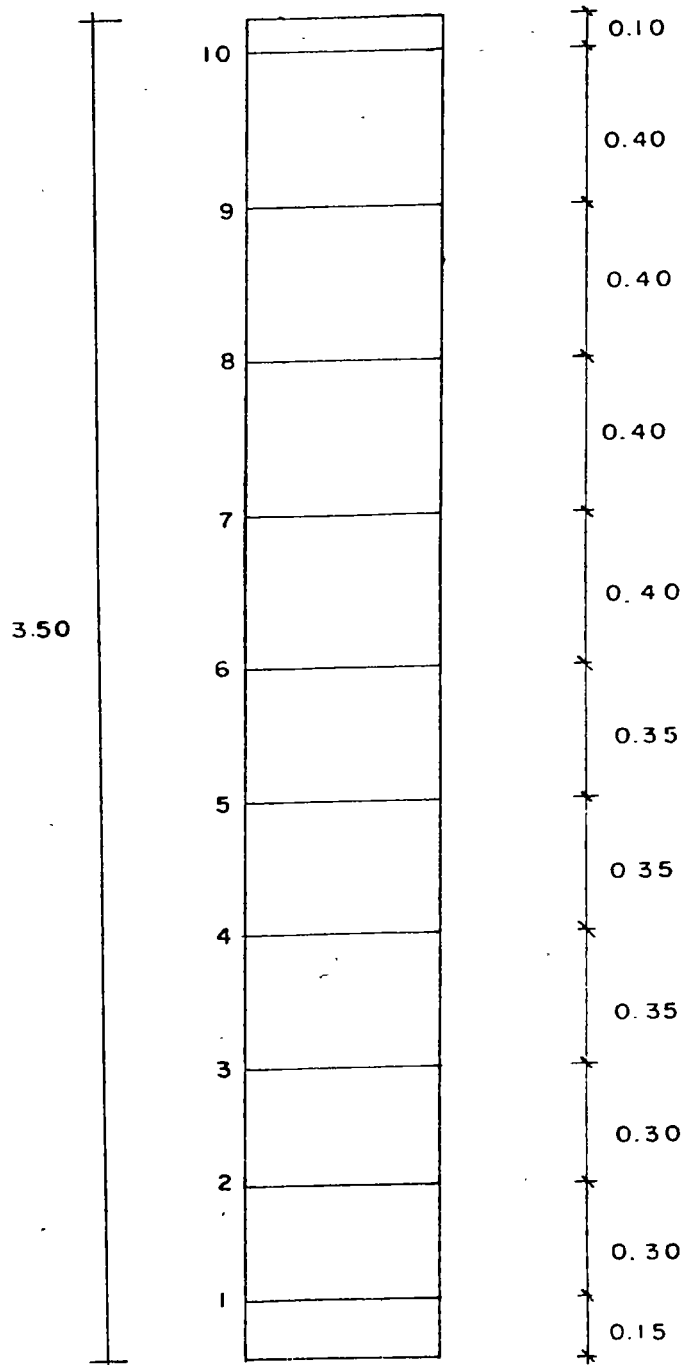
### 3.- Diseño de Yugos.

Los elementos que forman los yugos estarán trabajando a flexo tensión. Deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

###

Se usará la siguiente distribución de yugos.



donde:

P: Fuerza axial (kgs)

A : Area de la sección transversal (cm<sup>2</sup>)

M : Momento flexionante (kg-cm)

S : Módulo de sección (cm<sup>3</sup>)

para yugo 2.

$$P_2 = 7320 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = 7320 \times 0.30 = 2196 \text{ kg/m} \quad P = \frac{2196 \times 0.45}{2} = 494 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{q l^2}{10} = \frac{2196 \times 0.45^2}{10} = 44.47 \text{ kg-m} = 4447 \text{ kg-cm.}$$

$$S \text{ requerida} = \frac{M}{f} = \frac{4447}{120} = 37 \text{ cm}^3.$$

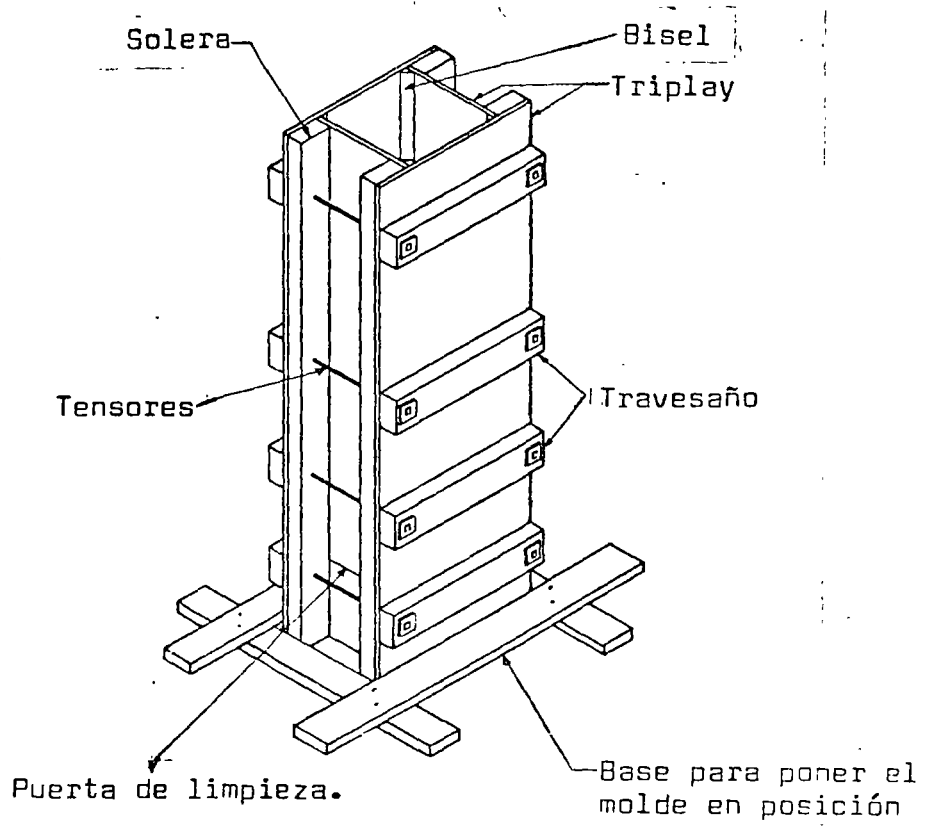
Probar tira 1 1/2" x 4" (espesor efectivo 1 5/16"=3.33cm)

$$A = 3.33 \times 10.2 = 33.97 \text{ cm}^2.$$

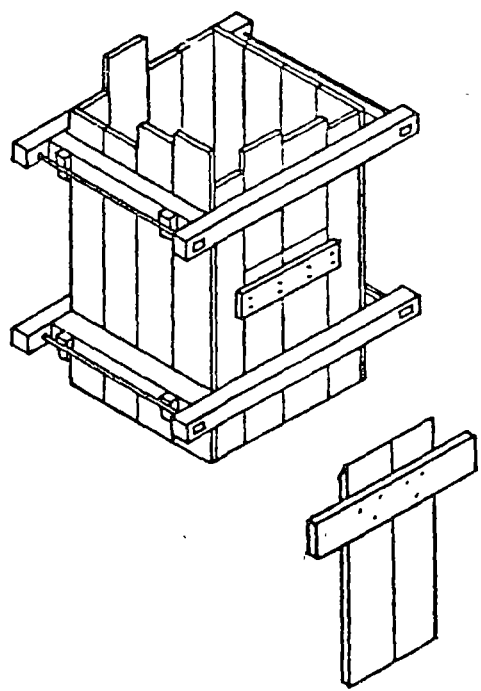
$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{3.33 \times 10.2^2}{6} = 57.74$$

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{494}{33.97} + \frac{4447}{57.74} = 14.54 + 77.01 = 91.55$$

$$f_m = 196 \text{ kg/cm}^2 = 196 \times 0.6 = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

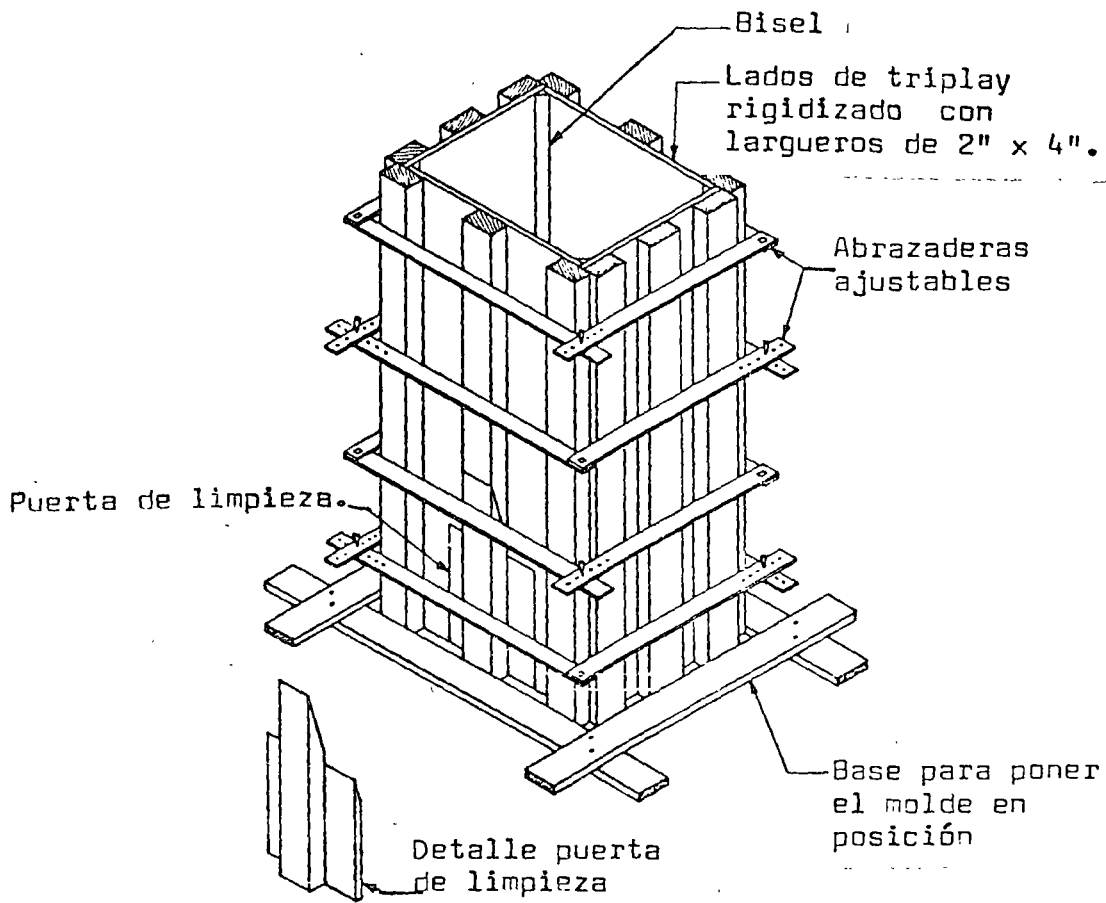


Cimbra típica para columnas ligeras.

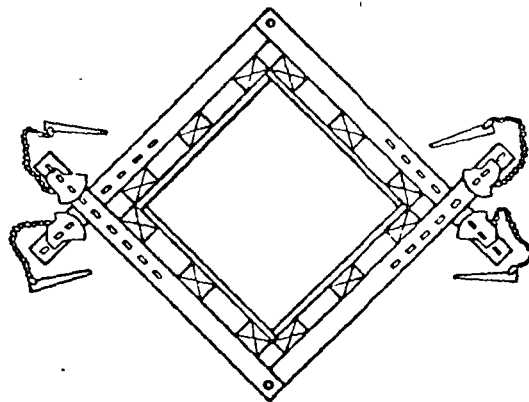


Cimbra típica para columnas con puerta de limpieza.

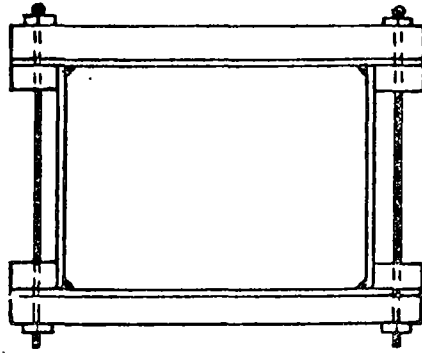




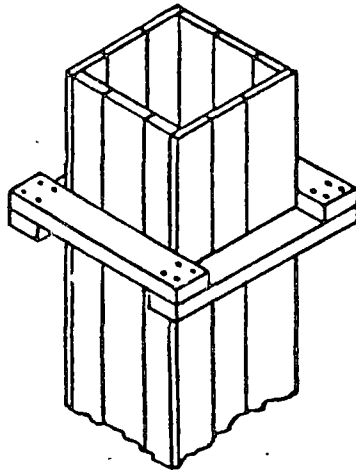
Cimbra típica para columnas



Triplay y yugos metálicos

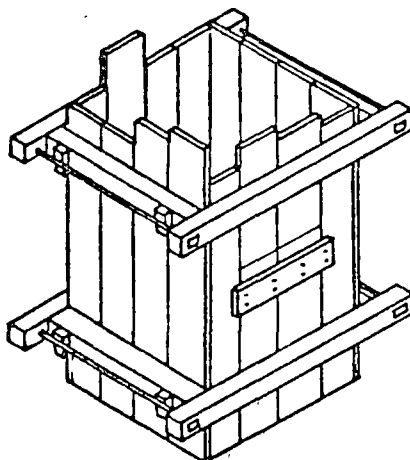


Triplay con yugo combinado  
de madera y pernos

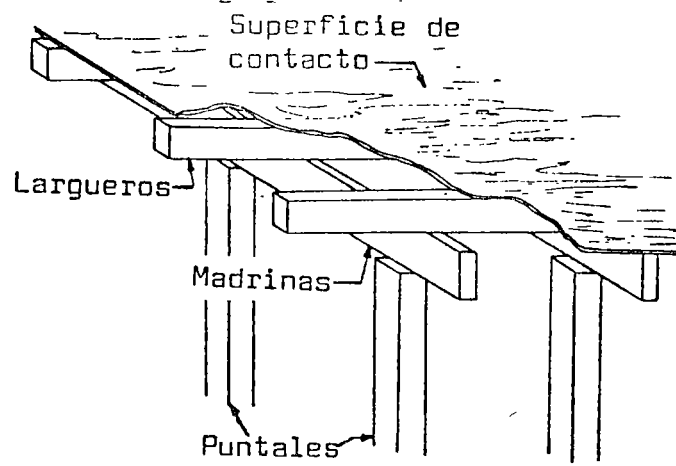


Cimbra de Columnas

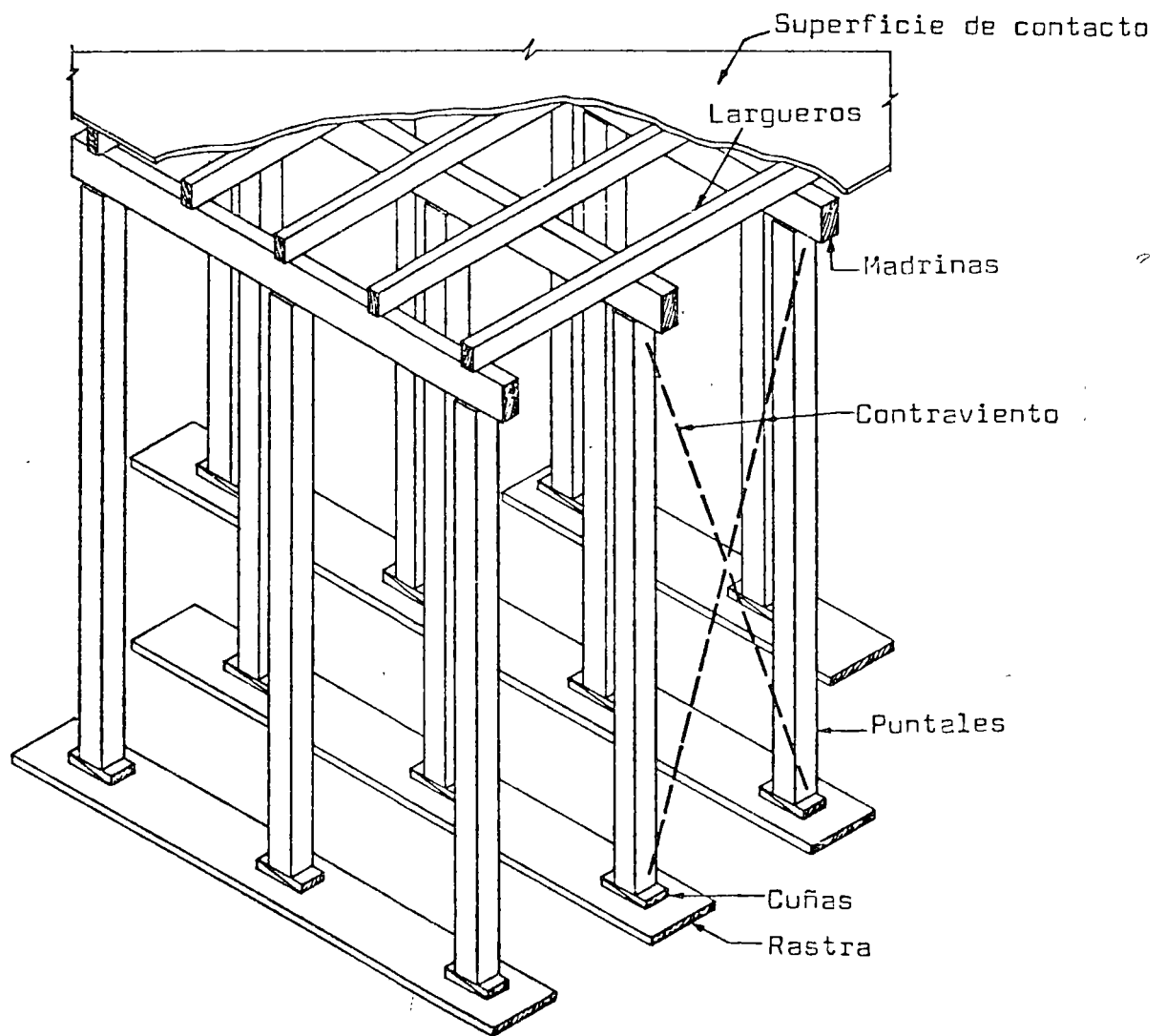
Duela de Madera con  
Yugos de madera



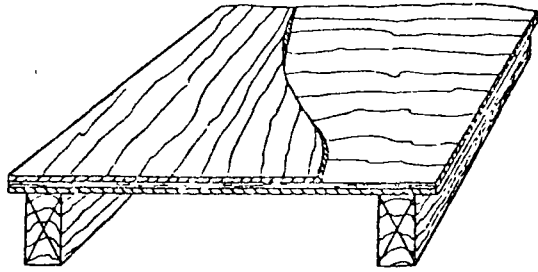
Duela de madera con  
yugos combinados de  
madera y pernos.



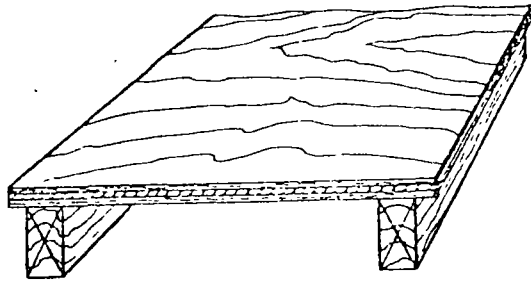
Cimbra típica de losa



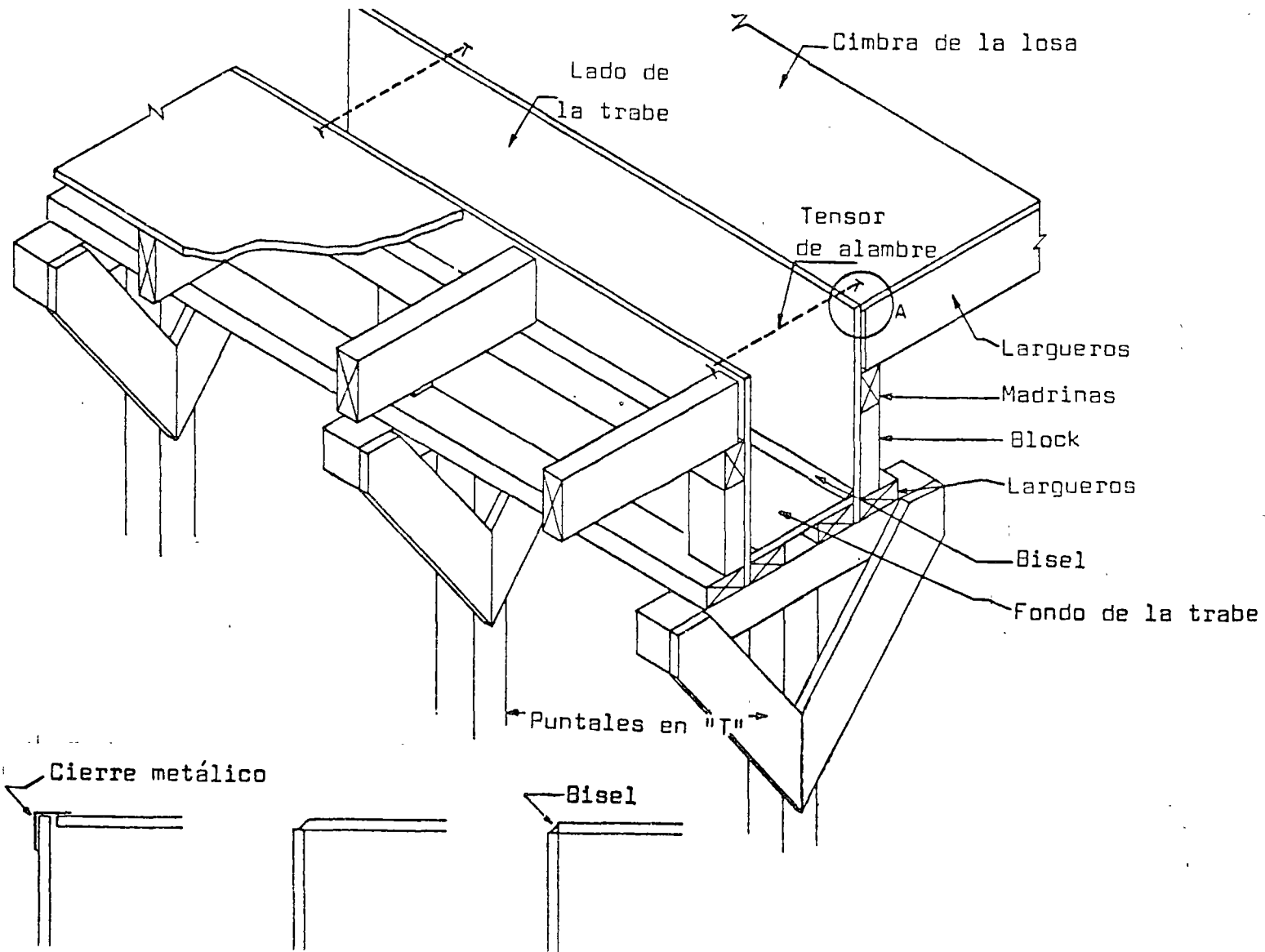
Componentes típicos para cimbra de losas.



Triplay usado en la dirección  
menos resistente.



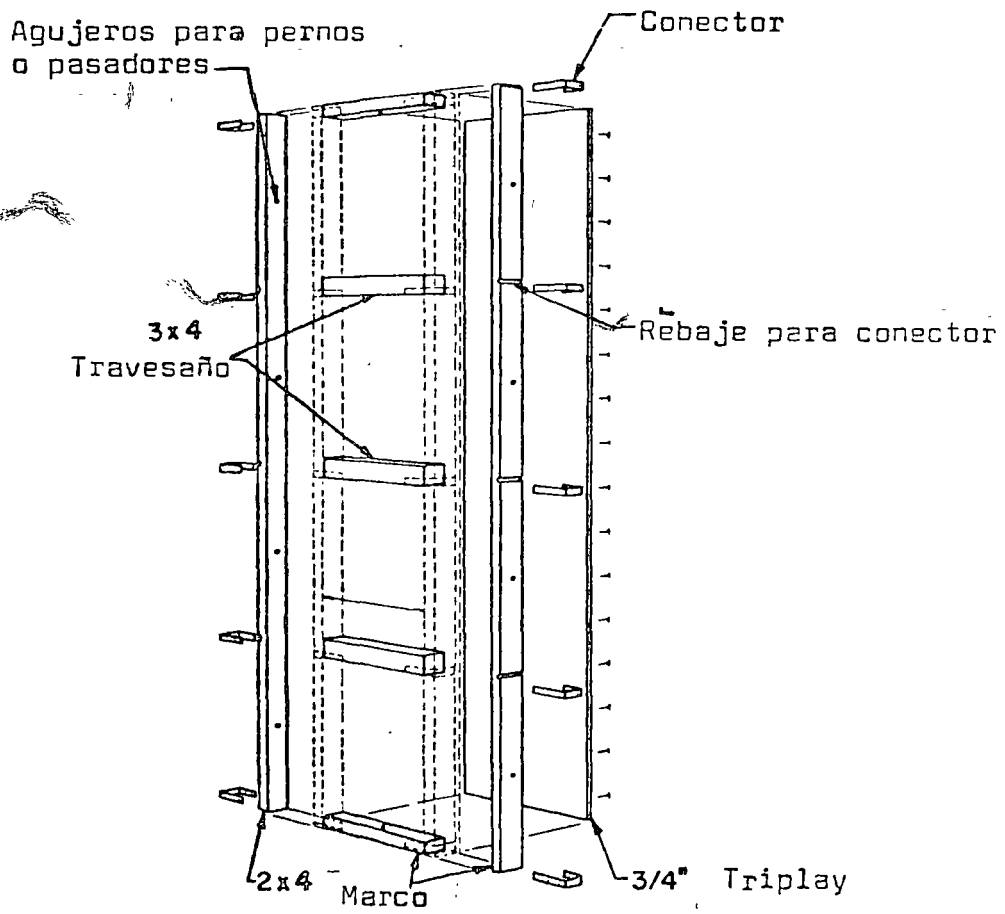
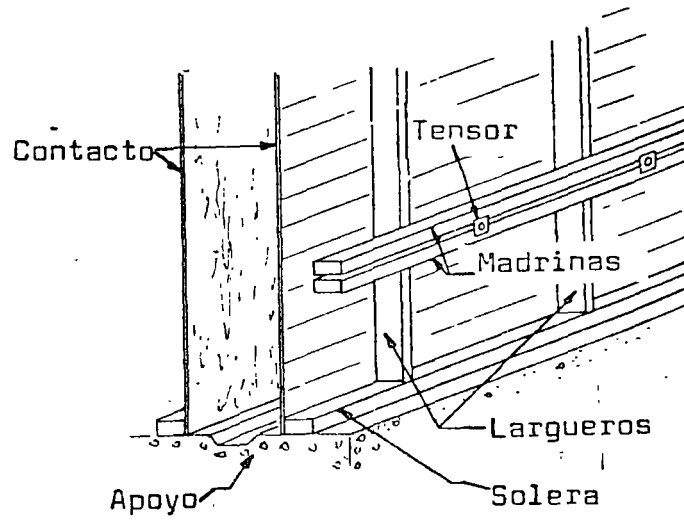
Triplay usado en la dirección  
más resistente.



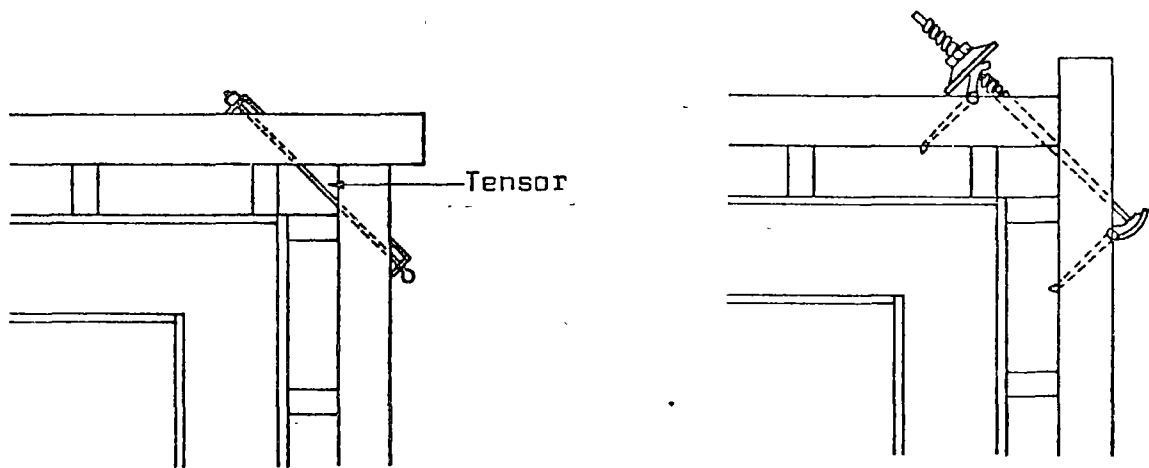
Diferentes maneras de resolver las esquinas

Arreglo típico de cimbra para trabe y losa

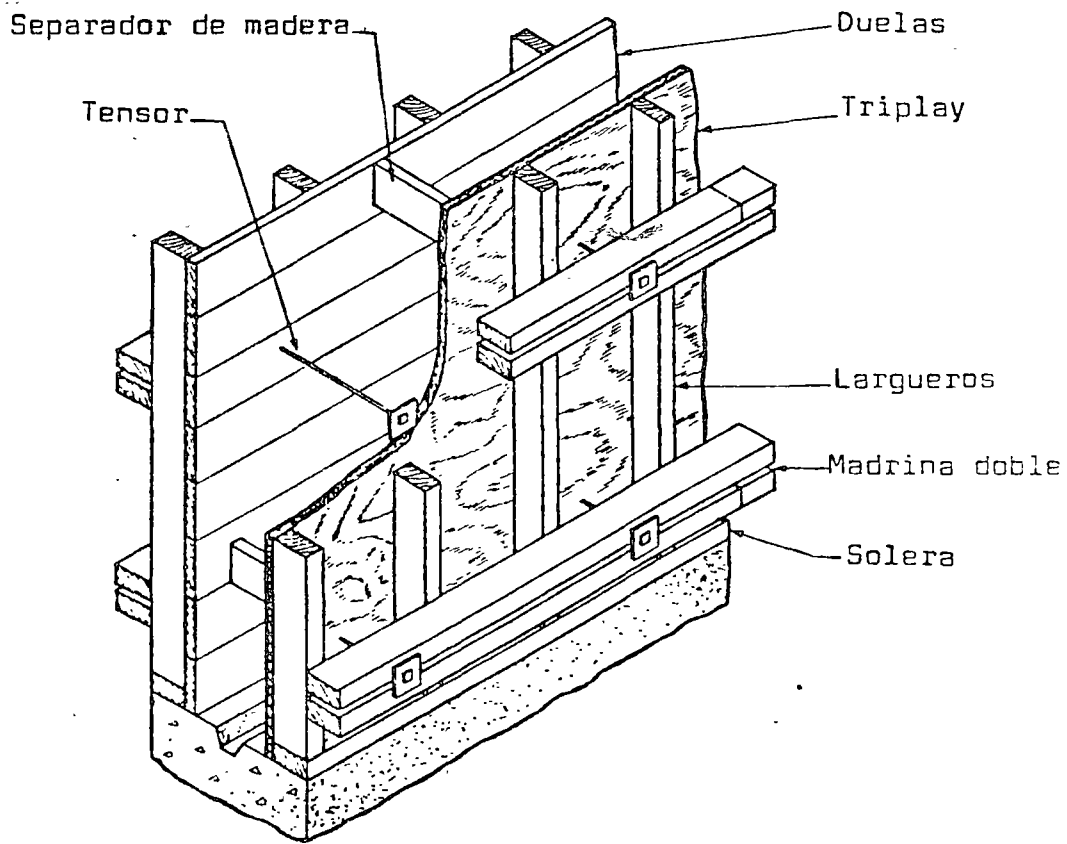
Cimbra típica de muro



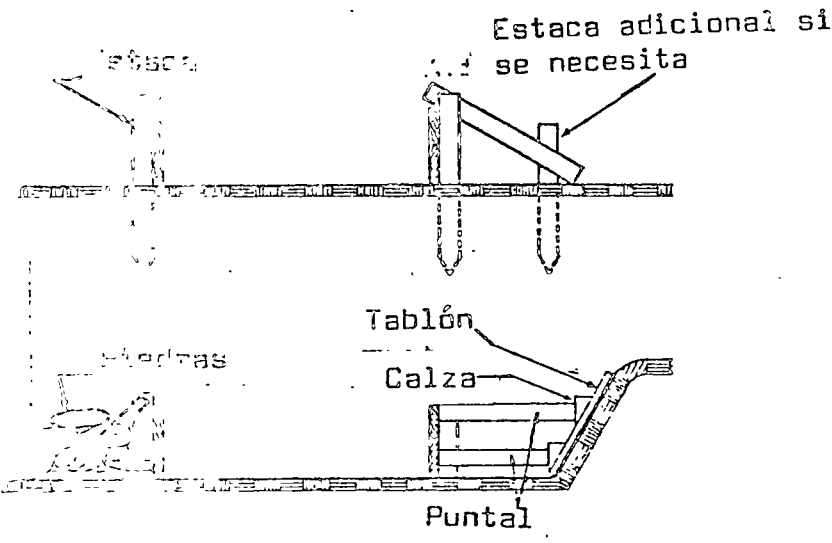
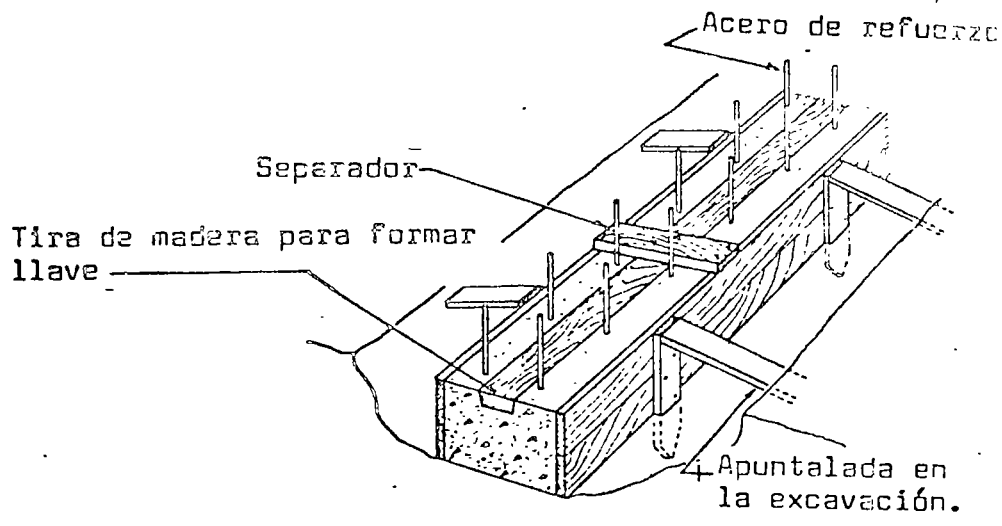
Ensamble típico de cimbra de muro



Varias formas de fijar esquinas .

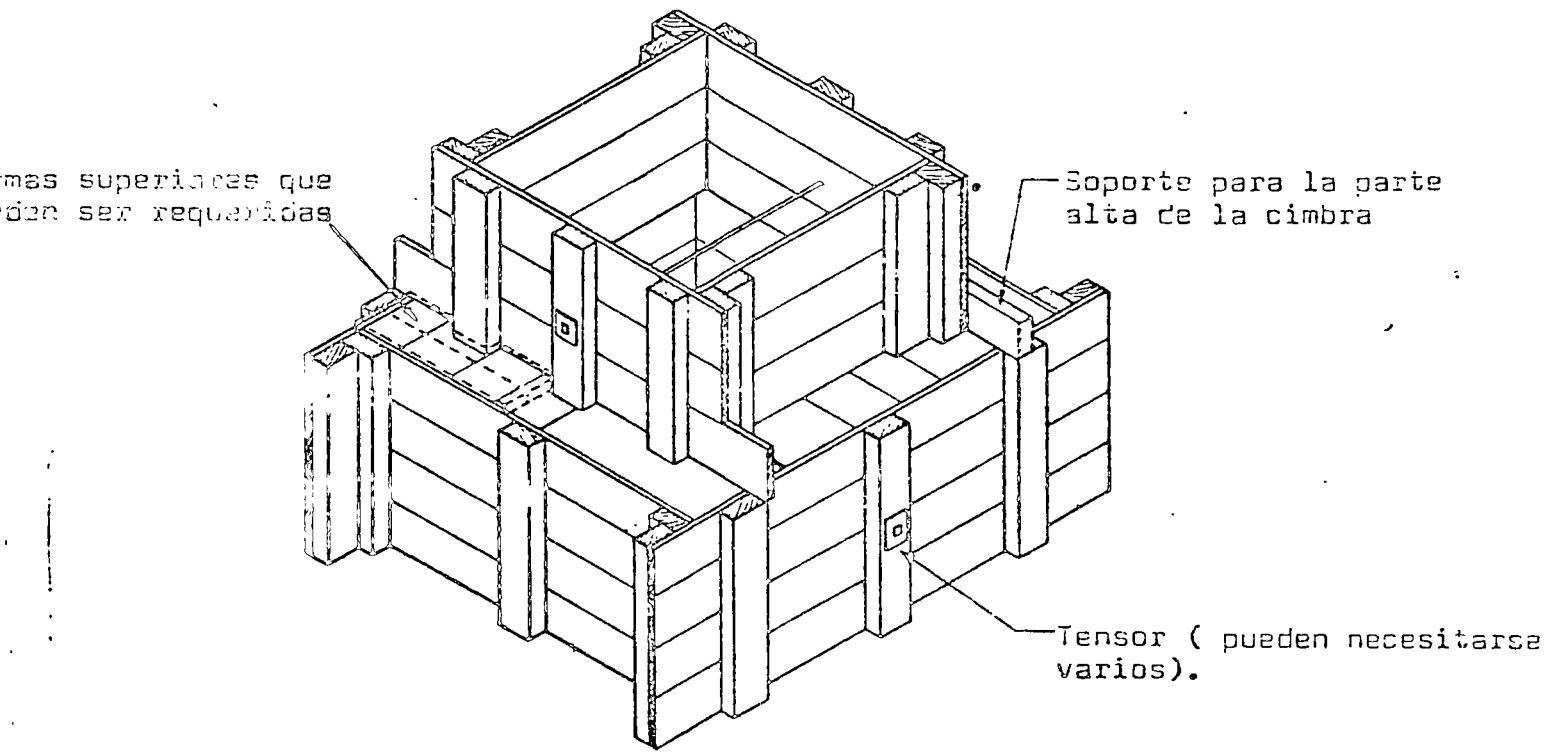


Cimbra típica para muro: Se muestran varias alternativas de materiales, el separador - con frecuencia parte del - - tensor.

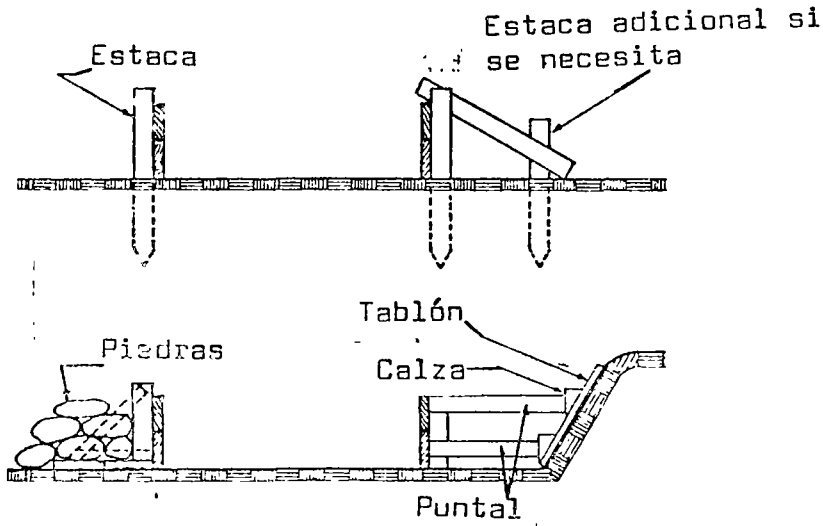
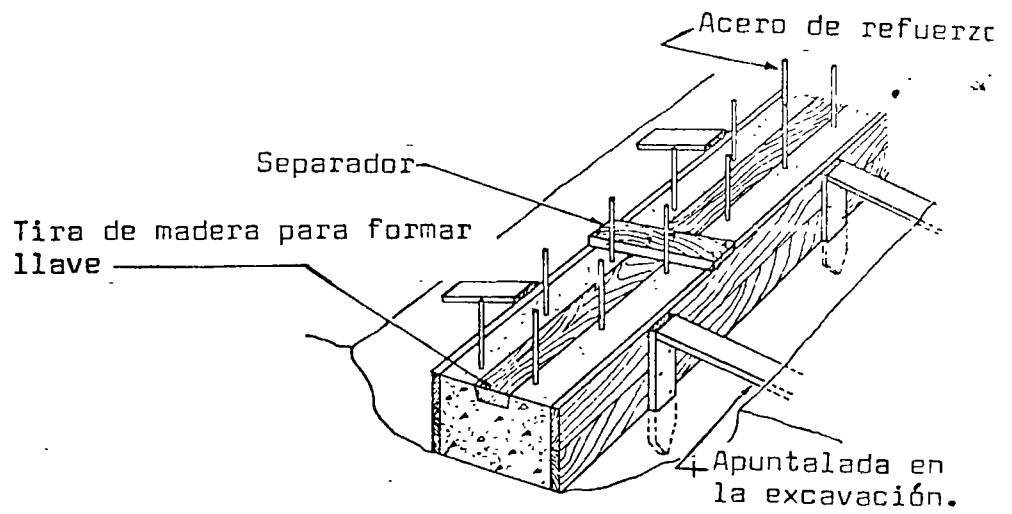


Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores

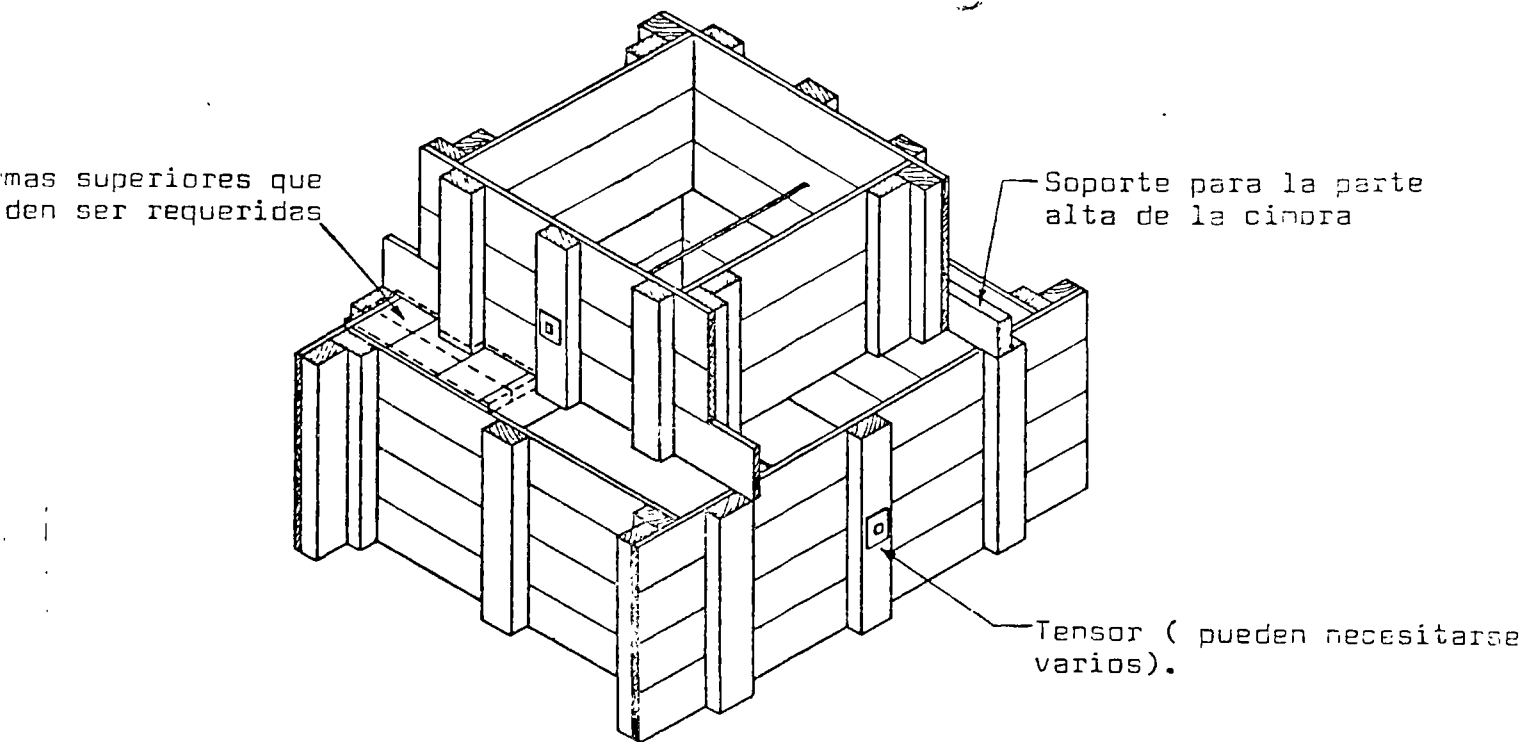
Cimbra para zapata y dado



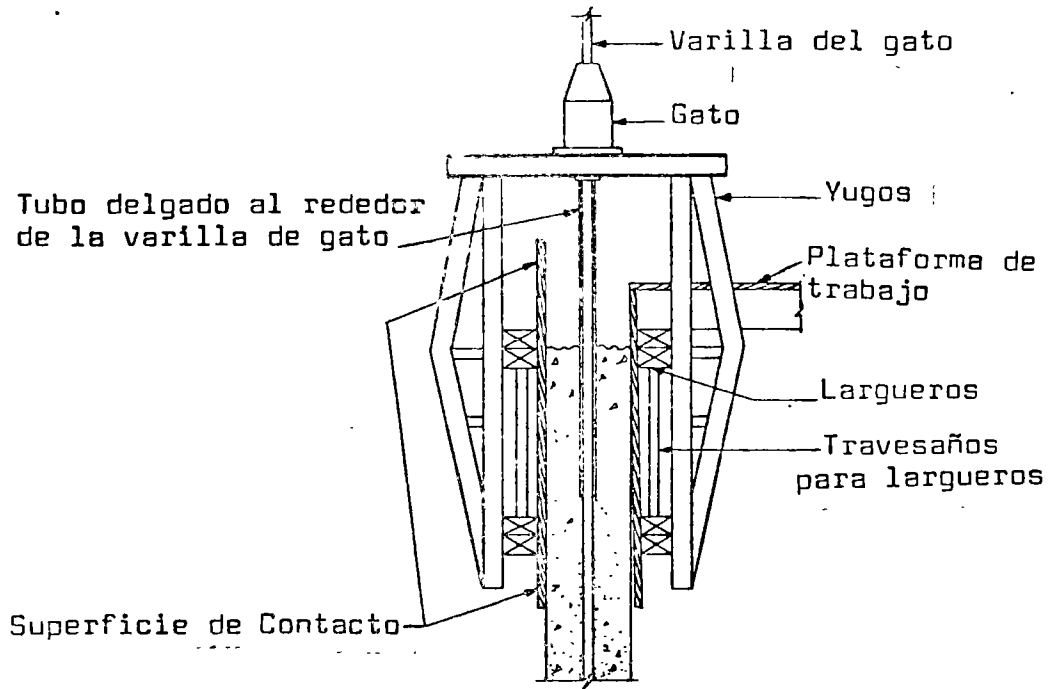




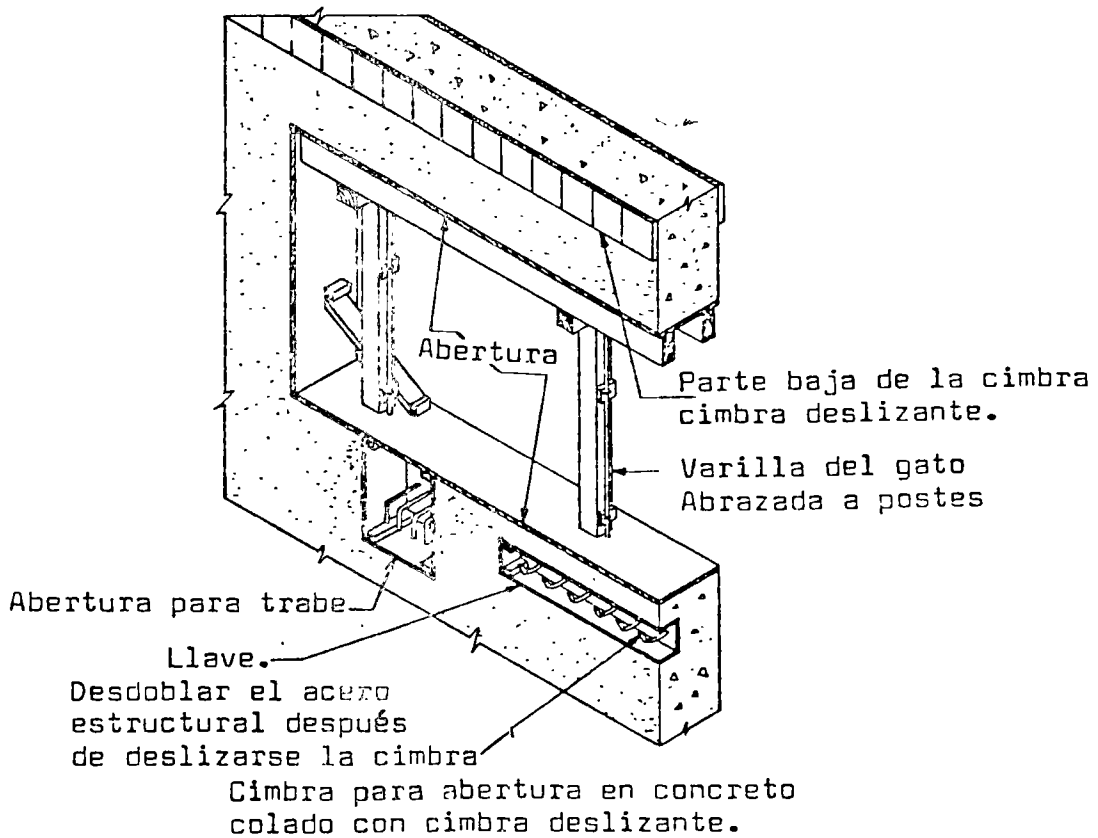
Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores

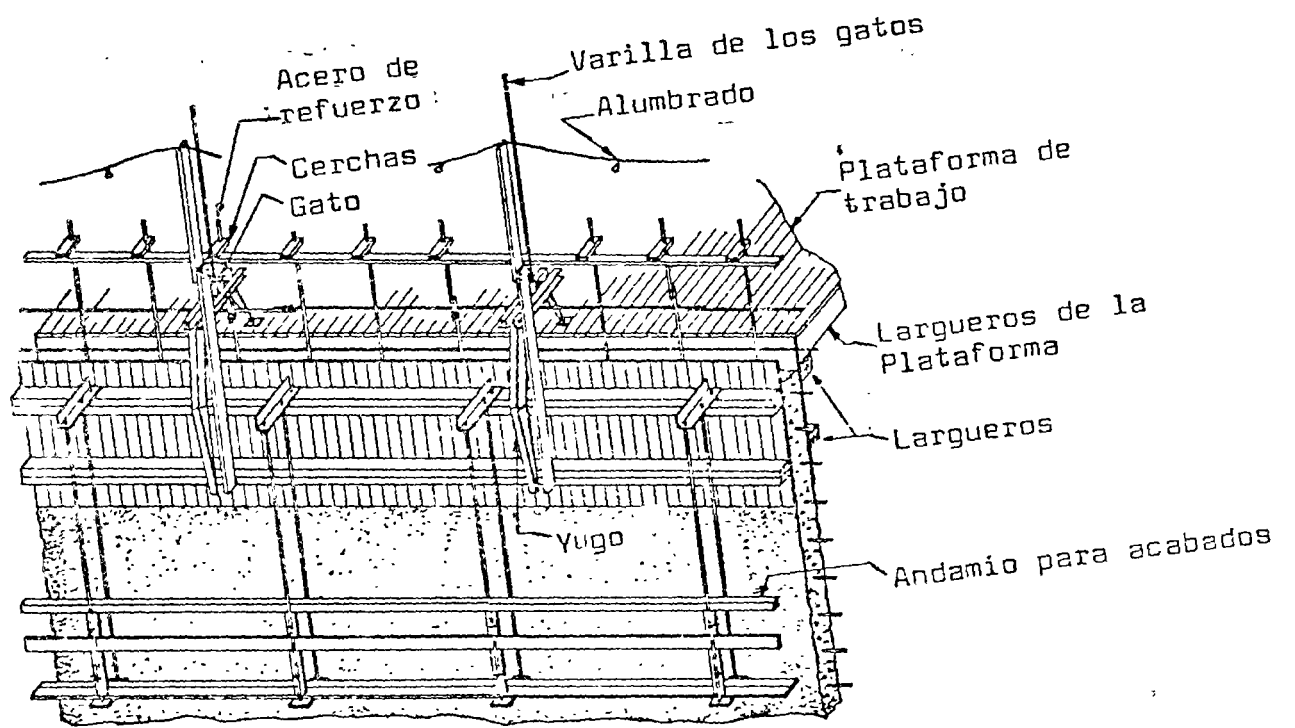


Cimbra para zapata y dado

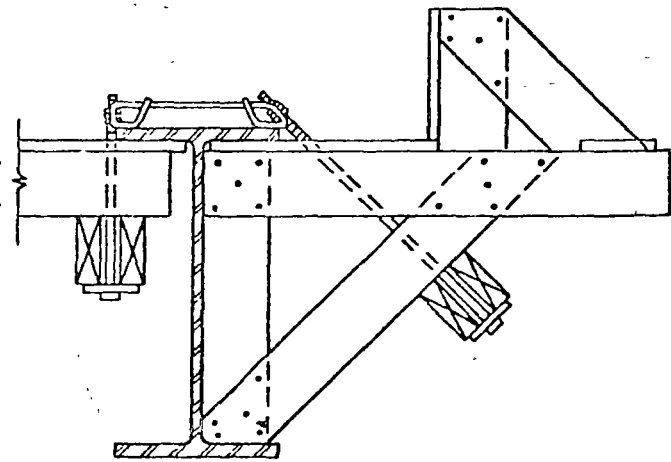


Sección Transversal de cimbra deslizante





Cimbra deslizante típica



Marco colgado con tensor  
inclinado para volado en  
viga metálica.

TABLA 4-3

Hoja de triplay pu- lido. Espesor neto. mm	No. de capas. No.	Espesor de las capas (nominal)			1 cm. de ancho con la veta visible paralela al claro.			1 cm. de ancho con la veta visible perpendi- cular al claro.			Peso Aproximado (kg)	
		Externas mm	Interiores mm	Central mm (para 5 y 7 capas)	Area de la sec- ción trans- versal cm2	Momen- to de inercia cm4	Módu- lo de sec- ción cm3	Area de la sec- ción trans- versal cm2	Momen- to de inercia cm4	Módu- lo de sec- ción. cm3	Hoja de 1.22 x 2.44	100 m2
3.20	3	1.60	1.60		0.16	0.0023	0.0145	0.1575	0.0003	0.0041	7.2640	244.00
4.75	3	2.12	2.12		0.26	0.0081	0.0343	0.2100	0.0008	0.0074	9.080	305.00
6.35	3	2.82	2.82		0.35	0.1944	0.0612	0.2793	0.0019	0.0132	11.350	381.00
9.50	3	3.20	4.80		0.47	0.0626	0.1321	0.4725	0.0089	0.0378	16.344	549.00
9.50	5	2.54	2.12	2 2.12	0.53	0.0512	0.1079	0.4200	0.0204	0.0644	16.344	549.00
12.70	5	3.20	3.20	2 2.54	0.76	0.1259	0.1987	0.5040	0.0440	0.1071	22.246	747.00
15.90	5	3.20	4.80	2 3.20	0.95	0.2271	0.2867	0.6300	0.1048	0.1890	26.332	885.00
19.00	5	3.20	4.80	2 4.80	0.95	0.3413	0.3598	0.9450	0.2325	0.3265	32.234	1083.00
19.00	7	3.20	2 2.12	3 3.20	0.95	0.3889	0.4097	0.9450	0.1849	0.2701	32.234	1083.00
22.20	7	3.20	2 4.00	3 3.20	1.27	0.5807	0.5241	0.9450	0.3305	0.3796	37.682	1266.00
25.40	7	3.20	2 3.20	3 4.80	1.11	0.7344	0.5799	1.4175	0.6256	0.6073	43.584	1464.00
28.60	7	3.20	2 4.80	3 4.80	1.42	1.0485	0.7362	1.4175	0.8881	0.7491	48.578	1632.00

RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

TABLA 4-4

Espesor		Curva perpendicular a la veta	Curva paralela a la veta
pulg.	mm.		
1/4	6	38.10 cm.	60.96 cm.
3/8	10	91.44	137.16
1/2	13	182.88	243.84
5/8	16	243.84	304.80
3/4	19	304.80	365.76

CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-1

Espesor de losa (cm)	7.5	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25.0	27.5	30.5
Concreto de 1600kg/m <sup>3</sup>	370	410	450	490	530	570	610	650	690	738
Concreto de 2000kg/m <sup>3</sup>	400	450	500	550	600	650	700	750	800	860
Concreto de 2400kg/m <sup>3</sup>	430	490	550	610	670	730	790	850	910	982

Carga viva de 250 kg/m<sup>2</sup>. Esta carga es válida para colados comunes. Si se usan carritos motorizados (vogues) para transporte de concreto deberá incrementarse a 400 kg/m<sup>2</sup>.

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO

DE CIMBRAS DE MUROS.

TABLA 5-2

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (kg/m <sup>2</sup> ) para la temperatura indicada					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6880	8420
2.45	4300	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores, de 10,000 kg/m<sup>2</sup>, ó 2,400 x altura en metros, del concreto fresco dentro de la forma, la que sea menor.



MAXIMA PRESION HORIZONTAL PARA  
DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS.

TABLA 5-3

m.por hr.						
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4580	5125	5855	6880	8420
2.40	4635	5125	5750	6590	7760	9515
2.75	5125	5675	6380	7320	8635	10615
3.00	5610	6220	7000	8050	9515	11710
3.35	6100	6775	7630	8785	10395	12810
3.65	6590	7320	8260	9515	11270	13910
3.95	7075	7870	8890	10250	12150	14640
4.25	7565	8420	9515	10980	13030	
4.90	8540	9515	10770	12445	14640	
5.50	9515	10615	12025	13910		
6.10	10490	11710	13280	14640		
6.70	11470	12810	14540			
7.30	12445	13910	14640			
7.95	13420	14640				
8.55	14395					
9.15	14640					

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 15,000 kg/m<sup>2</sup>,  
ó 2400 x altura en metros del concreto dentro de la forma,  
la que sea menor.

MINIMA FUERZA LATERAL. PARA DISEÑO DE  
CONTRAVENTEO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-4

Espesor de la losa(cm)	Carga muerta kg/ m <sup>2</sup>	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada ( kg)				
		6.0(m)	12(m)	18(m)	24(m)	30(m)
10	317	148	148	148	153	192
15	439	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	255	382	509	636
50	1293	157	314	471	628	784

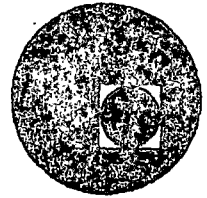
MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE  
CONTRAVIENTOS DE CIMBRAS DE MUROS, -  
APLICADA EN LA PARTE ALTA DEL MOLDE.

TABLA 5-5

Altura del muro (m)	Mínimos: 148 Kg/m <sup>2</sup> ó 50 Kg/m <sup>2</sup> (ACI-622)	Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los códigos) indicada			
		73kg/m <sup>2</sup>	98kg/m <sup>2</sup>	122kg/m <sup>2</sup>	146kg/m <sup>2</sup>
(sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.6	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.8	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70 ó mas	24.4 h.	36.6 h	48.8 h	61.0 h	73.2h



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

PILAS PARA PUENTES: SU CONSTRUCCION CON CIMBRA  
DESLIZANTE

ING. ARTURO MONDRAGON

AGOSTO, 1978.

PILAS PARA PUENTES: SU CONSTRUCCION CON CIMBRA DESLIZANTE.

I.- Descripción del procedimiento de cimbra deslizante.

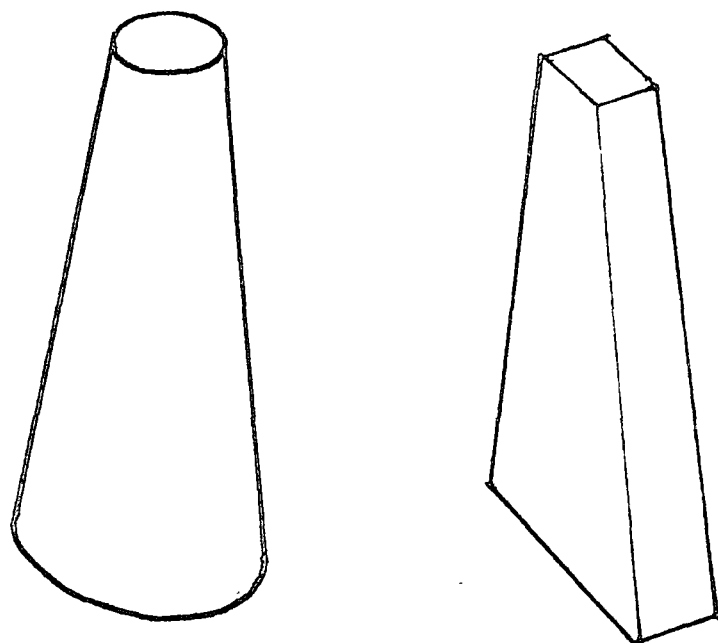
Este procedimiento se desarrolla partiendo de los siguientes aspectos característicos del concreto:

- a)- Fraguado del cemento y desarrollo de resistencia a la compresión.
- b)- Compactación de la masa de concreto por acomodo sucesivo de capas de concreto.
- c)- Drenado del agua excedente a la reacción de agua-cemento.
- d)- Confinación de la masa de concreto en un entramado de varilla que tomará los esfuerzos de tracción originados por la fricción de la cimbra.

Por otra parte, la estructura a erigir también debe cumplir - condiciones de adaptación a este procedimiento a saber:

Cuerpo de la estructura, geométrica regular, alturas mayores - de 6 M., caras planas ó curvas con desarrollo contínuo vertical sección transversal, geométrica regular ó irregular, de igual - forma en toda la altura del elemento. Dimensiones mínimas en espesor de muro 15 cm. dimensión mínima 1.20 M de cada lado ó diámetro mínimo.

En el caso de sección variable tanto en formá como en espesor - de muros, las formas más comunes logradas ahora son los elemen- tos conicos piramidales de mayor sección en el desplante a me - nor en la parte superior.



A partir de estas características, el propósito de erigir una estructura de concreto armado se logrará en forma rápida y simplificada por el uso de un molde rígido que efectuará una extrucción de muros o masa interior, predeterminada su forma de acuerdo al proyecto.

Este molde rígido se estructura a base del uso de madera y metal combinados; metal exclusivamente o madera.

Para la extrucción de un muro o un volúmen determinado de concreto, el molde cumplirá las siguientes características:

a)- Caras de contacto interior y exterior; éstas pueden tener una altura de 1.00 a 1.50 m.

Como se mencionó arriba, el material de éstas será metálico o madera. En el caso de madera, se tratará la cara de contacto con una protección que reduzca el coeficiente de fricción contra el concreto durante el ascenso.

Las caras de contacto se dispondrán casi paralelas en el sentido vertical y en esta posición van unidas mediante un yugo metálico o de madera; este yugo cumple las funciones de "ele-

mento portante" entre la cimbra y el gato o elemento motriz. Gatos para el ascenso de las formas o cimbras. Estos son los elementos motrices que pondrán a todo el conjunto yugos-cimbra en movimiento de ascenso, trepando por unas columnas de tubería o barras sólidas dispuestas en forma continua.

Los gatos como elementos motrices son aparatos que desarrollan movimiento y fuerza tractiva de ascenso al conjunto de cargas que gravitan en un sistema de cimbra deslizante. Estos gatos pueden ser mecánicos, manuales a saber: tornillo, gato de mordazas a palanca; gatos mecánicos automáticos, de accionamiento - hidráulico con apoyo de mordazas o con apoyo de balas. De accionamiento eléctrico; o de accionamiento neumático; elegido - el elemento motriz, éste cumplirá una condición que es la de desarrollar igual carrera en el ascenso para mantener todo el sistema a nivel, guardando la verticalidad de la estructura en construcción.

La condición de igual carrera en los gatos lleva una distribución estratégica en cada uno de éstos en un sistema de cimbra deslizante con objeto de que las fuerzas tractivas de éstos estén desahogadas de las concentraciones de cargas y fuerzas que gravitan en el sistema y que identificamos como: Fricción de las caras de contacto contra el concreto, cargas vivas, cargas muertas y peso propio del sistema de cimbra y sus estructuras.

Su aplicación en pilas para puentes.- Las pilas son elementos estructurales, esbeltos cuya sección transversal puede ser sólida o hueca.

Su forma exterior en sección transversal puede ser circular, - elíptica, cuadrada, rectangular o poligonal regular, En su alzado puede alcanzar diversas alturas conservando la misma sección o variando éste uniformemente, reduciéndose hasta la parte superior. En secciones huecas, estas pueden conservar un espesor de muros hasta determinada altura y tomar uno o dos cambios en el espesor de muros.

A partir de aquí ya podemos apuntar algo en favor del uso de la cimbra deslizante en pilas para puentes y es el factor, altura, generalmente las pilas en puentes que exceden alturas de 6.00m. y más de 2.00 M2 de área en la sección transversal, ya presentan los puntos de partida elementales favorables para su ejecución práctica y factible en el aspecto económico con cimbra deslizante.

No es mi propósito presentar este recurso para construir, como una panacea, en la solución del cimbrado de las pilas de un -- puente. Si es mi interés destacar a ustedes su aspecto práctico, mismo que hemos valorado en las múltiples aplicaciones logradas en nuestro país y mas allá de sus fronteras.

Como es sabido las mas de las veces, todo contratista de un puente tiene que afrontar las condiciones muy difíciles, para desarrollar su trabajo. Difíciles condiciones de acceso, fuentes de proveduria, lejanas y escasas, oferta de mano de obra, escasa o falta de habilidad y disposición al trabajo a desarrollar, dificultades para su asentamiento temporal, en la proximidad -- del lugar de trabajo; Otro aspecto muy importante a salvar son las condiciones del tiempo; lluvias, torrentes en los cauces -- que obstruyen hasta por meses el sitio en que debieron desarro-



llarse los trabajos; sol inclemente y falta de agua potable, etc. De nuestra participación en las diferentes intervenciones que hemos tenido en pilas para puente, hemos cosechado estas diferentes observaciones para exponerlas a ustedes, con la finalidad de que ustedes se formen su criterio sobre las ventajas o desventajas -- que pudiera tener en determinadas circunstancias, el uso del sistema de cimbra deslizante.

- Del proyecto estructural definido, desarrollamos en oficina central el diseño del sistema a desarrollar, apegado al diseño de la estructural. Aquí mismo elaboramos el plan de ejecución y la coordinación de las diferentes participaciones para completar el trabajo.

- Generalmente en el taller central fabricamos los moldes y estructuras resueltos en módulos que permitan su rápido armado y transporte al lugar de la obra.

- El uso del equipo y personal, especialista en la operación es mínimo en relación a las actividades complementarias como son el acero de refuerzo y el concreto. Aquí apuntamos algo que -- frecuentemente se adolece en estas obras y es la escasez de -- carpinteros, andamieros y maniobristas, necesarios para desarrollar el procedimiento de cimbrado convencional.

- El sistema de cimbra deslizante, completo en cada montaje requerirá de suministros constantes y continuo y por tanto tener un acervo completo de todos los materiales y elementos que formarán la estructura completa a erigir. Esto conlleva el desarrollo de todas las actividades, simultáneamente día y noche -- desde que se inician los deslizados. Esto tiene sus inconve-

niencias por el trabajo nocturno; pero en cambio este esfuerzo se retribuye en volumen de obra logrado en tiempos atractivos. Hablando de suministros; para la producción y distribución del concreto no se requieren equipos complicados ni de altos rendimientos ya -- que hablamos de suministros en volumen desde 200 litros a 3.00 M3 /hras. y por consiguiente, acero de refuerzo, mucho menos equipo -- de bombeo ó gruas para la distribución del concreto.

Los equipos de elevación generalmente son solucionados con una torre de andamiaje, cabezal con poleas, cable y malacate o simplemente pluma giratoria, cable y malacate.

El equipo para vibrado, también se requiere en forma mínima ya que el vibrado se lleva en forma superficial para lograr la repartición y acomodo de las capas de concreto fresco que se alojan en la cavidad formada durante el levantamiento consecutivo de la forma. Respecto el tiempo de ejecución, factor muy importante en la realización de la obra, podemos apuntar a ustedes que ha sido determinante en el logro oportuno de la obra.

Por ejemplo en el puente Tampaon sobre el río del mismo nombre en las proximidades de la población de Tamuin, logramos la realización de las pilas al final de la temporada de estiaje, apenas logrando la salida del desplante del fuste de la pila y 24 hrs. después quedando inundados, teniendo que hacer los suministros a través de una lancha, Pero sin parar el trabajo hasta y así puedo -- mencionar otros casos más, como el "Colotepec en Oaxaca" o el "Barranca Honda en Sonora", obras cuyo aplazamiento hubiera demorado meses la terminación del puente, con las consecuentes pérdidas para contratistas y usuarios.

Otra ventaja en cuanto al tiempo es; el logro de esta parte de la obra terminada, sin requerir posteriores maniobras para mejorar - su presentación, borrar juntas o deformaciones con el consecuente costo en estos trabajos y demoras.

En la ejecución de la estructura horizontal el papel que juega la disponibilidad de las pilas no tiene lugar a dudas, aquí el factor tiempo destaca otra vez , ya se puede lograr la construcción de - las pilas hasta en forma simultánea.

En el aspecto económico creemos que el uso de este sistema; cuando la estructura presenta condiciones naturales para la aplicación y uso. Omitiendo aún la ventaja económica que el tiempo ganado indudablemente tiene; unicamente comparando la mecánica de desarrollo y materiales usados por análisis comparativos, encontramos ventajas de economía entre el uso de cimbra deslizante, con respecto a uso de formas fijas, desde un 25% ó un 45% volviendo a apuntar a ustedes. No teniendo en cuenta la ventaja económica que el tiempo ganado representa.

Sí ustedes lo permiten, quisiera pasar a ustedes una breve reseña de las diferentes realizaciones, que en pilas pequeñas y muy grandes tenemos realizadas para diferentes contratistas, con el sistema de cimbra deslizante.

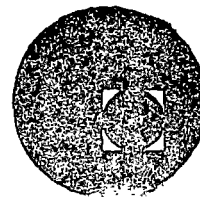
- 1.- Pilas gemelas en dos pares, para el Puente Mariano García Sella en la autopista Orizaba, Córdoba.
- 2.- Pilas Puente Tampaon, sobre río Tampaon, S.L.P.
- 3.- Pilas Puente Colotepec, carretera costera del pacifico en Oaxaca.
- 4.- Pilas Puente el Espinal y Pericos en el Estado de Sinaloa.

- 5.- Pilas puente Barranca Honda y Santa Ana, Carretera Sonora Chihuahua.
- 6.- Pilas para el Puente Incienso sobre la Barranca del mismo nombre en Guatemala, C. A.
- 7.- Pilas para el Puente El Bayano, sobre el río Bayano en la carretera que abre ahora el tapón del Darien.
- 8.- Pilas para Puentes Ferrocarrileros, El Robalo, Infiernillo y - la Cañada en la línea F.C. Corondiro las Truchas.
- 9.- Pilas para los puentes Arroyo Seco y Agua Dulce en la carretera las Peñas Tlapa, Edo. de Guerrero.
- 10.- Pilas para el puente Carretera Est. Los Aldama Nuevo León.
- 11.- Pilas para el Puente Ferrocarrilero sobre el río Sn. Juan en - Sn. Juan del Río Qro.

Todas estas obras realizadas en las condiciones inherentes a este tipo de trabajos, pero logradas en los tiempos previstos, algunas con índices de eficiencia notable en su ejecución y dentro de las condiciones económicas favorables.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

FABRICACION, MANEJO Y COLOCACION DEL CONCRETO

ING. GABINO GRACIA CAMPILLO

AGOSTO, 1978.



## CAPITULO I

### PLANEACION DE LAS OBRAS.

La ejecución de las obras y fundamentalmente las grandes obras, deben tener como directriz un plan previamente elaborado y que debe ser revisado y actualizado durante la construcción.

La concepción de este plan se logra al efectuar los siguientes pasos:

- 1.- Conocimiento claro del proyecto y de sus especificaciones.
- 2.- Conocimiento del sitio en el que va a realizarse el proyecto.  
Con estos conocimientos el planeador puede:
- 3.- Definir las estrategias y los procedimientos de construcción.
- 4.- Elaborar el programa de construcción.
- 5.- Seleccionar y asignar recursos a los procesos.
- 6.- Determinar las necesidades de instalaciones fijas y semifijas y finalmente.
- 7.- Calcular los costos de construcción.

A fin de fijar claramente las ideas de lo que cada paso involucra, se analizará cada uno de ellos.

- 1.- Conocimiento claro del proyecto y sus especificaciones. Es necesario estudiar a fondo el proyecto; conocer el diseño, ubicación y especificaciones de cada

estructura de concreto. También los accesos que tienen dichas estructuras, tanto los definidos por el proyecto como los posiblemente necesarios para la construcción.

## 2.- Conocimiento del sitio de la obra.

Este conocimiento obliga a ubicar los centros de abastecimiento de los materiales que requerirá la obra, las vías de comunicación existente y su estado de conservación y transitabilidad; la topografía, geología, vegetación y clima de la zona; así como la ubicación física de las estructuras.

## 3.- Estrategia de construcción.

La estrategia de construcción se refiere al hecho de definir los procedimientos de construcción más adecuados a seguir; en donde, cuando y como iniciar, continuar y terminar las estructuras que componen la obra; qué demandas de concreto pueden esperarse; en qué meses pueden construirse las estructuras tomando en cuenta las necesidades operativas del propio proyecto, así como las condiciones de clima, hidrológicas, topográficas y de suministro de materiales. Otros aspectos que deben definirse son los accesos y caminos de construcción, así como las instalaciones necesarias.

## 4.- Programas de obra.

Una vez definidas las estrategias y procedimientos de construcción se deben elaborar los programas de



construcción. Sin embargo la definición de estrategias y la elaboración de programas es una labor de retroalimentación continua hasta lograr el plan de construcción que los resultados más favorables.

Existen diversos métodos para elaborar programas, pero los más usuales son los de Ruta Crítica y el de Barras

Sin profundizar en este tema que es muy amplio, el ejemplo que se dá en la figura 2 es utilizado el método de programación por barras.

En este ejemplo se han establecido las condiciones que existen entre las 3 estructuras de concreto y las hidráulicas, hidrológicas y de clima.

Generalmente, la demanda de concreto de las estructuras no es continua las 24 horas del día ya que está sujeta a la labor previa de preparación de juntas, colocación y verificación de formas y acero de refuerzo, etc. Esta situación debe preverse cuando se elaboren los planes. Además nunca se inicia una estructura con la demanda máxima, sino por el contrario, al principio la demanda es baja y aumenta a medida que se abren más frentes de trabajo, se habitúa el personal a la obra y a la operación de la maquinaria. Al irse terminando la obra, el proceso es inverso o sea que decrece la demanda porque se van reduciendo los frentes de trabajo.

La figura 3 muestra la demanda clásica de concreto en una estructura. Establecidas las demandas mensuales de

concreto en cada estructura, se suman en el programa general (figura 2) para obtener los totales de la obra. Como es difícil que una primera alternativa dé demandas uniformes, es conveniente revisar las condiciones de cada estructura y del conjunto hasta lograr la alternativa mejor con lo que se evitan demandas picos -- que obliguen a incrementar los recursos.

Con esta alternativa de programa de ejecución de obra, es necesario efectuar el programa de necesidades de los materiales para determinar sus pedidos y las necesidades de almacenamiento a fin de que no sean la causa de un cuello de botella en la producción de los concretos. El almacén que se requiera de cada uno de los materiales depende de la fuente de abastecimiento, su producción y localización.

Con estos datos se seleccionan los transportes necesarios de estos materiales.

Una vez definidas las estrategias y los programas de construcción se llega a la selección y asignación de los recursos de maquinaria, personal y materiales.

#### 5.- Selección y asignación de recursos.

Esta fase es la más delicada de la planeación pues es indispensable que se cumplan las siguientes condiciones:

a) Que se estudien varias alternativas de recursos --

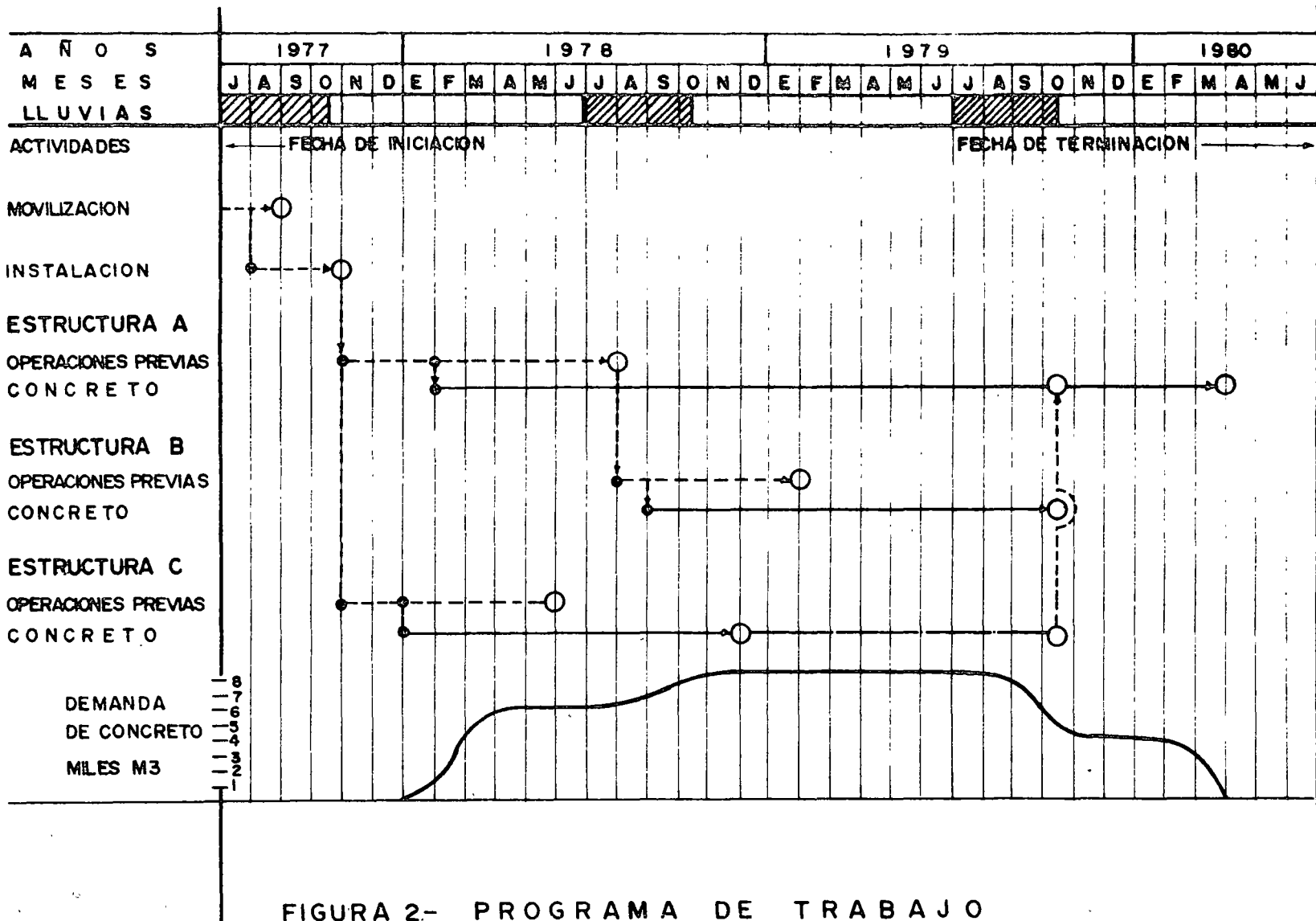


FIGURA 2- PROGRAMA DE TRABAJO

# E S T R U C T U R A      A

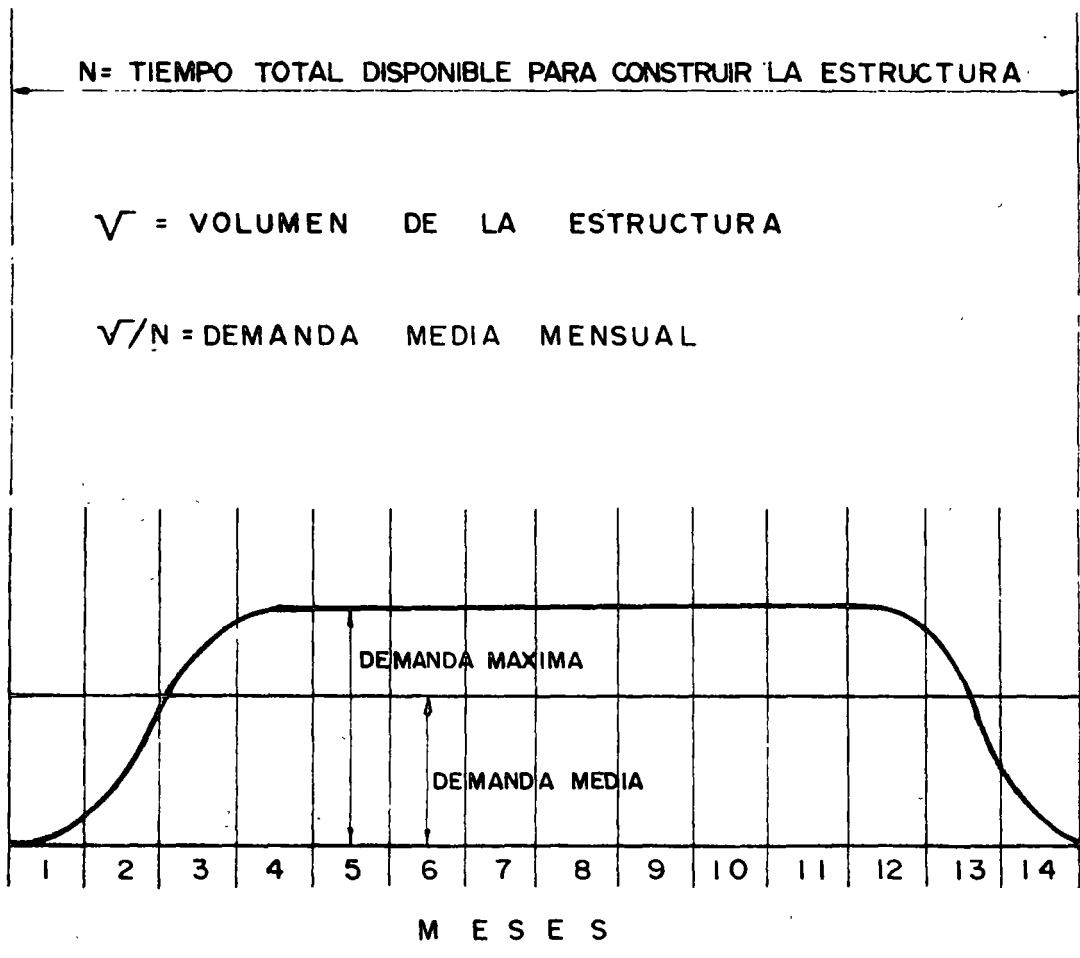


FIGURA 3- DEMANDA CLASICA DE CONCRETO EN UNA ESTRUCTURA

que satisfagan las estrategias establecidas y programas obtenidos.

- b) Que los recursos seleccionados entre las varias alternativas que se estudien sean las más efectivas y económicas.
- c) Que estos recursos estén bien balanceados para lograr la producción y calidad requeridas.

Generalmente la producción de catálogo o de propaganda de venta de la maquinaria de construcción es la máxima que puede obtenerse en las condiciones óptimas de trabajo.

Para poder adecuar esta producción a unas condiciones reales es necesario tener en cuenta todos los factores adversos que afectan la producción dentro de los cuales, los más importantes son:

- a) La eficiencia dada por la organización de la obra.
- b) La eficiencia de los operadores.
- c) La eficiencia de la maquinaria.
- d) La eficiencia en el suministro de los materiales.

Una vez seleccionados las máquinas y definidos los procedimientos de construcción se deben diseñar las instalaciones de construcción.

#### 6.- Necesidades de instalaciones fijas y semifijas.

Es muy importantes que se estudien, definan y proyecten las instalaciones de construcción que serán el apo

PLANEACION

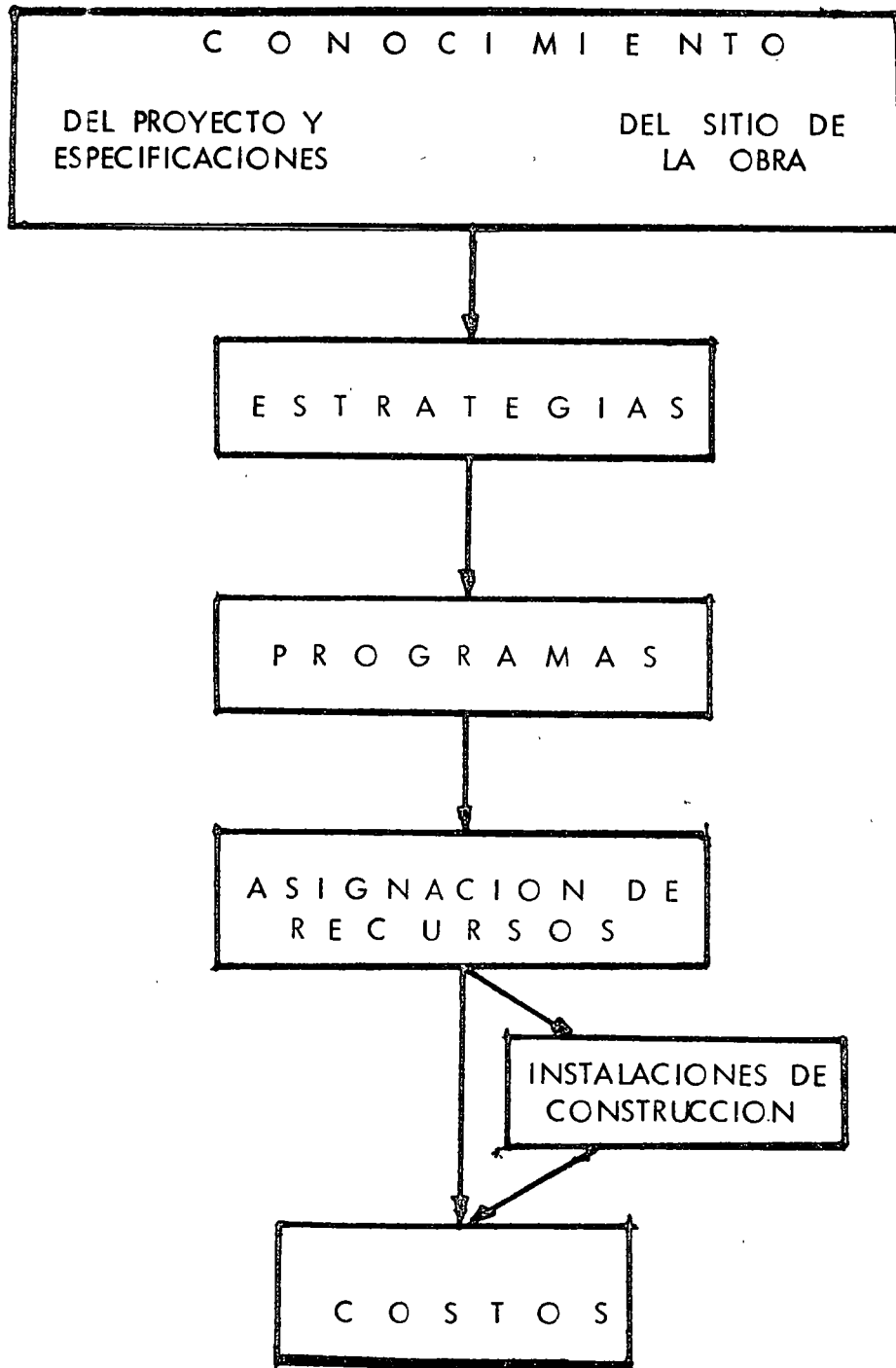


FIGURA 4

yo básico para el buen trabajo del equipo de construcción seleccionado.

Estas instalaciones corresponden a los siguientes conceptos específicos para la producción de concreto.

- a) Caminos de construcción.
- b) Almacén de materiales (Agregados, cemento, aditivos, - agua).
- c) Plantas de concreto.
- d) Transporte de concreto.

Una vez asignados los recursos en el programa de ejecución y aplicándoles los costos que ocasionan estos recursos se obtiene el último paso que se refiere al:

- 7.- Cálculo de los costos de los procesos constructivos y globales de la obra.

Los pasos indicados antes se resumen en la figura 4.

El empleo del concreto en forma masiva, requiere tomar en consideración las propiedades del concreto que estaran encaminadas a que éste cumpla con los requisitos siguientes:

- Tener la resistencia requerida.
- Que sea impermeable
- Que sea resistente al intemperismo
- Que tenga resistencia al desgaste

En algunas ocasiones al concreto debe cumplir con una serie de requisitos especiales tales como:

- Ser resistente al fuego o a productos químicos.

Ser ligero.

Tener un acabado determinado.

En cualquier caso es importante que el diseñador de a conocer al Contratista o Supervisor todos aquellos puntos que el concreto debe satisfacer,

#### Manejo de los Materiales.

Es importante considerar que el manejo de los materiales para concreto requiere de una serie de operaciones necesarias para hacerlos llegar en condiciones satisfactorias.

Estos lineamientos son aplicables a obras pequeñas como -- grandes, con la debida adaptación en función de los equipos y elementos disponibles.

#### Almacenamiento del concreto.

Todo el cemento debe almacenarse en estructuras contra el mal tiempo, las cuales deben ser ventiladas apropiadamente para impedir la absorción de humedad.

Cuando el cemento es manejado en sacos es necesario disponer de una bodega con dimensiones que permita almacenar el volumen requerido sin formar pilas con altura superior a 20 sacos. El piso debe ser de madera con ventilación inferior y el techo si es de lámina con inclinación suficiente para prevenir la caída de gotas por condensación de humedad en el interior.

El almacenamiento de los sacos debe hacerse en forma cróno



lógica de llegada. Las pilas de los sacos no debe quedar en con-  
tacto con las paredes y cuando sean más de 10 sacos, estos se -  
colocaran en forma cuatrapeada para facilitar su estabilidad.

Los sacos que se rompan durante el manejo deberan separarse,  
usándose el cemento que se encuentre limpio y suelto para las -  
obras de menor importancia.

Se recomienda para un período menor de 60 días no superpo--  
ner más de 14 sacos de cemento y para períodos más largos no ma-  
yor de 7 sacos apilados.

Cuando el cemento es almacenado en silos ( a granel) se de-  
ben incluir compartimientos separados para cada tipo de cemento  
que se utiliza. El interior de un silo de cemento debe ser liso  
y con una inclinación horizontal mínima de 50 grados en el fon-  
do para un silo circular, y de 55 a 60 grados para un silo rec-  
tangular. Ya en los silos, el cemento se encuentra listo para -  
su utilización. El uso del cemento a granel reduce mermas y - -  
ahorros considerables pero requiere equipo e instalaciones espe-  
ciales para la carga, descarga y transporte.

#### Almacenamiento de agregados.

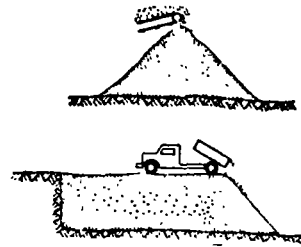
Estos deberán guardarse en forma uniforme, debiendo estas -  
previamente clasificados y humedecidos, teniendo como objetivo  
el protegerlos contra la contaminación.

El almacenamiento en montones debe mantenerse al mínimo, --  
aún cuando haya sido realizado en condiciones óptimas o sea, co-  
locado en capas para evitar segregación, pues los finos tienden



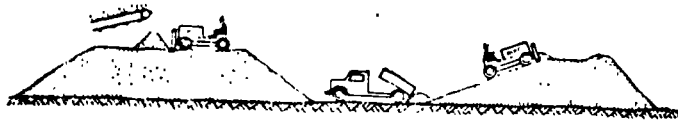
**CORRECTO**

Colocar el material en la pila con gruas u otros medios en unidades que permanezcan en su lugar.



**INCORRECTO**

Cualquier método que permite al material rodar por la pendiente al ser depositados en la pila, o pasar repetidamente al equipo de acarreo sobre el mismo nivel.

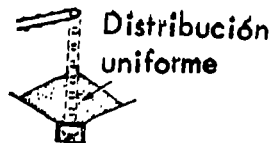


**CORRECTO**

Construir la pila radialmente en capas horizontales con un tractor a medida que caen del transportador.

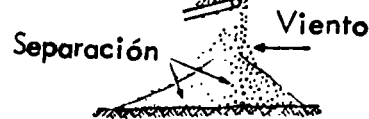
**CORRECTO**

Colocar el material con un tractor en capas con pendientes no menores que 3:1.



**CORRECTO**

Proteger del viento la caída del material del extremo de la banda con una chimenea.



**INCORRECTO**

Permitir que el viento separe los finos del material al caer del extremo de la banda.

FIGURA 5 Pilas de almacenamiento de Agregados.

a acumularse.

El uso de métodos incorrectos acentúa problemas con los finos y también causa segregación, fractura el agregado y causa una excesiva variación en la graduación, siendo muy importante que sobre los montones no opere ningún tipo de camión, tractor o cualquier otro vehículo.

Ya que no solo fractura el agregado sino que a menudo de--jan tierra sobre los depósitos. Debe tenerse además una base -sólida para evitar la contaminación del material de fondo y el traslape de los diferentes tamaños, mediante la construcción -de muros entre los distintos montones.

Hay que procurar mantener la humedad durante el almacena--miento, ya que la utilización de agregados que tienen cantida--des variables de humedad se ha convertido en una de las causas más frecuentes de la pérdida de control de la consistencia del concreto., de igual manera debe controlarse el tiempo de drena--je del agua libre del agregado ya sea fino o grueso.

#### Mezclado.

La operación de mezclado corresponde a unir íntimamente el cemento, los agregados, los aditivos (Cuando así se especifique) y el agua, distribuyendolos en forma homogénea en toda la me--sa.

Debe tenerse presente que el comportamiento de cada uno de los materiales es diferente. La forma de los granos, su tamaño, su grado de humedad, consistencia, peso, densidad, higroscopicidad, etc., desempeñan un papel en el momento del mezclado.

Los agregados gruesos se disocian rápidamente por su peso y por el movimiento de rotación, en cambio el agregado fino tiende a apelmazarse por adherencia. El desprendimiento de calor durante el mezclado puede originar modificaciones en los materiales y las reacciones químicas entre ellos pueden influir en las características del concreto.

Como idea general puede decirse que los elementos componentes del concreto se mezclan tanto mejor cuando más agua se les agrega y mejor composición granulométrica tengan, mezclándose con mayor dificultad cuando más seco esté el concreto y mayor cantidad de finos contenga.

El equipo de mezclado puede clasificarse en estacionario y portátil y éste, a su vez, en basculante y no basculante. El equipo no basculante consiste por lo general en un tambor cilíndrico que es cargado mediante el empleo de un cucharón, los tambores cónicos son característicos de las mezcladoras basculante y pueden encontrarse en una amplia variedad de tamaños.

La efectividad del mezclado de cualquier equipo depende de varios factores como: Forma del tambor, forma y disposición de las aspas, método de carga y orden de introducción de los materiales.

El concreto endurecido adherido a las aspas o en el interior del tambor afecta la efectividad del mezclado al ocasionar que los records de consistencia sufran alteraciones, por lo que debe vigilarse que periódicamente se realice la limpieza. Cuando la consistencia del concreto producido en un deter

minado tiempo de mezclado no se mantiene uniforme a través de distintas mezclas, puede deberse a que las aspas estén rotas, a un mal diseño de su forma y localización, o bien a que haya sido alterada la secuencia en la que fueron introducidos los materiales. Debe vigilarse en la obra por parte del Ingeniero, que no sea sobrecargado más del 10 % de la capacidad indicada por el fabricante.

El tiempo de mezclado está en relación a la capacidad del equipo.

Capacidad del equipo	Tiempo de mezclado.
M3.	Minutos
0.76 - 1.5	1 1/2
2	2
3	2 1/2
4	2 3/4
4.5	3

Hay que evitar el sobremezclado en exceso, ya que este produce la fracturación de los agregados, incrementando los finos, lo que ocasiona un incremento del consumo de agua para mantener la consistencia del concreto. El sobremezclado también puede traer consigo la extracción del aire incluido, por lo que se recomienda no exceder más de 3 veces el indicado en la tabla anterior.

Cuando el tiempo efectivo de mezclado es menor que el mínimo especificado, la mezcla resultante no alcanza la homogeneidad debida, y cuando es mayor resulta antieconómico debido a que se reduce el rendimiento del equipo sin un aumento apreciable de la calidad del producto.

Para las revolvedoras de tambor, el tiempo óptimo de mezclado varía de acuerdo con la raíz cuadrada del diámetro máximo del tambor, es decir:

$$t = K \sqrt{D}$$

En donde:

t = Tiempo óptimo de mezclado en segundos

d = Diámetro máximo del tambor

k = 90 para revolvedoras de eje vertical

En cuanto al procedimiento de descarga, es preciso tomar ciertas precauciones para evitar la segregación del concreto por una caída no controlada al ser depositado mediante canales al equipo de transporte seleccionado. Este fenómeno es particularmente notorio con el equipo no basculante y para disminuirlo al mínimo es necesario utilizar un embudo o una pantalla deflectora, al fin de que el concreto caiga en forma vertical.

El efecto del tiempo de mezclado en el contenido del aire, requiere especial atención en el caso de concreto premezclado ya que es común tener tiempos de mezclado superiores a los 15 minutos. El contenido de aire se incrementa el 1 % durante los primeros 5 minutos, y después se mantiene constante durante 5 minutos. A los diez minutos comienza a perderse aire y en una hora de mezclado continuo se habrá perdido totalmente.

### PLANTAS DE CONCRETO

Los diferentes tipos de máquina para confeccionar el concreto varían principalmente en su forma y modo de vaciado, clasificándose en dos grupos según sean de mezclado por caída libre o forzado. La diferencia fundamental entre ambos sistemas consiste en que el material que se mezcla en la

planta de tipo forzado es mantenido en estado constante de - -  
fluidez mediante un mecanismo agitado rotativo, mientras que -  
en las plantas de caída libre o gravedad existe una sucesión -  
alternada de reposo y de movimiento para el material.

1. Plantas Revolvedoras de Concreto de mezclado por caída  
libre.

En estas plantas el tambor está provisto de unas paletas -  
mezcladoras de forma especial, de tal modo que cuando el tam--  
bor gira, las paletas elevan el material hasta la posición más  
alta, dejándolo caer a continuación para que ,en su caída li--  
bre se entrecruce y mezcle íntimamente. El tambor tiene forma  
cónica más o menos pronunciada y está abierta por uno o ambos  
extremos.

Se puede distinguir dentro de estas plantas las siguientes

- a) Planta de tambor basculante y eje inclinado. El reci--  
piente de mezclado es una olla metálica en rotación --  
continua alrededor del eje que, a su vez puede girar -  
para ocupar las tres posiciones de llenado, mezclado y  
vaciado indistintamente.

El llenado de la olla revolvedora puede ser efectuado  
manual o mecánicamente dependiendo del tamaño de la --  
olla. Tanto el llenado como el vaciado se efectúa por  
la misma boca.

Las ventajas que ofrece este tipo de planta son: buena  
visibilidad en el proceso de mezclado, rapidez en el -  
vaciado y facilidad en la limpieza.

- b) Plantas de tambor horizontal y vaciado por canal. El -

s  
recipiente de mezclado es un tambor en rotación conti-  
nua alrededor de un eje horizontal. El llenado se efec-  
túa por la parte posterior y mediante una tolva. El --  
juego de paletas levanta el material y lo amontona, --  
volcándolo sobre sí mismo o en la parte central del --  
tambor. El vaciado se lleva a cabo mediante un canalón  
situado en la cara de la descarga que, mecánica o hi--  
dráulicamente se introduce en el tambor recogiendo la  
masa de concreto que cae y extrayéndola del tambor.

- c) Plantas con olla horizontal que vacía por cambio de --  
sentido del giro.

El recipiente de mezclado es una olla en rotación con-  
tínua alrededor de un eje horizontal. El llenado se --  
efectúa por la parte posterior mediante una tolva. Pa-  
ra impedir que la mezcla salga de la olla durante el -  
proceso de mezclado, tiene ésta unas paletas situadas  
inmediatamente antes de la boca de salida orientadas -  
en forma tal que impulsan la masa hacia el interior du-  
rante el proceso de mezclado y cuando termina este pro-  
ceso y el tambor se hace girar en sentido contrario, -  
la disposición de estas paletas permite que el concre-  
to salga de la olla.

- d) Camiones revolvedora.

Cuando se requiere transportar el concreto a grandes -  
distancias, es necesario continuar el mezclado durante  
el recorrido a fin de evitar la segregación de los ma-  
teriales usando los camiones revolvedora que cargan y



descargan por la misma boca.

Las Ventajas que ofrecen las plantas de caída libre -- pueden resumirse como sigue:

- a) No tienen limitación en cuanto a los tamaños granulométricos de los materiales con que trabajan.
- b) Mecanismos poco complicados.
- c) Escaso desgaste.
- d) Reducido consumo de energía.
- e) Servicio y mantenimiento sencillos.

## 2.- Plantas de concreto de mezcla forzada.

En general este sistema se ha desarrollado para la industria de elementos de concreto prefabricados. Está diseñado para conseguir altas producciones horarias -- con un concreto rico en granos de dimensiones pequeñas con alto contenido de cemento y de consistencia seca.

El tiempo de mezclado es menor que en un sistema de -- caída libre aún cuando el tiempo de vaciado es mayor.

Plantas revolventoras de tipo forzado constan de una cubeta de mezclado, fija o móvil, en las que se mueven -- las paletas mezcladoras. Existen varios sistemas de este tipo de plantas:

- a) Las de cubeta de uno o dos ejes dispuestos horizontalmente con elementos mezcladores girando en torno de -- ellos mismos:
- b) Las de cubeta de plato con paletas mezcladoras que giran en torno a uno o varios ejes verticales. Dentro de

este sistema existe el de contracorrientes, en el cual la cubeta gira en sentido contrario al eje de las paletas.

Las ventajas que ofrecen estas plantas son:

- a) Elevada producción horaria.
- b) No produce grumos o terrones.
- c) Son propios para mezclas plásticas, para mezclas secas y para mezclas ricas.
- d) Construcción compacta y de poca altura.

Las desventajas son:

- a) Elevado consumo de energía.
- b) Desgaste notorio en la cubeta y en las paletas.
- c) Elevado costo de producción en comparación con el otro sistema.

#### Plantas Centrales de Concreto.

Como el proceso dosificación y mezclado en las grandes - - obras debe ser continuo y los concretos deben satisfacer - las variadas calidades requeridas es necesario el uso de - plantas centrales de concreto que deben tener las siguientes características:

1. Trabajo sincronizado de todas las partes de la planta.
2. Capacidad adecuada de todos los elementos de la planta con respecto a la producción de la misma.
3. Operación central de la planta.
4. Mantenimiento constante.
5. Suministro eficiente de los materiales.
6. Laboratorio de control de calidad.

### Transporte del Concreto.

El concreto puede ser transportado de la planta al sitio de colocación de muy diversas maneras, pero en todas debe cuidarse que:

- a) La pérdida del revestimiento sea mínima
- b) La mezcla permanezca uniforme.

Lo que se logra con una manipulación rápida, distancias -- cortas de acarreo y remezclado en el transporte.

### Carretillas y Bogues.

Sin duda, las carretillas son uno de los inventos más útiles para el transporte del concreto.

Aunque se han utilizado en trabajos pequeños, día a día se requiere más concreto y el abastecimiento para una obra se ha incrementado al punto de que han aparecido súbitamente los bogues, de mayor capacidad. En caso de relacionar este equipo se deberá vigilar que sean de ruedas neumáticas y tengan la presión adecuada. La limitación de este equipo es su capacidad y radio de acción que es de 60 mts.

### Bogues Motorizados.

La velocidad de suministro del concreto premezclado, obliga en ocasiones a cambiar las carretillas y bogues por bogues motorizados mejorando con esto la rapidez en el movimiento y -- transportación del concreto, pero este ritmo trae como consecuencia contar con mayor número de vibradores en la etapa de --

compactación.

La capacidad de los bogues mecánicos varía de 0.168 m<sup>3</sup>. a 0.280 m<sup>3</sup>, y su radio de acción es de 300 mts. con una velocidad promedio de 4. a 6 Km/Hr. en tramos cuya pendiente se encuentre entre los 15 y 20 grados. En general los bogues deben equiparse con ruedas neumáticas para evitar la segregación del concreto.

El incremento del abastecimiento del concreto, ha originado que los bogues sean cada vez más grandes hasta convertirse en los conocidos volquetes cuya capacidad varía de 0.5 m<sup>3</sup> a -- 1.0 m<sup>3</sup>.

Para la relación adecuada del medio de transporte se requiere conocer:

- a) Ritmo de colocación.
- b) Tipo de mezcladora
- c) Distancia por recorrer
- d) Condiciones del terreno
- e) Características de descarga

Deberá tomarse también un estudio económico de costos, entre este sistema y otros medios de transporte de concreto no -- antes de continuar el número necesario de vehículos de acuerdo con lo siguiente:

- a) Capacidad del equipo
- b) velocidad de desplazamiento
- c) Tiempo requerido para ser cargado
- d) Tiempo de descarga

### Camiones.

Para distancias hasta de 3 Kms. y en caminos en buenas condiciones es posible usar camiones de volteo de 5 a 6 m<sup>3</sup> de capacidad, que tengan caja en buen estado y selle perfectamente la puerta de descarga; siendo conveniente cubrir la caja con una lona que ayude a evitar la evaporación del agua del concreto.

Para distancias mayores conviene usar equipos especializados en el acarreo del concreto, tales como camiones con caja en forma de media pera, que pueden o no estar equipados con un agitador dentro de la caja (Dumpcrete), o los camiones equipados con ollas revolvedoras que son los que más frecuentemente se usan.

### Cubos o Bachas.

Los cubos pueden ser manejados por medio de grúas, montacargas, camiones, cable-vía o porque no, con helicóptero.

Los cubos pueden clasificarse básicamente en:

- a) Basculante
- b) Altura constante

La capacidad de los cubos varía de 0.25 m<sup>3</sup> a 9.17 m<sup>3</sup>, aunque los más comunes son de 0.57 m<sup>3</sup> y 0.76 m<sup>3</sup>.

Para relacionar el equipo es importante considerar el peso del bote más el del concreto para determinar la capacidad de la grúa. Los basculantes son más pesados.

En Canadá una Empresa ha desarrollado recientemente un cubo fabricado con magnesio, que reduce el peso a la cuarta parte, comparado con los de acero, pero su costo se incrementa en tres veces el precio convencional.

Los cubos basculantes poseen ventajas para descargar concretos de bajo revenimiento, facilidad en descarga tanto en muros como en columnas., por su parte los de tipo altura constante facilitan la descarga de concretos con bajo revenimiento, facilidad de colocarlos bajo el canalón de descarga del camión, ocupan menos espacio y algunos modelos brindan la posibilidad de descargar por el fondo y lateralmente.

#### Bombas para concreto.

Este sistema de transporte, se inicio en la década de los años treinta, siendo en un principio mecánicas y treinta años despues aparecieron las neumáticas.

Bombas de pistón

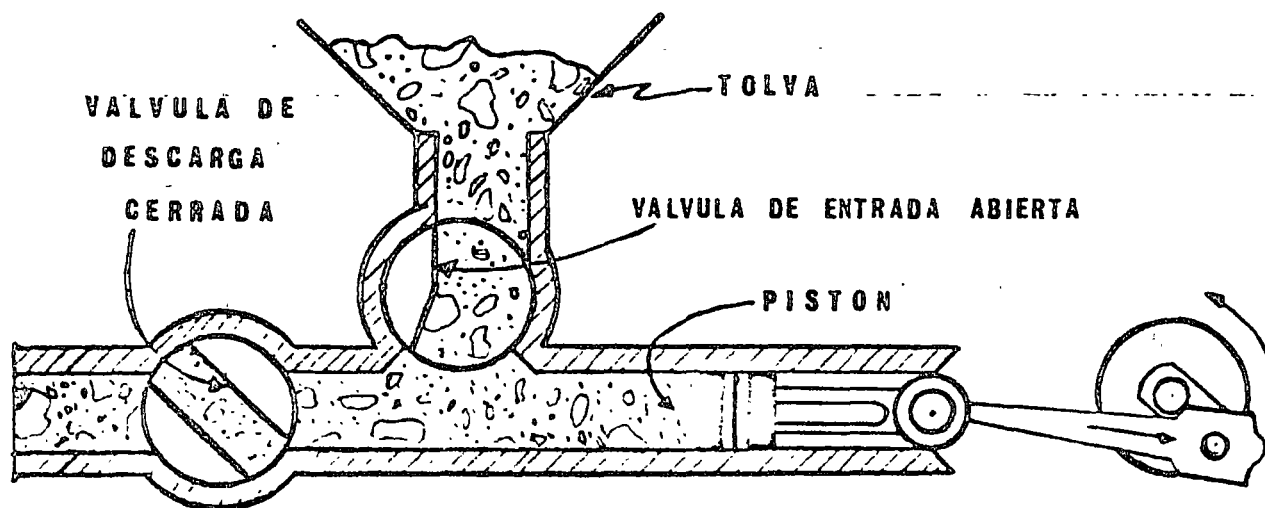
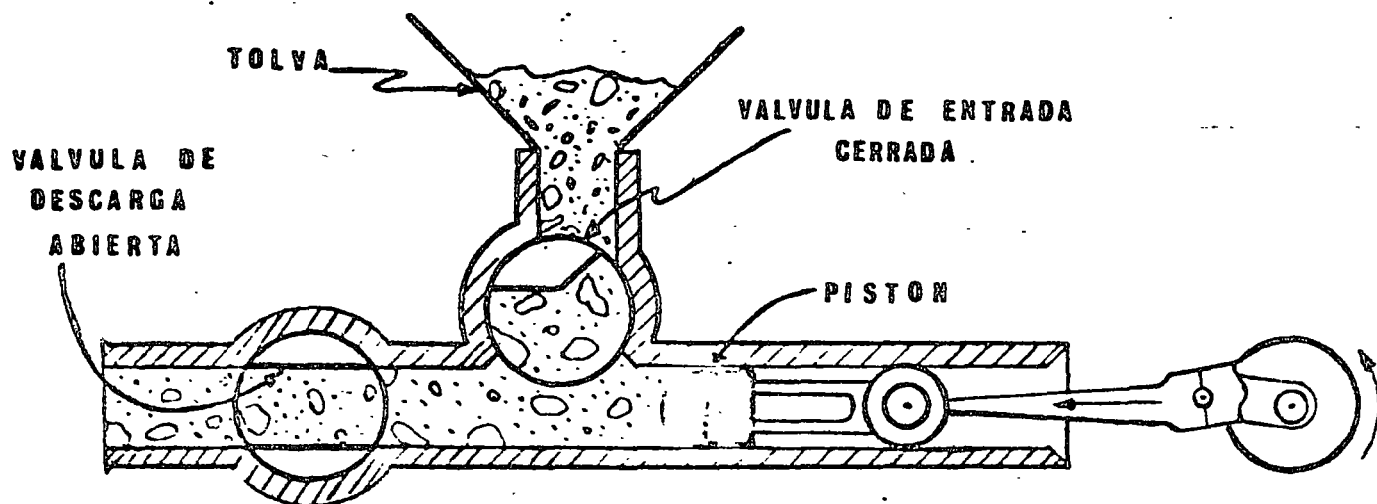
Bombas neumáticas

El equipo más utilizado actualmente son las bombas neumáticas que se encuentran con capacidades que van de  $15 \text{ m}^3$  por hora a  $76.5 \text{ m}^3$  por hora.

Para la relación del equipo en base a la capacidad de salida se debe tomar en cuenta:

- a) Distancias de bombeo, considerando el diámetro de la tubería.

DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA  
DE CONCRETO, TIPO DE PISTON



La válvula de entrada se abre cuando la válvula de descarga está cerrada y el concreto se introduce en el cilindro por gravedad y por la succión del pistón. Cuando el pistón avanza se cierra la válvula de entrada, la válvula de descarga se abre, y el concreto es empujado por la tubería hacia la cimbra.

El compresor llena de aire comprimido el tanque, que empuja el concreto en la bomba a través de la tubería.

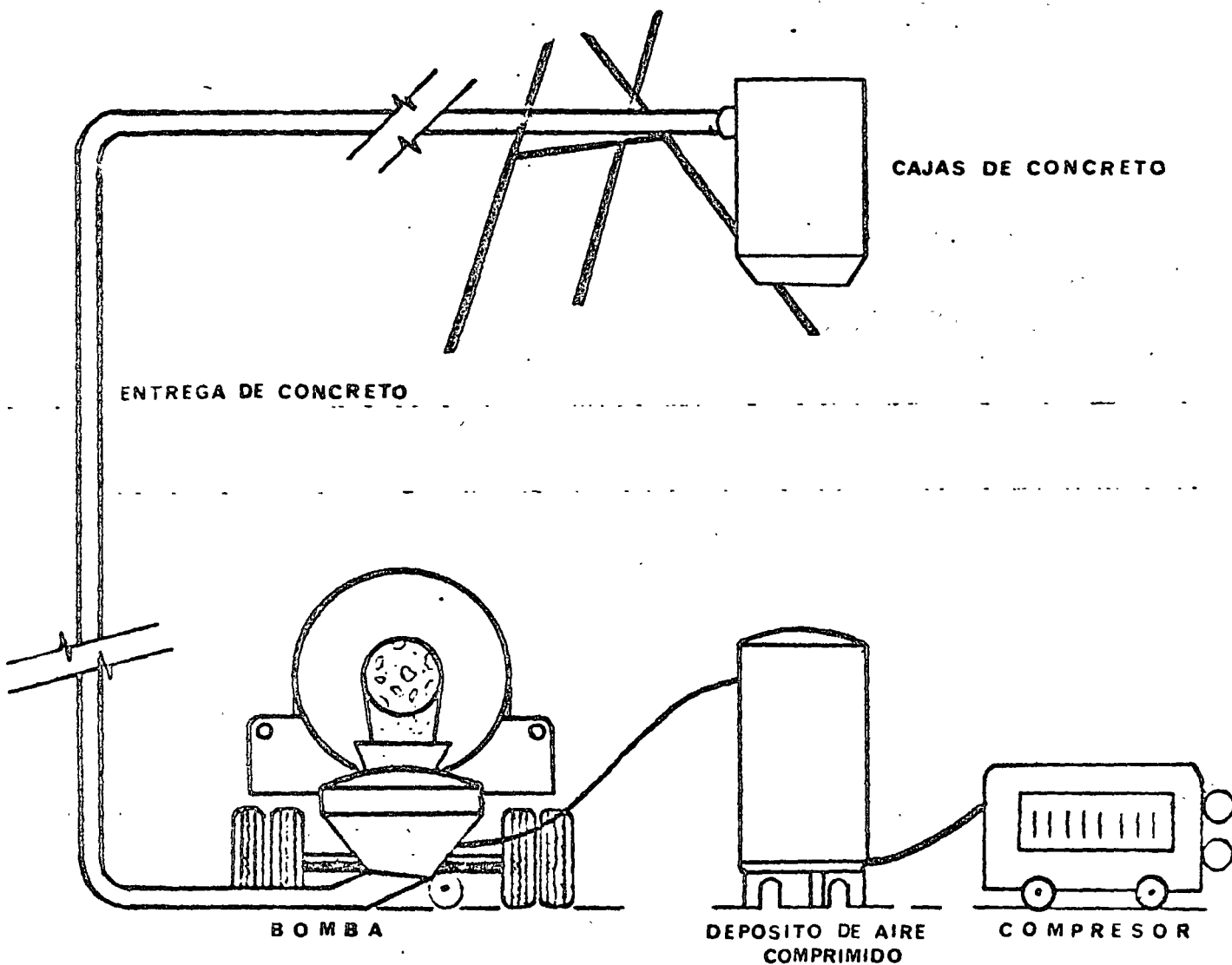


DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA DE CONCRETO, TIPO NEUMATICO.



b) Distancia horizontal y vertical máxima no se pueden alcanzar al mismo tiempo.

c) La capacidad de salida está en función del diseño de la mezcla y tipo de agregado.

La tubería de descarga es un factor importante en cualquier operación de bombeo, esta debe ser rígida, resistente al desgaste ocasionado al flujo del concreto y tan ligeras como sea posible., los diámetros más usuales son de 3" (8cms.) a 7" (18 cms) con variación de pulgada en pulgada y en cuanto a longitud se tienen de 0.50, 1.00, 2.00 y 3.00 mts.

Recientemente y con objeto de reducir peso, apareció en el mercado tubería de aluminio de peso bastante menor, pero una investigación del Estado de Virginia observó una pérdida de resistencia debido a que el concreto bombeado a través de tubería de aluminio es afectado en forma adversa por la reacción de la pasta de cemento con el aluminio. Esta reacción genera gas hidrógeno y provoca expansión en el concreto plástico, reducción en la resistencia, comportamiento errático de los aditivos, y otros factores más.

#### Bandas transportadoras.

La utilización de bandas transportadoras hace necesario que por su diseño permita su fácil manejo en la obra.

La capacidad de transporte está en función del ancho y velocidad de operación:

Ancho de la Banda	Velocidad.	Capacidad de transporte
30.5 cm.	113 m/min.	34 m <sup>3</sup>
40.6 cm.	113 m/min.	57 m <sup>3</sup>
40.6 cm.	168 m/min.	77 m <sup>3</sup>
40.6 cm.	183 m/min.	115 m <sup>3</sup>

Se debe supervisar en campo, que la banda cuente con una tolva en el inicio del sistema, para evitar perdidas de material y garantizar además que este fluya en forma continúa.

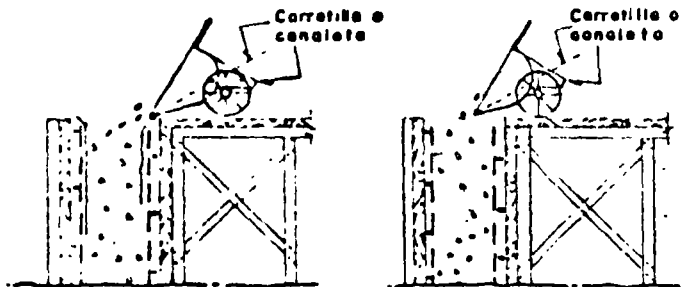
#### Colocación del concreto.

La colocación del concreto se debe efectuar inmediatamente despues de su mezclado, no debiéndose permitir su colocación una vez iniciado su fraguado. Su pronta colocación permite no alterar su manejabilidad por efecto de la temperatura del medio ambiente, sobre todo cuando se tengan relaciones de agua - cemento altas.

Cuando hace calor y el clima es seco se producirá un fraguado rápido y el concreto no deberá dejarse fraguar más de una hora antes de finalizar su colocación; en tiempo húmedo y frío, el plazo se puede ampliar a 2 horas.

No debe de permitirse que se presente la segregación, ya que esta trae como consecuencia la reducción de la resistencia debido a la disminución de la compacidad, además de crear zonas muy porosas y formaciones de los llamados nidos de grava, pro-

# EL CONCRETO SE SEGREGARA SERIAMENTE A MENOS QUE SE DEPOSITE DENTRO DE LAS CIMBRAS ADECUADAMENTE



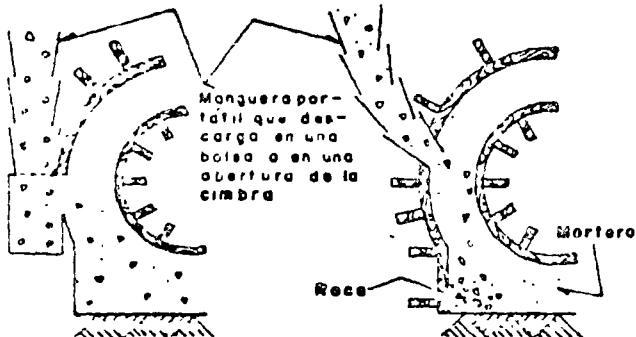
**CORRECTO**

Descarguese el concreto en un colector con una manguera ligera y flexible. Esto evita la segregación. La cimbra y el acero estarán limpios hasta que los cubra el concreto.

**INCORRECTO**

Permita que el concreto del canchón o la carretilla se golpee contra la cimbra y reboten en las varillas y la cimbra causando segregación y huecos en el fondo.

## COLOCANDO CONCRETO EN LA PARTE SUPERIOR DE CIMBRAS ESTRECHAS



**CORRECTO**

Manguera portátil que descarga en una bolsa o en una abertura de la cimbra

**INCORRECTO**

Mortero  
Rece



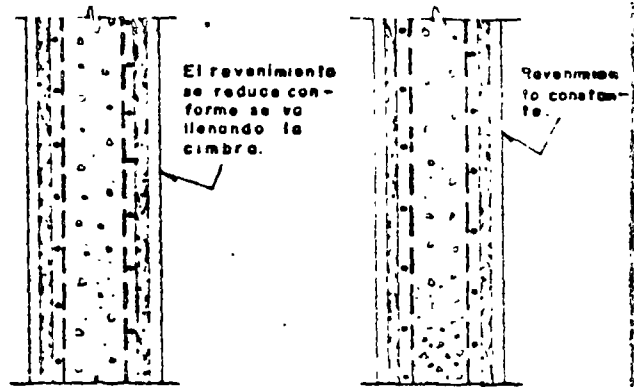
**CORRECTO**

Caida vertical del concreto en bolsas exteriores debajo de cada abertura de la cimbra, permitiendo que el concreto se detenga y fluya fácilmente a la cimbra sin segregación

**INCORRECTO**

Permite que el concreto fluya a gran velocidad dentro de las cimbras, o que forme un ángulo con la vertical. Esto invariablemente resulta en segregación

## COLOCACION EN PAREDES PROFUNDAS O CURVAS A TRAVES DE UNA ABERTURA EN LA CIMBRA



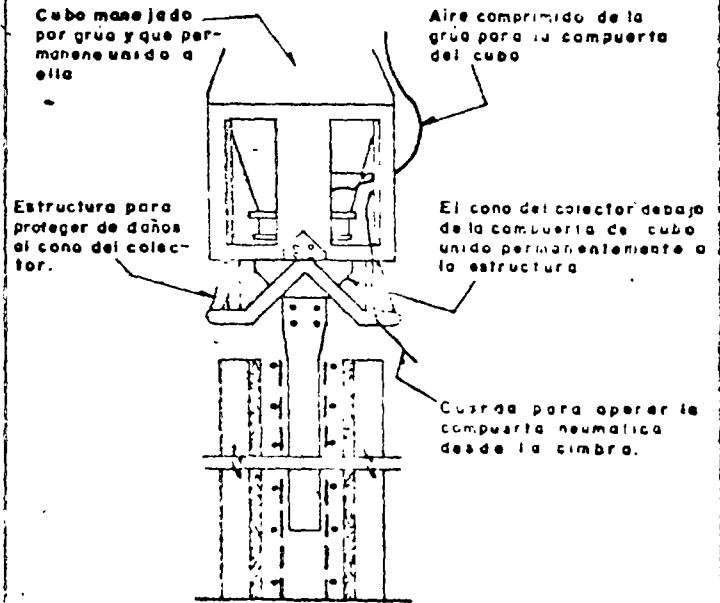
**CORRECTO**

Necesariamente el concreto es más húmedo en el fondo de cimbras estrechas y profundas y se hace más seco conforme se alcanza la parte superior. El cemento de agua tiende a igualar la calidad del concreto. La contracción por asentamiento es mínima

**INCORRECTO**

Usar el mismo revenimiento en la parte superior como se requiera en el fondo así colocado. Un alto revenimiento en la parte superior produce un exceso de agua y de colocación, pérdida de calidad y durabilidad en la capa superior

## CONSISTENCIA DEL CONCRETO EN CIMBRAS ESTRECHAS Y PROFUNDAS



Cubo manejado por grúa y que permanece unido a ella

Aire comprimido de la grúa para la compuerta del cubo

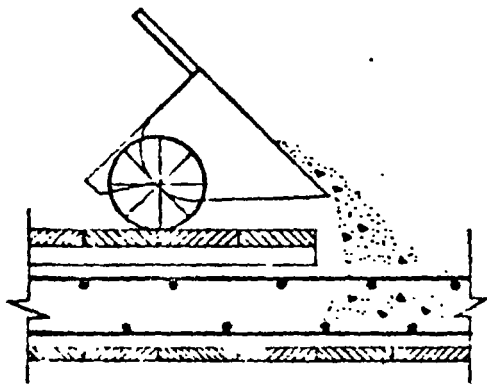
Estructura para proteger de daños al cono del colector.

El cono del colector debajo de la compuerta de cubo unido permanentemente a la estructura

Cusura para operar la compuerta neumática desde la cimbra.

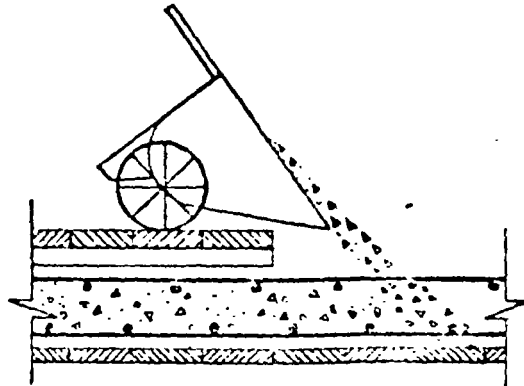
Conducto de caída flexible conectado al cono colector. El conducto se dobla en plano cuando no está cayendo nada de concreto permitiendo que se le emplee para el menor tamaño de segregado además de ser lo suficientemente grande para el meyer

## COLOCACION DE CONCRETO EN CIMBRAS PROFUNDAS Y ESTRECHAS



1 CORRECTO

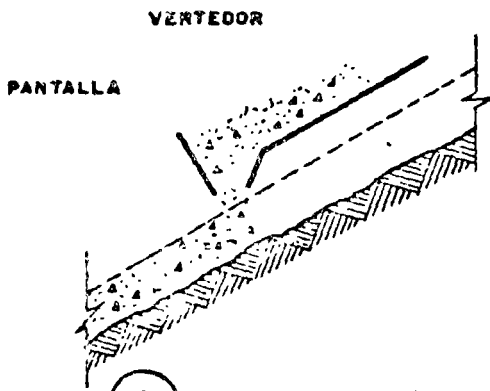
VERTER EL CONCRETO EN LA CARA DEL CONCRETO COLADO



2 INCORRECTO

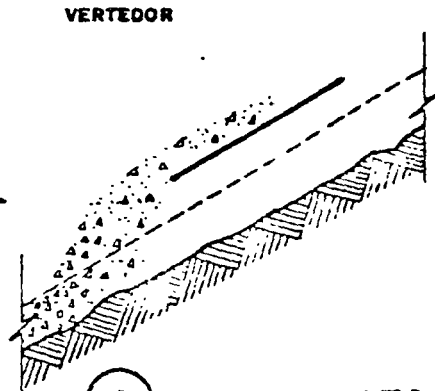
VERTER EL CONCRETO ALEJANDOSE DE LA CARA DEL CONCRETO COLADO

**COLADO DE LOSAS DE CONCRETO DESDE BUGGIES**



1 CORRECTO

COLOCAR UNA PANTALLA Y COLAR EN EL EXTREMO DEL VERTEDOR; DE TAL MANERA SE PREVIENE LA SEPARACION Y EL CONCRETO PERMANECE EN LA PENDIENTE.



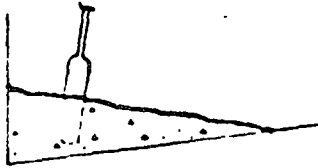
2 INCORRECTO

COLAR EL CONCRETO DESDE UN EXTREMO LIBRE DEL VERTEDOR SOBRE UNA PENDIENTE QUE VA A SER PAVIMENTADA, LA GRAVA SE SEPARA Y VA A LA PARTE INFERIOR DE LA PENDIENTE. LA VELOCIDAD TIENDE A DESLIZAR EL CONCRETO HACIA ABAJO.

COLADO DE CONCRETO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA

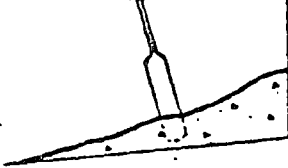
**CORRECTO**

Se empieza la colocación en el fondo de la pendiente de tal manera que se aumente la compactación por el peso del concreto nuevo que se agrega. La vibración consolida.



**INCORRECTO**

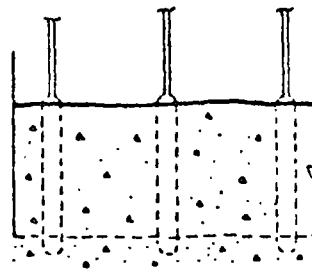
Se empieza la colocación en la parte superior de la pendiente. El concreto de arriba tiende a segregarse, sobre todo cuando se vibra en la parte inferior, puesto que la vibración inicia el flujo, y anula el apoyo del concreto de arriba.



**CUANDO SE TIENE QUE COLOCAR CONCRETO EN PENDIENTES**

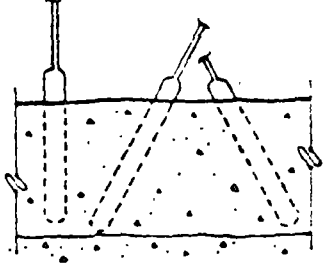
**CORRECTO**

Penetración vertical del vibrador algunos centímetros dentro de la capa colada anteriormente (la cual todavía debe estar en estado plástico). A intervalos regulares sistemáticos se ha encontrado que da una adecuada consolidación.



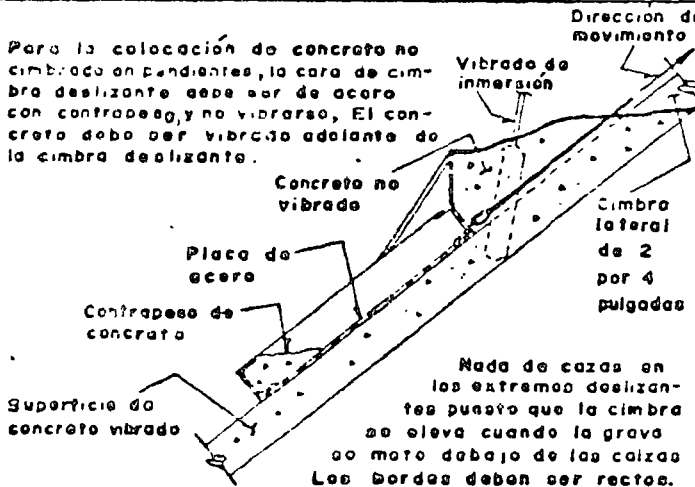
**INCORRECTO**

Penetración al azar del vibrador en todos los ángulos y sin una suficiente profundidad para asegurar la combinación monolítica de las dos capas.



**LA VIBRACION SISTEMATICA DE CADA CAPA**

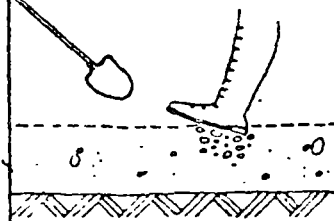
Para la colocación de concreto no cimbrado en pendientes, la cara de cimbra deslizante debe ser de acero con contrapeso, y no vibrarse. El concreto debe ser vibrado adelante de la cimbra deslizante.



**COLOCACION DEL CONCRETO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA**

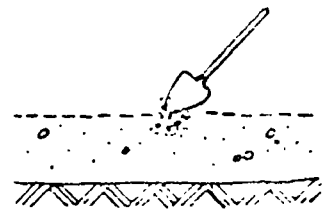
**CORRECTO**

Con una pala se pasa la grava a las bolsas de piedras a otra zona con suficiente cantidad de arena y se consolida o vibra.



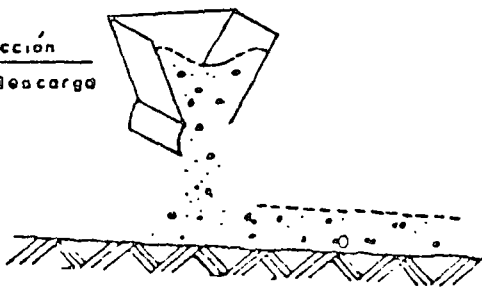
**INCORRECTO**

Tratar de corregir la bolsa de piedra traspalando mortero y concreto fresco en la zona.



**EL TRATAMIENTO DE BOLSAS DE PIEDRA AL COLOCAR CONCRETO**

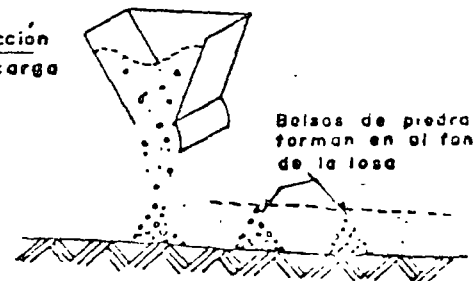
Dirección de descarga



**CORRECTO**

Áfreso el cubo para que la grava segregada caiga en el concreto de tal manera que pueda combinarse dentro de la masa.

Dirección de carga



**INCORRECTO**

Descargar de manera que la roca libre se resbale y acumule sobre cimbras o sub-base.

SI LA SEGREGACION NO HA SIDO ELIMINADA AL LLENAR LOS CUBOS  
Un remedio temporal hasta que se haga la corrección

ducto de la acumulación del agregado grueso que reduce la resistencia y provoca por su permeabilidad al aire y al agua el deterioro del concreto.

Para evitar la segregación se debe procurar los movimientos rápidos con fuerte aceleración, vaciar los bogues, carretillas y botes, de tal modo que la caída libre del concreto no sea mayor de 1.50 m. de altura y que quede en un sitio definitivo. Se evita la segregación utilizando tubo de bambú (Trempe) en muros y pilas altas y relativamente estrechas, con objeto de que la cimbra se mantenga libre de mortero endurecido.

Cuando se coloquen concretos masivos, el espesor de la capa de concreto debe ser por lo mínimo de 60 cms. y esta capa debe colocarse cuando la capa anterior aún responde a la vibración, con el objeto de formar una construcción monolítica.

Para mantener la homogeneidad en el colado cuando se usan los botes, es conveniente que el cubo desplace de tal manera que los agregados gruesos caigan sobre los finos.

#### Influencia del clima en la producción de concreto

En zonas de clima extremo, frío o caliente, se requiere que el concreto fresco cumpla con ciertas especificaciones de temperatura a fin de que su calidad no sea afectada por el medio ambiente.

#### Climas Calientes.

En estos climas se recomienda que el concreto fresco se co

loque a una temperatura no mayor de 27° C (80° F).

Existen varios métodos para enfriar el concreto durante su producción.

1. Aislando o pintando de blanco todas las partes de la planta que son conductoras de calor en el proceso de mezclado del concreto como las tuberías de conducción de agua, los tanques, las revolvedoras, etc.
2. Enfriando los agregados gruesos con aire o con agua fría.
3. Usando agua helada para el mezclado del concreto o inclusive, hielo en escamas.

El tercer sistema es muy usado ya que el agua fría es cuatro y media veces más efectiva por unidad de peso para reducir la temperatura de la mezcla que al uso de agregados fríos o cemento que el hielo absorbe 144 Btu por libra para derretirse; sin embargo, los agregados fino y grueso comprenden las 3/4 partes del peso total del concreto o de 10 a 15 veces el peso del agua. Obviamente la temperatura de los agregados es el factor de mayor influencia en el control de la temperatura del concreto.

Debido a la diferencia en peso por unidad de volumen y la tendencia a obstruir las líneas de descarga es preferible pesar el hielo separadamente del agua en la dosificadora.

#### Climas Fríos.

Debido al peligro de congelación del concreto fresco, se -

recomienda que tenga una temperatura mínima de 13° C (40° F) - al colocarse . Para obtener esta temperatura frecuentemente se calienta el agua de mezclado, los agregados, la mezcladora o - todo el conjunto, dependiendo de la severidad del clima. El -- procedimiento más eficiente y más práctico es calentar el agua del mezclado en cuenta que a la misma temperatura y por unidad de peso el agua tiene 5 veces más unidades aprovechables de ca - lor que los agregados o el cemento. La máxima temperatura ad - misible del agua debe determinarse en forma experimental pero se ha encontrado que si la mezcla producida tiene una tempera - tura que no exceda los 37 ° C no ocasiona problemas en el com - portamiento del cemento. El agua puede llegar a tener hasta -- 60° C (140° F) para producir un buen concreto.

En plantas de concreto de mezcla forzado y sobre todo en - Europa, se ha extendido el uso del calentamiento de los agrega - dos y de la mezcladora por medio de vapor. El Vapor introduci - do en la mezcladora, al condensarse forma parte integrante del agua de mezclado al igual que la humedad producida por la in - yección de vapor para calentamiento de los agregados. Esta - - agua debe tomarse en consideración para que no se varíen las - condiciones del concreto. El resultado obtenido de las expe - riencias realizadas en las plantas de prefabricados en los cua - los se utiliza el sistema de mezcla forzada indican que este - sistema de calentamiento acelera el fraguado del concreto en - forma extraordinaria.

#### Compactación del concreto.

Con el fin de aumentar, por una parte la compacidad y la -



densidad del concreto y para asegurar, por otra un recubrimiento perfecto del acero, el concreto debe compactarse con fuerza inmediatamente despues de su colocación.

La compactación del concreto puede obtenerse por los siguietes medios:

**Apisonado.**- Este procedimiento se aplica a los concretos - cuya consistencia es de "Tierra húmeda" o "Poco plástica". El apisonado puede hacerse a mano o con pisonos neumáticos. Este procedimiento debe realizarse en capas de 15 a 20 cms. para lograr su eficacia.

**Vibración.**- La compactación puede ser realizada por vibración externa o interna. La vibración externa se logra mediante la aplicación de los vibradores sobre las cimbras.

En este procedimiento hay que tener cuidado de construir - cimbras rígidas y perfectamente selladas. El uso de reglas vibratorias sobre la superficie permite tener una excelente compactación entre 15 y 60 cms. según el tipo empleado.

Hay que tener cuidado de no desplazar el acero al poner en contacto el vibrador con el acero.

La vibración interna generalmente se aplica a concretos cuya consistencia es poco plástica como serían aquellos que tienen un revenimiento de 3 a 7 cms.

El diámetro de los cabzales de un vibrador puede variar

de 3 a 10 cms. y el radio de acción no excede de 30 a 60 cms.-

Para lograr un buen resultado, es importante sumergir el vibrador lentamente hasta que el agua y el aire aparezcan en la superficie. Un sobrevibrador en el mismo sitio de inmersión en ciertas mezclas puede producir segregación.

Es preferible no vibrar en absoluto un concreto demasiado líquido, ya que se segrega fácilmente y favorece la formación de bolsas de grava.

Cuando se retira el vibrador y queda un orificio en el concreto y no se vuelve a cerrar inmediatamente, es preciso aumentar el agua de mezclado.

Durante el proceso de compactación por medio de vibrado no se debe introducir al azar el cabezal del vibrador, sino que este debe de colocarse en forma sistemática y en tal forma que la zona de acción de cada posición recubra parcialmente la de las inmersiones anteriores.

#### CUERADO.

Es importante recordar que el fenómeno de fraguado y endurecimiento consiste en una hidratación progresiva de los granos de cemento, por tanto, la penetración del agua en los granos de cemento define tanto el principio y el fin del fraguado como el endurecimiento, rápido en la primera fase para prolongarse despues lentamente durante años.

Existen dos procedimientos básicos para mantener la humedad del concreto:

- a) Evitar la evaporación aplicando un material impermeable sobre la superficie.
- b) Reponer el agua evaporada mediante aplicación adicional.

Para superficies horizontales se recomienda que el curado inicial principie inmediatamente después del acabado, recubriendo la superficie con un material que impida la evaporación, pudiéndose aplicar una membrana impermeable, una lona húmeda que se mantenga saturada de un día para otro y para curado final - aplicando una capa de arena de 5 cms. manteniendola saturada.

Para paramentos verticales el curado inicial de las superficies expuestas debe efectuarse igual que en el caso anterior durante un lapso de 96 horas. Si se retira antes la cimbra es necesario que la superficie recién descimbrada se cure mediante un riego continuo de agua por aspersión o recubriendolas -- con un compuesto líquido que forme una membrana impermeable de calidad aprobada.

México, D.F., agosto 9, de 1978.

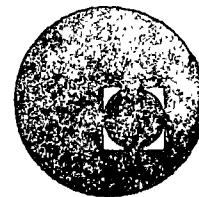
COMPARACION ENTRE PROCEDIMIENTOS DE COLOCACION DE CONCRETO

PROCEDIMIENTO	CUBETAS	BUGUI	BANDAS	BOMBAS
Restricciones de Mezcado	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Muchas (de acuerdo al tipo de bomba)
Accesibilidad	No debe haber obstáculos superiores	Requiere espacio para rodamiento, rampas o malacates	No supera obstáculos altos verticales pero pueden utilizarse - ventanas, etc.	Ninguna
Restricciones en desplazamiento vertical	Lo permitido por la grúa	La pendiente - cuesta arriba - máxima es 5:1 en términos generales	La pendiente máxima es 2:1 en ambos sentidos, en general	50 a 450 pies con una cifra record de 576 pies.
Restricciones en desplazamiento horizontal	El ángulo de la pluma limita la operación de carga de la cubeta; dar el ángulo necesario toma - su tiempo.	Manuales: límite práctico 200 pies máx. Motor: 1000 - pies	2 000 pies o más	250 a 2 500 pies dependiendo de la bomba y del diámetro de la tubería
Yardas/hora	Con cubeta de 1 yarda, y vel. de 240 - p.p.m. 73 yd/hora a 50 pies de elevación 36 yd/hora a 200 - pies de elevación	Manuales: 200 pies, 3 a 5 - yd/hora Motor: 600 pies 15 a 20 yd/ - hora	100 a 360 yd/ - hora	5 a 160 yd/hora dependiendo de la bomba y del tipo de trabajo

PROCEDIMIENTO	CUBETAS	BUGUI	BANDAS	BOMBAS
Utilización malacate/ grúa	El ciclo completo de colado requiere grúa o malacates	Ninguno, a menos que el nivel de colado sea superior al nivel de la rampa	Si se utilizan unidades pesadas, sólo durante el tendido	Ninguno
Tiempo para instalación	Ninguno, a menos que existan obstáculos para el acceso	Instalación de rampas y rodamiento- posible necesidad de apuntalamiento	Se requiere un mínimo de 5 hombres en 2 horas para 200 pies de recorrido	Colocación de la línea (No si se utiliza bomba montada en camión.
Costo inicial	Descarga inferior - 1.5 yd: \$1 000 U.S.	\$ 1 750 US - \$ 2 500 US	Ancho 16", sistema de 200': - \$ 40 000 US - (7 bandas)	Bomba: \$ 15 000 US - \$ 40 000 US Pluma: \$ 20 000 US - \$ 40 000 US
Renta promedio/mes	1 yd descarga inferior: \$ 105 US 1 yd "recostada": \$ 103 US	Manual 10-12 pies: \$ 42.75 US. Motor 10-14 - pies \$ 204.00 US.	Ancho 16", 32-34 pies: \$ 413 US Ancho 16", 50 - pies: \$ 594 US	No disponible



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## CONSTRUCCION DE PUENTES

### OPERACIONES ESPECIALES EN PUENTES

#### I. Puente sifón de Barranca Honda

a) Corrección del arco

b) Prueba de carga

#### II. Acelerador Van de Graff Tandem

Ing. Marcos Mazari

Agosto, 1978.

## OPERACIONES ESPECIALES EN PUENTES.

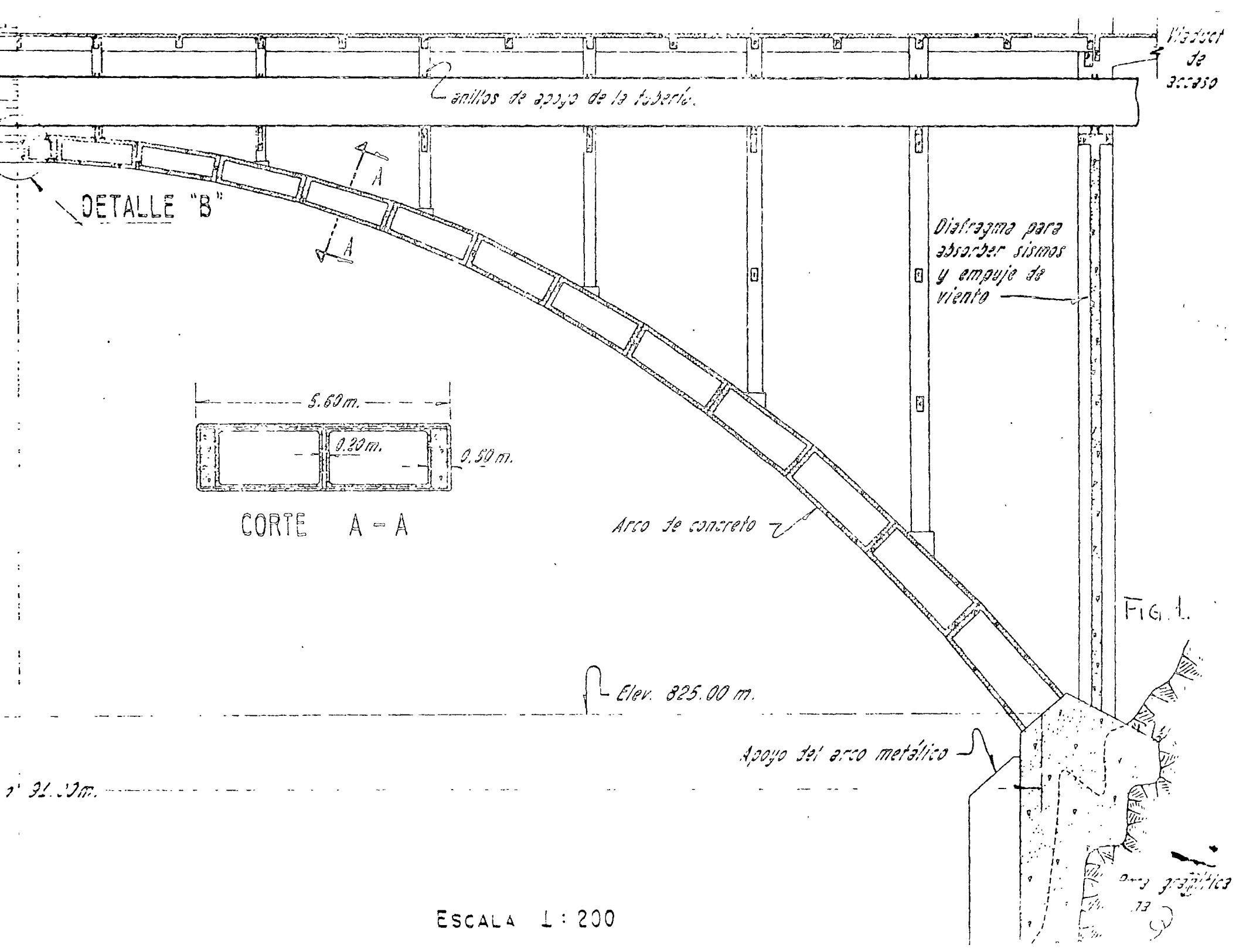
En ocasiones se le presentan al Ingeniero problemas poco comunes en la práctica profesional. No es raro que en casos especiales se acuda a personal que tenga cierta experiencia en instrumentación, aunque su especialidad no sea en particular por ejemplo, la construcción de puentes.

Se describirá aquí el procedimiento usado en el pre-tensado del puente en arco de concreto de Barranca Honda (SRH, río Cupatitzio, Mich.) y el montaje del puente de un acelerador de partículas en el Centro Nuclear del Instituto Nacional de Energía Nuclear (Salazar, Mex.)

### I. PUENTE SIFON DE BARRANCA HONDA<sup>(1)</sup>. (1951).

Bajo la supervisión de los Ings. Sandoval e Hiriart, los Ings. Armijo, García Gómez y Ruiz Verduzco se encargaron del proyecto y cálculo del puente; L. Nieto se encargó del proyecto de la obra falsa, un arco metálico de tres articulaciones; los Ings. Barocio y Noreña fueron los residentes de la obra. Se propuso que el laboratorio de Mecánica de Suelos hiciera la maniobra de pre-tensado y midiera los esfuerzos en el tubo de acero que forma el sifón bajo la calzada, bajo la dirección del Prof. Marsal.

Las características de este puente se muestran en la Fig. 1. Se escogió como directriz del arco una curva catenaria, el arco mismo formar lo con dovelas de espesor variable, con un claro de 91m y una flecha de 25m. Puesto que en las márgenes del río se encontró un conglomerado cementado en una y una roca granítica sana en la margen opuesta, los apoyos pudieron considerarse como empotramientos.



ESCALA 1:200



Por tratarse de un acceso relativamente largo hasta uno de los apoyos del puente, se incluyó en la región de la roca granítica un diafragma para absorber sismos y empuje de viento.

Para evitar en lo posible acomodados y deformaciones en el concreto, además de cargar la cimbra más uniformemente, se colaron los cajones desde el arranque y desde la clave simultáneamente, dejando el espacio necesario en la clave para la maniobra del pre-tensado. Se observó un descenso de la cimbra de unos 10 cm. durante el colado del arco. Debido al peso posterior que se agregaría al arco por la calzada y el acueducto, se propuso pre-esforzar al arco para que finalmente la línea de presiones quedara localizada próxima a su eje y así minimizar los momentos flexionantes en la estructura.

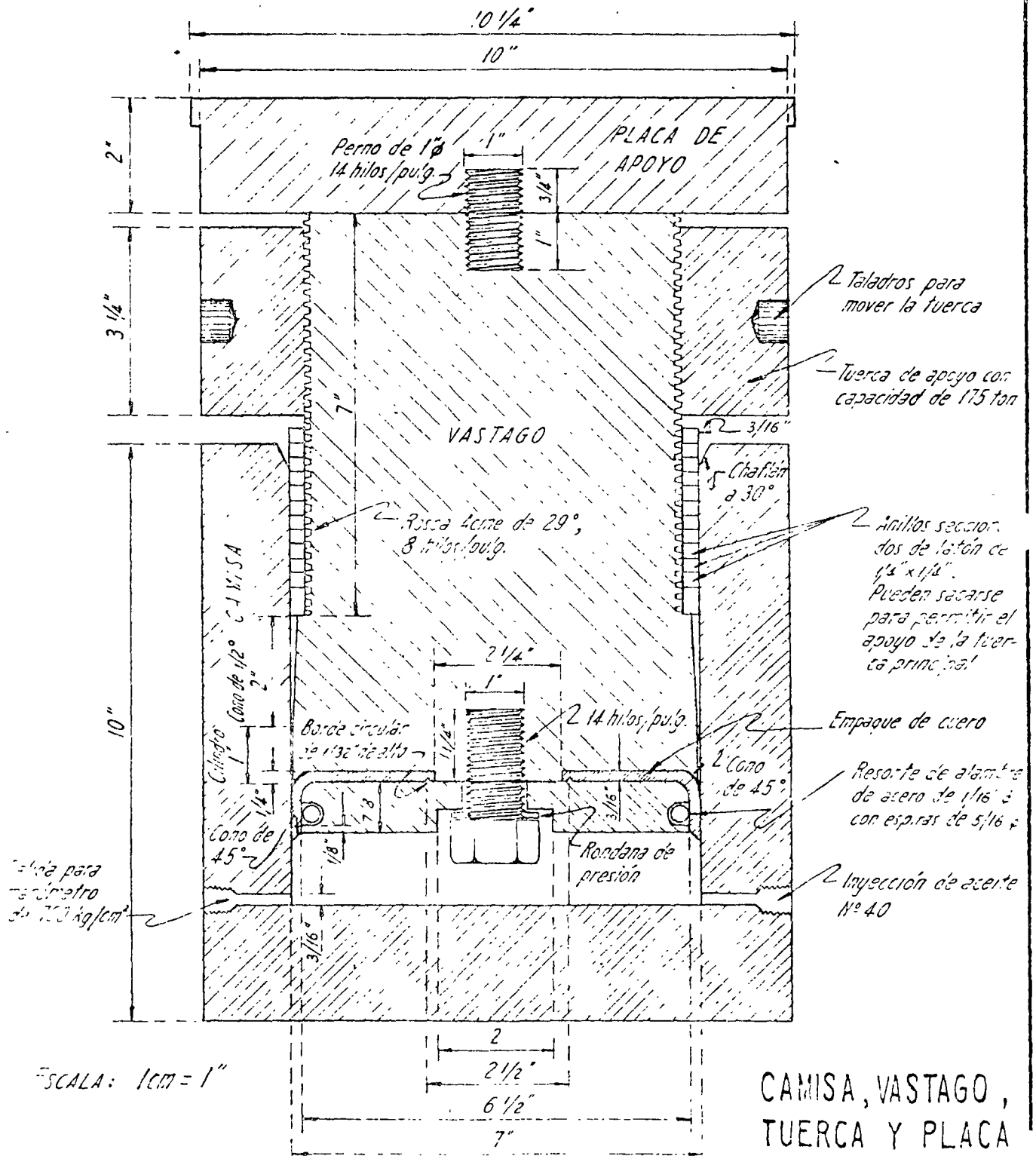
a) Corrección del arco<sup>(2)</sup>

Con estas consideraciones se calculó una carga crítica de 400 ton. que debería aplicarse en la clave de los arcos considerándolos como vigas en cantiléver para no producir esfuerzos indeseables. Como estructura continua se calculó que debería provocarse una contra flecha de 27mm., para que con la carga posterior, la línea de presiones coincidiera con el eje del arco.

Los cuatro gatos hidráulicos de 175 ton. que se diseñaron<sup>(3)</sup> y construyeron en los laboratorios ICA para esta maniobra deberían reunir las siguientes características (Ver Fig. 2), que no reunían los gatos existentes en el comercio.

1) El vástago debía admitir desplazamientos con respecto al eje de su camisa para mantener constantes las presiones aplicadas al concreto de los arcos, al deformarse angularmente

# PUENTE SIFON DE "BARRANCA HONDA" GATO HIDRAULICO DE 175 ton. DE CAPACIDAD



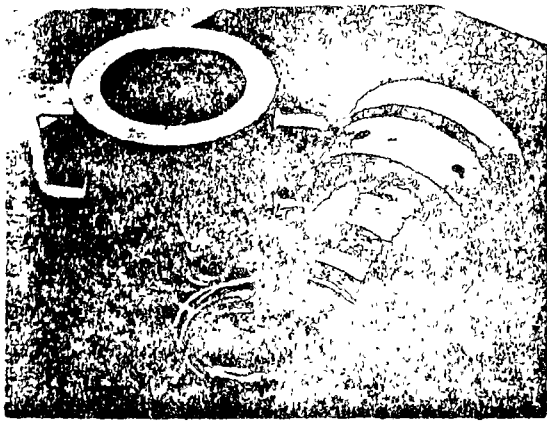
sus caras de apoyo en la clave, durante el proceso de carga.

2) Si se dejaba de bombear o se perdía presión en el sistema hidráulico por algún desperfecto, la carga aplicada hasta ese momento debería permanecer aplicada sin retroceder la abertura alcanzada, mientras se hicieran las reparaciones correspondientes.

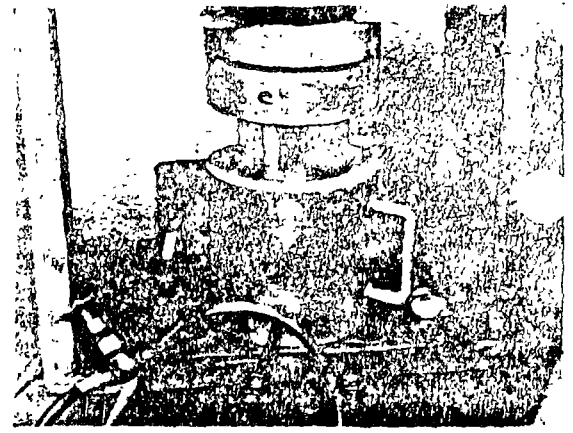
3) Con una sola bomba inyectora de aceite, era necesario poder aplicar presiones diferentes a cada uno de los gatos.

En la Fig. 2 se dibujó un corte a escala del gato hidráulico, y en la Fig. 3 pueden verse fotografiados algunos detalles constructivos de los mismos; obsérvese el sistema de apoyo lateral del vástago sobre anillos de latón, protectores de la cuerda principal y dispuestos de manera que pudieran sacarse a medida que avanzaba el émbolo pudiendo de ese modo atornillar la tuerca principal hasta apoyarse sobre la camisa del gato y recibir toda la carga. El control de las presiones con registro manométrico en los gatos se había previsto dejando llaves de alta presión tanto a la salida como a la entrada del líquido en cada uno.

Mientras en el laboratorio se construían los gatos, se adaptaban los micrómetros de 0.01mm de aproximación para medir deformaciones en el concreto, se preparaban los niveles, escalas, estadales, etc., en el campo se terminaban las caras de apoyo en la clave del arco para recibir a los gatos; simultáneamente se instalaban los soportes en el concreto para los medidores de deformación y se fijaban los bancos para la medición de desplazamientos horizontales y verticales de la clave y de los arranques, de tal manera que al terminar todo lo necesario para la corrección, se trasladó el equipo al puente para la maniobra.



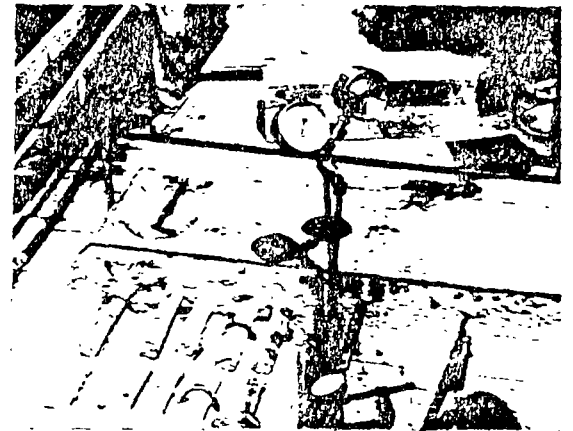
a.- Gato hidráulico de 175 ton. desarmado; obsérvense los anillos seccionados que sirven para el apoyo lateral del vástago.



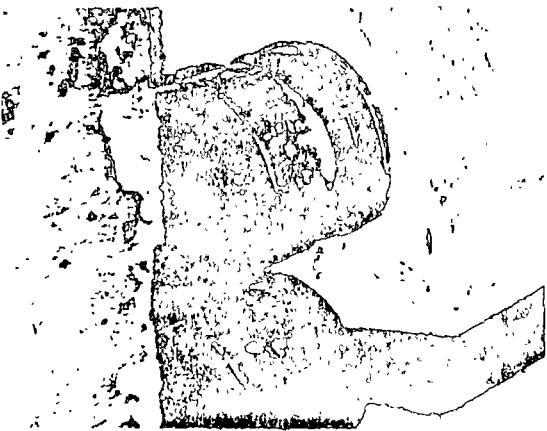
b.- Ajuste y calibración de los gatos, en el laboratorio.



c.- Vista parcial del sistema hidráulico, con control de inyección a base de llaves de alta presión.



d.- ARRIBA: Manómetros de 0 a 700 kg/cm<sup>2</sup> usados para el control de las cargas. ABAJO: Micrómetro medidor de desplazamientos horizontales en la clave (0.01 mm. de aproximación).



e.- Posición final de los gatos, recibiendo las tuercas principales, toda la carga. Terminada la corrección se coló la dovela de la clave, quedando los gatos ahogados en el puente.

## PUENTE SIFON DE "BARRANCA HONDA"

CORRECCION DEL ARCO POR MEDIO DE GATOS HIDRAULICOS

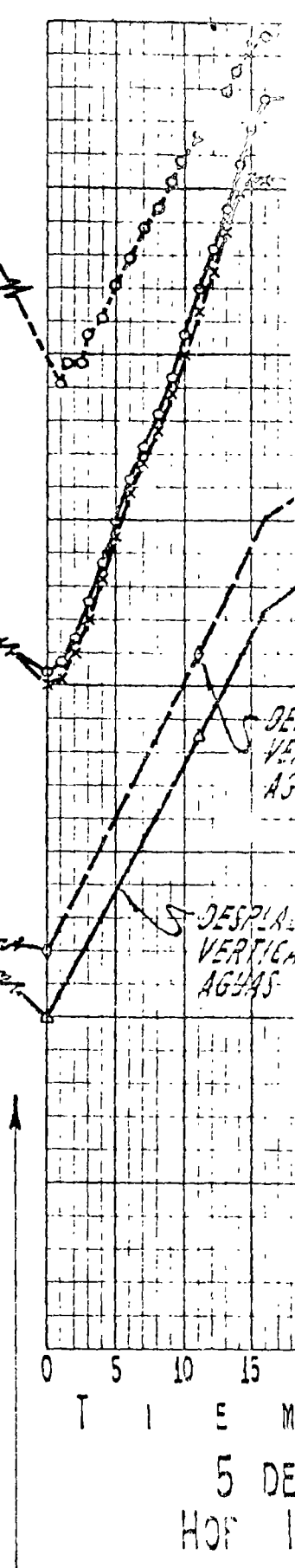
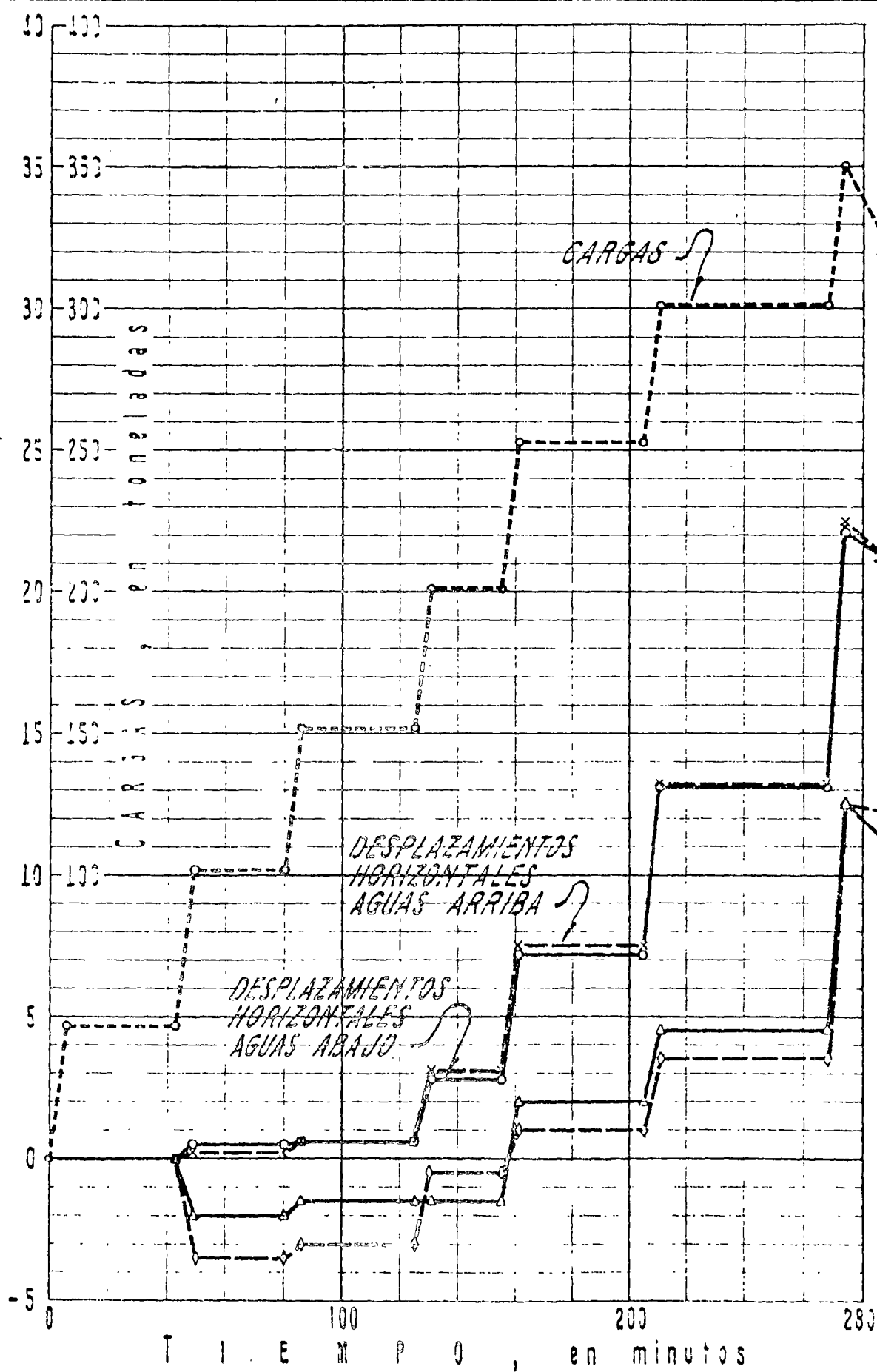
Las mediciones que se efectuaron durante la corrección del arco de concreto pueden resumirse en la siguiente forma. La aplicación de la carga crítica de 400 ton. se aplicó en dos etapas como se muestra en la Fig. 4, la primera hasta 350 ton., con incrementos constantes de 50 ton., carga con la que se dejó el arco 11 horas para que se produjeran los acomodos propios de los materiales; en el segundo incremento, en que se alcanzaron las 400 ton., se operó de manera continua en un tiempo de 15 min., observando en la clave un levantamiento de 26mm. y una abertura de 38mm. La ley carga-desplazamiento mostrada en la Fig.5, es irregular en el primer tramo hasta las 250 ton., en que los desplazamientos fueron menores del centímetro. En la región 300 a 400 ton., es prácticamente lineal. Esto probablemente se debió al esfuerzo que tuvo que aplicarse para vencer la adherencia del arco con la cimbra además del peso propio. Los desplazamientos y giros en los arranques fueron nulos.

Los esfuerzos medidos en el concreto por medio de micrómetros no sobre pasaron en ningún caso los  $40 \text{ Kg/cm}^2$  a la compresión.

Puesto que el desplazamiento vertical teórico de 27mm., que se requería en la clave para la corrección del arco, había sido prácticamente alcanzado, se decidió fijar los gatos y colar la clave, cerrando en esta forma el arco. De no haberse logrado esto, hubiera sido necesario construir otra parte de la superestructura antes de efectuar el cierre.

Se recomienda ampliamente este método sencillo y práctico de corrección de arcos por medio de gatos hidráulicos aplicados en la clave, efectuando mediciones cuidadosas para determinar las deformaciones que se presenten en el arco y apoyos durante la corrección. Es importante que durante la construcción de una estructura de este tipo, se tomen en cuenta los

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES DE LA CLAVE, en milímetros



4 DE ABRIL DE 1951, HORA INICIAL: 19 hs.

NOTA.- Se fijaron y se les

Fig. 4

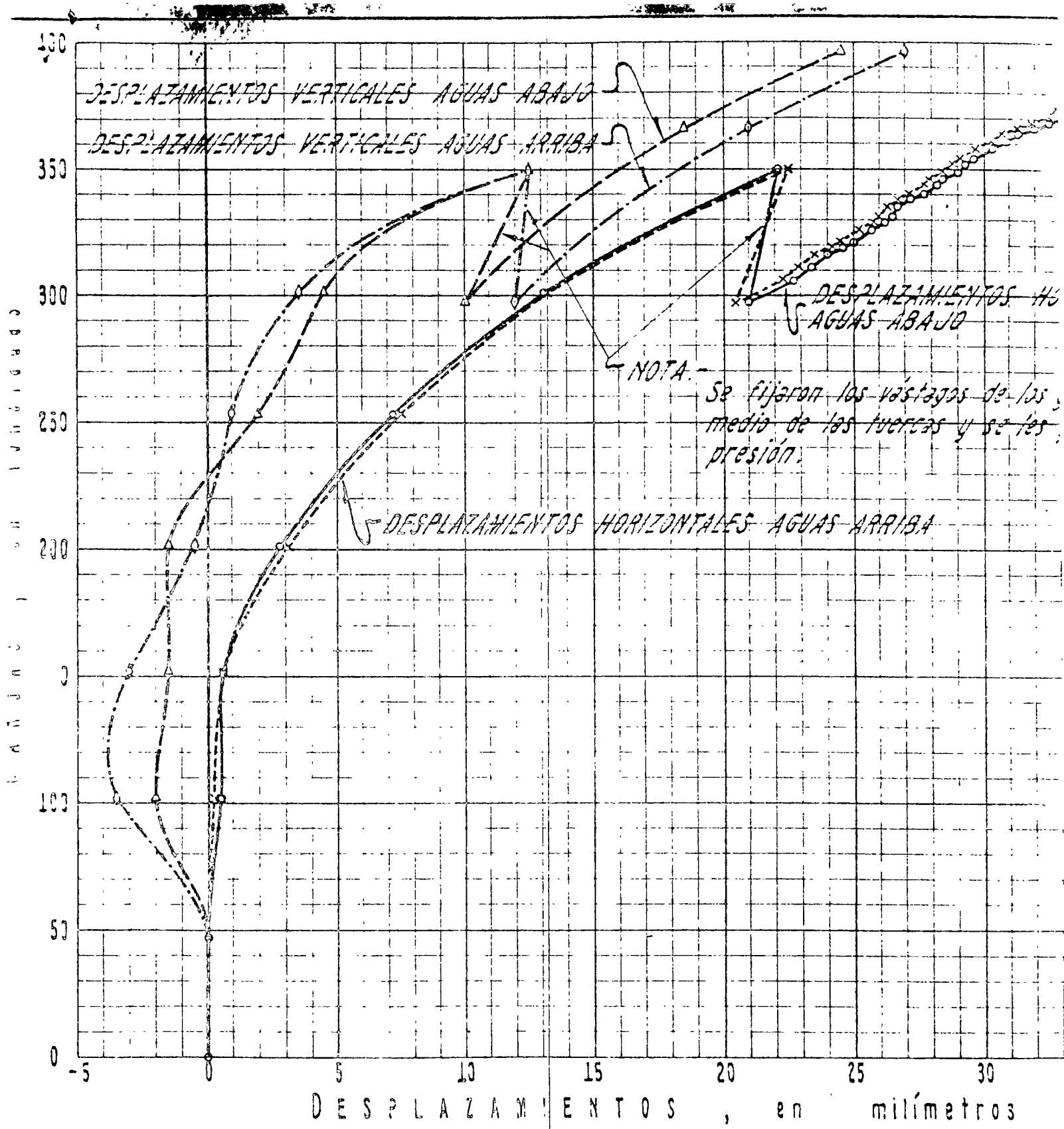


FIG. 5

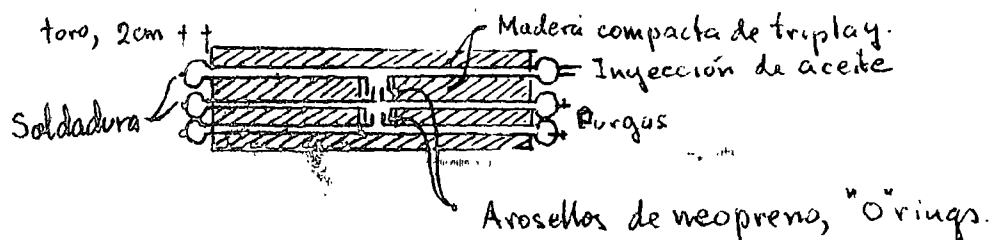
PUENTE SIFON DE "BARRANCA HONDA"  
CORRECCION DEL ARCO POR MEDIO DE GATOS

1927  
S.

FIG 5

detalles de espacio y acabado de los lugares en que se van a instalar los gatos, con el debido refuerzo de las zonas en que éstos se apliquen.

Existen actualmente métodos de carga más baratos y confiables como son las celdas tipo Freyssinet, fabricadas con lámina de 1mm de espesor para presiones hasta de  $100 \text{ Kg/cm}^2$  con la forma indicada en el esquema siguiente:



Ya hay alguna experiencia con estas celdas en el Instituto de Ingeniería y próximamente se intentará una modificación a las mismas. De funcionar correctamente, una vez sometidas a prueba en el laboratorio, podrían utilizarse con ventaja económica sobre los gatos hidráulicos, por ejemplo en aplicaciones como la aquí descrita.

#### b) Pruebas de carga. (1952)

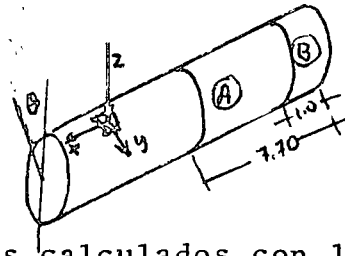
Nivelaciones en la calzada bajo estados de carga y descarga del tubo sifón, muy superior a la de la carga móvil sobre el puente, mostraron por nivelación un descenso de 10mm. en la zona próxima al diafragma y de 6 mm. en la clave del arco. Movimientos superpuestos a efectos térmicos y carga oscilaron bajo los distintos estados de carga dentro de los 5mm., es decir su comportamiento fue muy satisfactorio.

Aprovechando el tubo de acero de 2.13 m de diámetro, pared de 1/4" y un claro entre apoyos de 15.39m, en dos secciones, una al Centro (A) y otra a un metro de un apoyo (B),



se instalaron deformímetros eléctricos (strain gages SR4) del tipo roseta AR-1. Si bien los pegamentos de estos medidores se comportaron muy bien en el Laboratorio, su funcionamiento en el campo, sobre todo por efectos de humedad, dejaron de registrar confiablemente en el período de una semana.

El sifón como elemento de construcción, ofrecía un buen prototipo para comparar los esfuerzos medidos con los calculados en base a una teoría de cascarones<sup>(4)</sup>. En las Figs.6 con la nomenclatura siguiente:



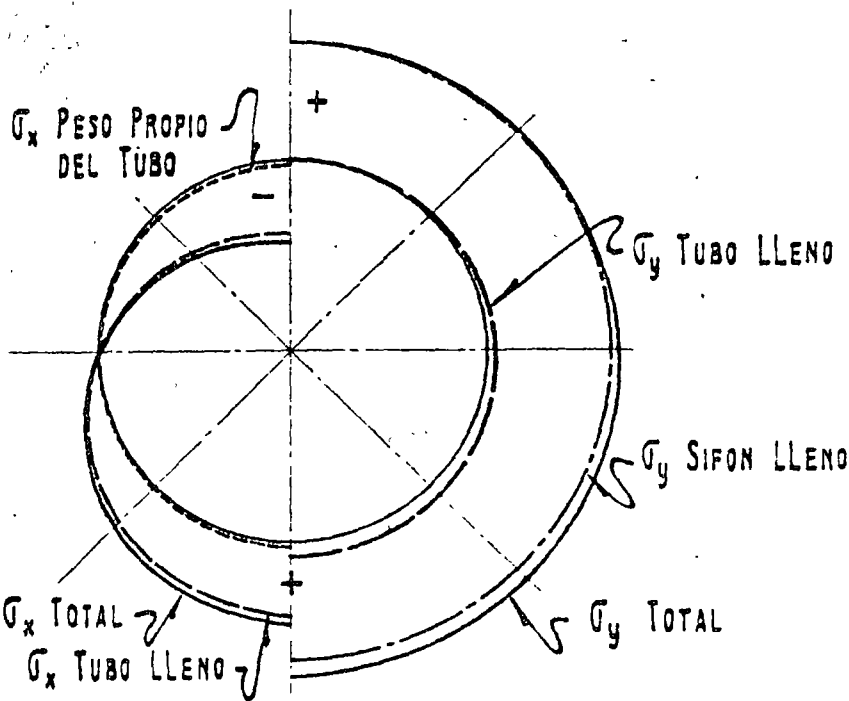
aparecen los esfuerzos calculados con la teoría de membrana y en la Fig. 7 la comparación con las medidas, resaltando efectos muy notables de "flamdeo" con simetría vertical, como se comenta a continuación.

Calculando los esfuerzos  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  por medio de las fórmulas de membrana, se obtiene una distribución de esfuerzos para  $\sigma_x$  semejante a la de una viga común sujeta a flexión; para los esfuerzos  $\sigma_y$  el efecto más importante resulta ser el debido a la presión radial producido por la sobrecarga de las ramas del sifón (ver Fig.6).

Comparando las distribuciones de esfuerzo  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  determinadas experimentalmente, con las calculadas teóricamente, se observa una discrepancia notable en la forma de como éstos se distribuyen. Se registran en varios puntos cambios notables aún en el signo de los esfuerzos, (ver Fig.7) Probablemente el procedimiento anterior de cálculo se justifi que en tuberías montadas en anillos con sobrecargas considera-

# S E C C I O N A

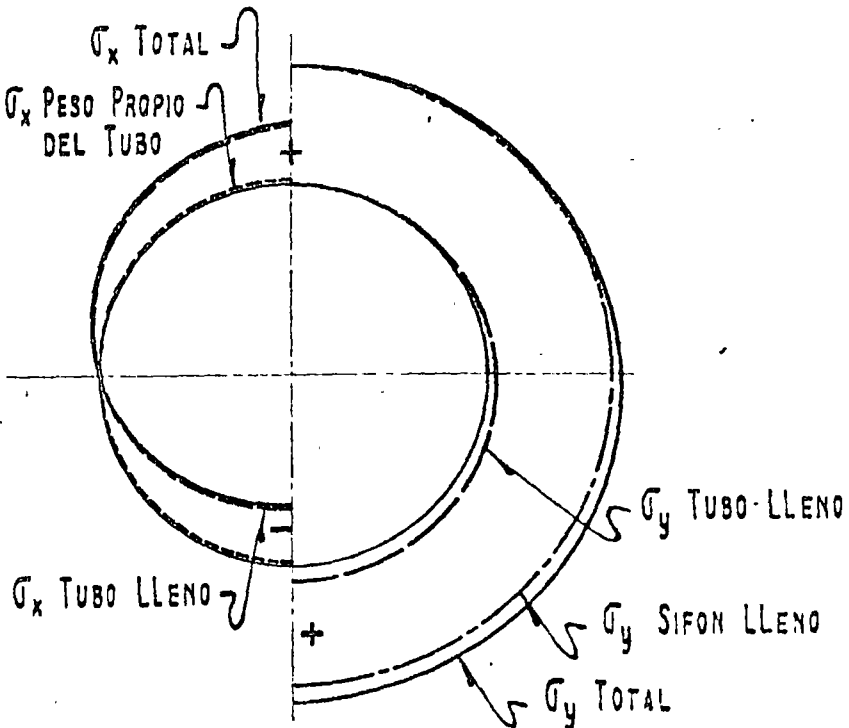
PUNTO	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau$	CONDICION DE CARGA
1	-13	-0.8		PESO PROPIO DEL TUBO
2	-10	-0.5		
3	0	0	0	
4	10	0.5		
5	13	0.8		
1	-157	0		TUBO LLENO
2	-111	5		
3	0	18	0	
4	111	31		
5	157	36		
1	0	245		SIFON LLENO
2	0	245		
3	0	245	0	
4	0	245		
5	0	245		
1	-170	244		TOTAL
2	-121	249		
3	0	263	0	
4	121	277		
5	170	282		



Escala radial de esfuerzos:  
 1cm. = 160 kg/cm<sup>2</sup>.  
 $\sigma_x, \sigma_y$  = Esfuerzos según la dirección de los ejes de referencia, en kg/cm<sup>2</sup>.  
 $\tau$  = Esfuerzo cortante, en kg/cm<sup>2</sup>.  
 (+) Tensión. (-) Compresión.

PUENTE SIFON DE  
 "BARRANCA HONDA"  
 CALCULO TEORICO DE LOS  
 ESFUERZOS DE MEMBRANA

PUNTO	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau$	CONDICION DE CARGA
1	10	-0.8	0	PESO PROPIO DEL TUBO
2	0	0	10	
3	-10	0.8	0	
1	124	0	0	TUBO LLENO
2	0	18	115	
3	-124	36	0	
1	0	245	0	SIFON LLENO
2	0	245	0	
3	0	245	0	
1	134	244	0	TOTAL
2	0	263	125	
3	-134	282	0	



# S E C C I O N B

FIG. 6

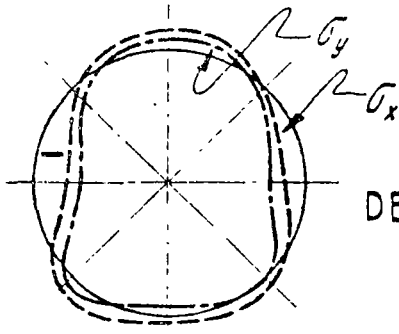
# DISTRIBUCION DE ESFUERZOS

## SECCION A

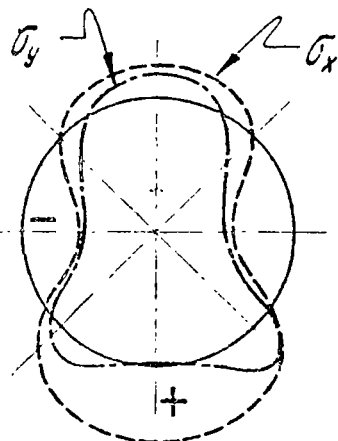
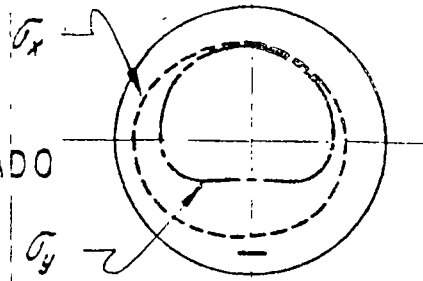
(d)

## SECCION

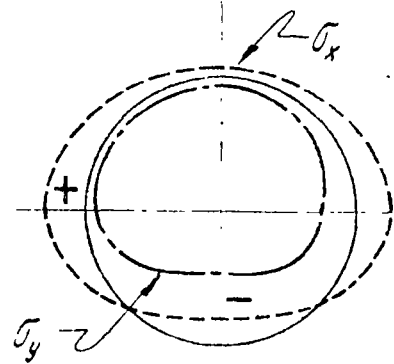
p	q	α	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>	CONDICION DE CARGA
59	30	10	58	31	TUBO DESCARGADO
1	-79	-34	-24	-54	
-78	-174	-31	-104	-148	
60	13	27	50	23	
31	-45	27	16	-29	
34	-	-31	27	7	
-37	-128	-30	-60	-106	
32	-57	-42	-7	-17	AGUA A 1/2 TUBO
128	34	-36	96	68	
3	-95	12	0	-92	
-172	-191	-23	-175	-189	
115	-	27	96	43	
216	-27	17	221	-5	
49	78	-34	121	107	
175	-211	-18	-183	-104	SIFON LLENO
8	-129	-22	-4	-109	
4	-221	-4	274	-221	
-143	-171	38	-151	-162	
118	-60	3	118	-60	
190	96	28	169	116	
149	-23	34	94	30	
219	178	44	200	-96	
176	-13	4	176	-13	
-98	-300	-32	-156	-242	



TUBO DESCARGADO



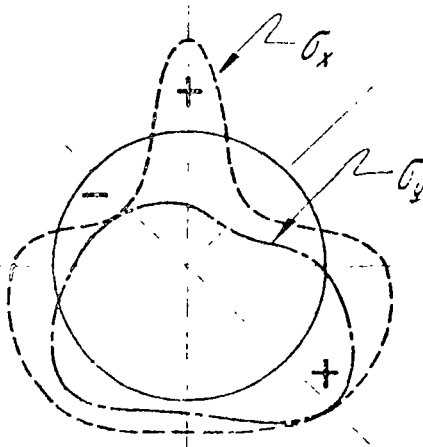
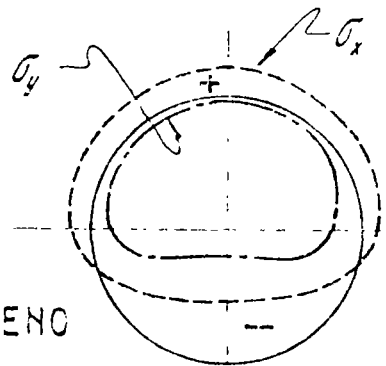
AGUA A 1/2 TUBO



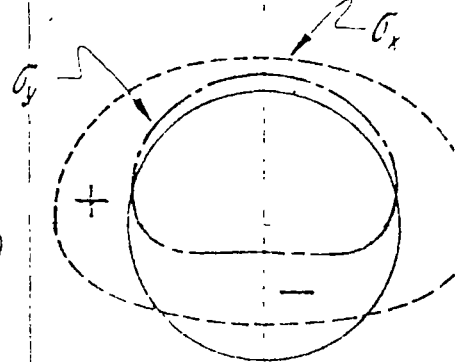
Escala radial de esfuerzos:  
1cm = 250 kg/cm<sup>2</sup>

(+) Tensión  
(-) Compresión

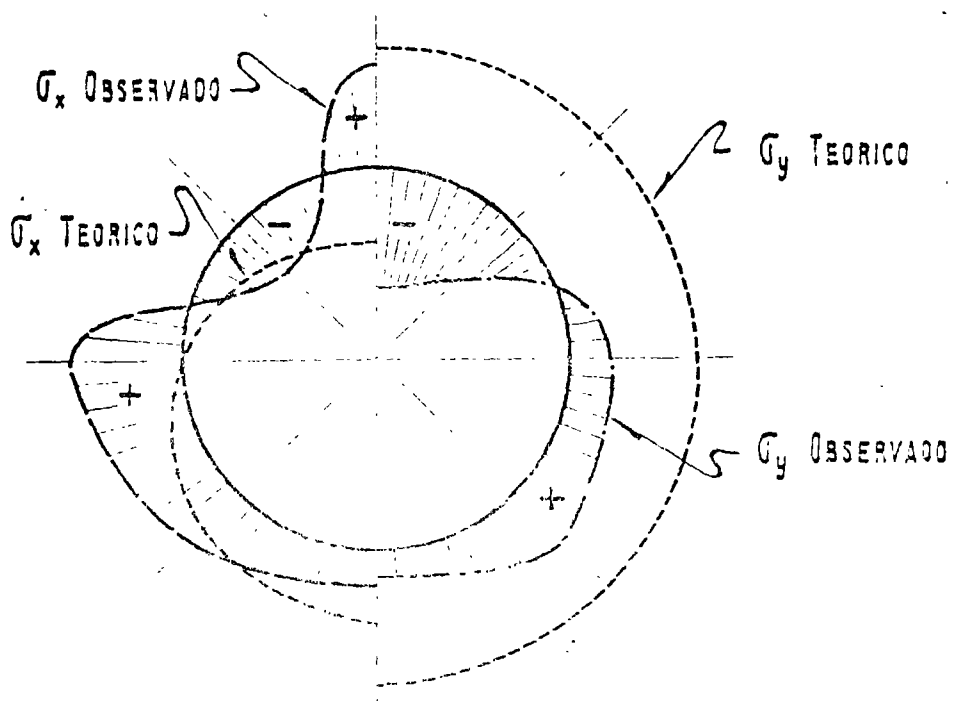
TUBO LLENO



SIFON LLENO



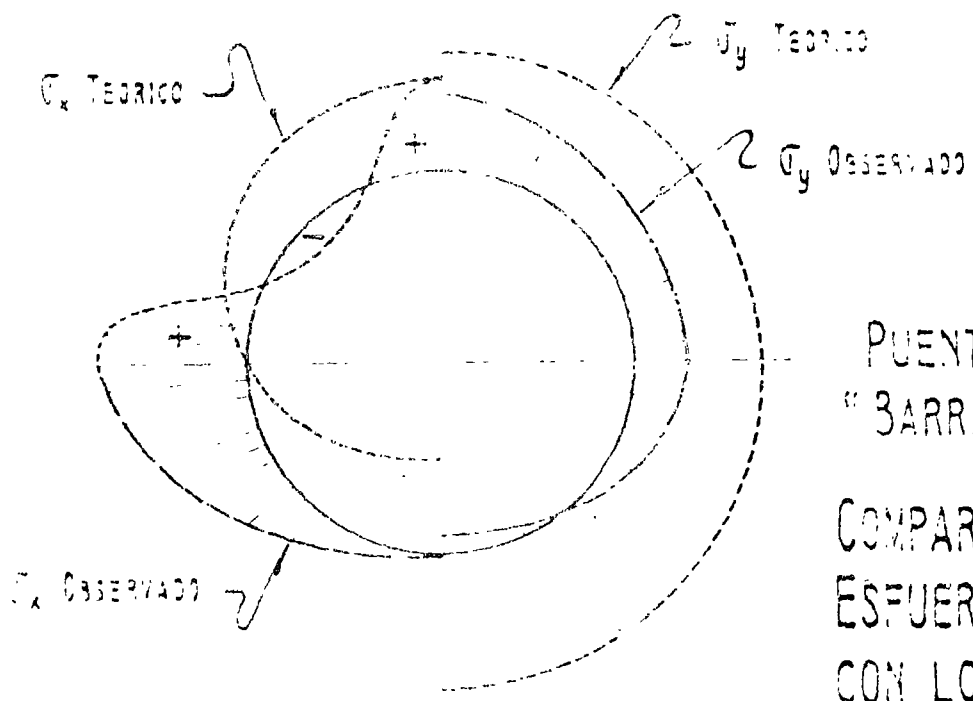
p, q = Esfuerzos principales, en kg/cm<sup>2</sup>  
 α = Angulo de inclinación de los esfuerzos principales, respecto a los ejes de referencia, en grados.  
 σ<sub>x</sub>, σ<sub>y</sub> = Esfuerzos según la dirección de los ejes de referencia, en kg/cm<sup>2</sup>



SECCION A

Escala radial de esfuerzos : 1cm. = 160 kg/cm<sup>2</sup>.

$\sigma_x, \sigma_y$  = Esfuerzos según la dirección de los ejes de referencia, en kg/cm<sup>2</sup>.  
 (+) Tensión (-) Compresión



SECCION B

PUENTE SIFON DE  
 "BARRANCA HONDA"  
 COMPARACION DE LOS  
 ESFUERZOS TEORICOS,  
 CON LOS OBSERVADOS.  
 SIFON LLENO

bles en las ramas del sifón.

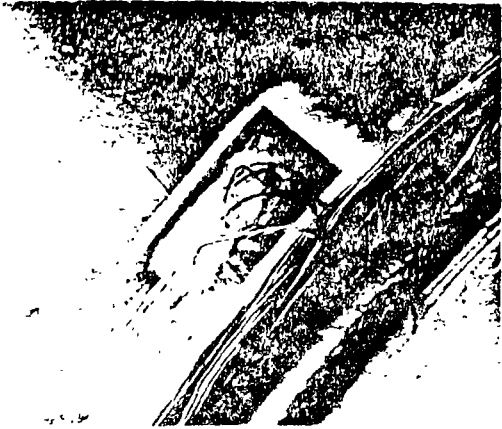
Los esfuerzos  $\sigma_y$  máximos calculados teóricamente en este caso particular resultaron del orden de  $250 \text{ Kg/cm}^2$ , bajo la condición de carga más desfavorable, lo que pone a cubierto la seguridad del tubo, ya que éstos resultan del mismo orden que los mayores observados. Los esfuerzos  $\sigma_x$  calculados y medidos discrepan notablemente, siendo mayores los determinados experimentalmente que los teóricos. El factor de seguridad en el tubo del sifón resultó del orden de 10. (sin considerar el espesor requerido como protección del tubo por corrosión).

Tratándose de un tubo de acero no es importante el signo de los esfuerzos; siendo en cambio de mucho cuidado este hecho tratándose de tuberías de concreto.

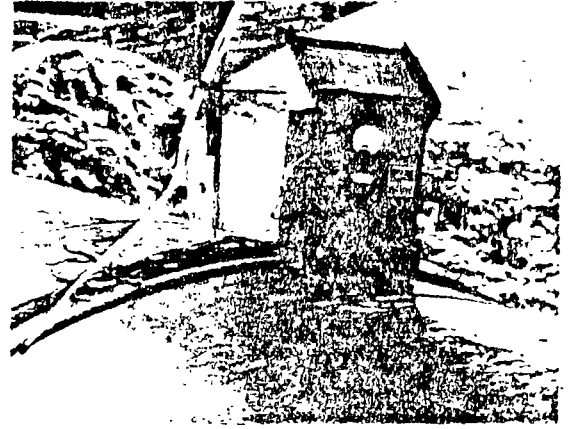
De estos estudios puede inferirse que el número de puntos analizados es insuficiente para determinar el estado de esfuerzos del tubo; sin embargo son bastante indicativos para mostrar que existen grandes diferencias entre la teoría y la realidad; desgraciadamente en la teoría de la membrana no se toman en cuenta los momentos flexionantes transversales de la sección, los efectos por flambeo en las zonas de compresión del cascarón y el procedimiento de construcción y montaje de la tubería.

Puede concluirse que para el diseño de grandes tuberías, es necesario realizar estudios experimentales más amplios en el laboratorio, con la observación de muchos puntos en varios tipos de tubería que tomen en cuenta los efectos de rigidez y flambeo, de preferencia en modelos a escala natural, pero en condiciones más favorables de temperatura y humedad que las que se pueden tener en el campo.

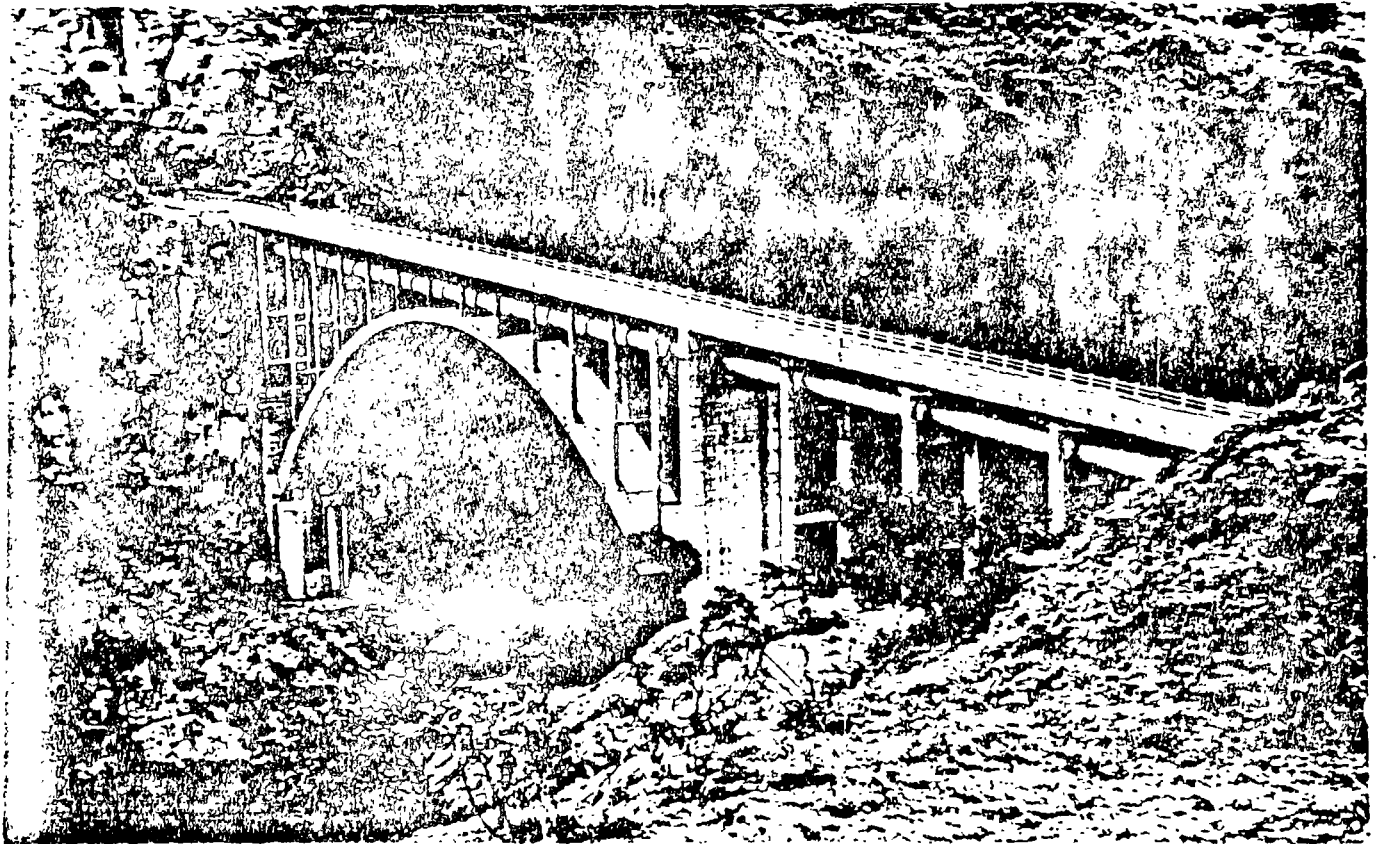
# PUENTE SIFON DE "BARRANCA HONDA" PRUEBA DE CARGA



a.- Deformímetro eléctrico (SR-4) del tipo roseta (AR-1) pegado al tubo de acero del sifón; encerado para preservarlo contra humedad.



b.- Puente de Wheatstone, para registro de resistencias de los deformímetros eléctricos (Strain gages SR-4).



c.- Vista general del puente terminado.

Desconozco estudios recientes sobre este campo; se incluyen algunas referencias de interés en esa época. La Fig. 8 muestra un deformímetro, así como el puente terminado.

Puedo agregar que procedimientos semejantes se usaron para el pre-tensado de los arcos de colado lleno de la Facultad de Ingenieros y el Belisario Domínguez (Chis.). La corrección del último lo efectuaron los Ings. F. Espinosa y R.J. Marsal. P. Ahuactzin actuó como ayudante en todos los casos.

REFERENCIAS. (Puente Sifón de Barranca Honda).

- 1) R.Sandoval L. (1951). Puente Sifón de Barranca Honda. Ediciones ICA. Serie C. N°1.
- 2) M.Mazari. (1953). Puente Sifón de Barranca Honda. Corrección del arco y prueba de carga. Tesis profesional. Facultad de Ingenieros. UNAM.
- 3) R.J.Roark. (1943). Fórmulas for Stress and Strain. Mc.Graw Hill.
- 4) H. Schorer.(1938). Diseño de Grandes Tuberías. Traducido por J. Brelivet. Comisión Nacional de Irrigación. Memorandum Técnico N°41.
- 5) J.A. van den Broek. (1942). Elastic Energy Theory. Wiley.
- 6) R.J. Roark.(1929). A study of Circumferential Bending of Pipes and Cylindrical Containers.Universidad de Wisconsin.

- 7) Penstock Analysis and Stiffner Design.(1940)  
Bureau of Reclamation. Part V. Boletin 5. Denver Col.



## II. ACELERADOR VAN DE GRAAFF TANDEM.

El siguiente ejemplo es el caso de un puente poco común en la práctica de la ingeniería civil. Se trata del soporte principal de un acelerador de partículas empleado en la Física Nuclear.

Para facilitar la exposición se reproducen aquí las tres primeras páginas de un artículo del propio Dr. Robert J. Van de Graaff<sup>(1)</sup>, que tan clara y sencillamente expone los fundamentos del entonces (1959) primer acelerador del tipo tandem para partículas positivas, destinado a los laboratorios de Chalk River, Canadá. A México le correspondió el acelerador número 23, que fue instalado en el Centro Nuclear de Salazar.

Se trata de un acelerador de 12 Millones de electrón-Volts para protones o deuterones y mayores energías para iones más pesados. La parte central del acelerador, en la que el potencial de su terminal se eleva a 6 Millones de Volts por medio de una banda de alta velocidad (ver Fig. 1), recibe los iones negativos por un extremo acelerándolos hacia el centro de la estructura, en donde en un canal de intercambio pierden electrones, convirtiéndose en iones positivos, siguiendo su camino por repulsión eléctrica hacia el otro extremo del acelerador.

El puente que soporta a la terminal, banda, resistencias, motor, generador, gas y canal de intercambio, circuitos dentro de ella, tubos aceleradores y anillos equipotenciales, se forman de dos columnas cuádruples (ver Fig. 4), formadas de separadores rectangulares de vidrio pyrex pegados a láminas de acero inoxidable a cada 2cm. hacia ambos lados de la terminal. (ver Fig.6).

## TANDEM ELECTROSTATIC ACCELERATORS

R. J. VAN DE GRAAFF

*Massachusetts Institute of Technology*

Received 12 August 1959

In this type of accelerator a constant potential is applied to the acceleration of the ion beam, however, not as conventionally with just one voltage application, but instead with a number of applications made in succession by means of a tandem arrangement of high voltage tubes. This number of voltage applications, which is the number of the so-called "stages" of a tandem accelerator, may be two, three, or four, depending on the design chosen. The principles of this type of accelerator are described, and a brief account is given of the design and performance tests

of a two-stage accelerator for an output rating of 10 MeV and one-half microampere of protons. Some possibilities for future development are discussed for reaching greater energies by means of three and four-stage tandem arrangements. Preliminary experimental results show the feasibility of operating these by means of the injection of a beam of neutral particles, thus retaining the use of an external ion source at ground potential, as in the present two-stage tandem accelerators.

### 1. Introduction

In the case of the usual type of electrostatic accelerator, positive ions are produced inside a high-voltage terminal and then accelerated to ground in one stage of acceleration. In the case

of positive ions, which then receive an additional acceleration from the terminal to ground. Thus the particle beam receives two stages of acceleration instead of one.

The principles and techniques used in tandem

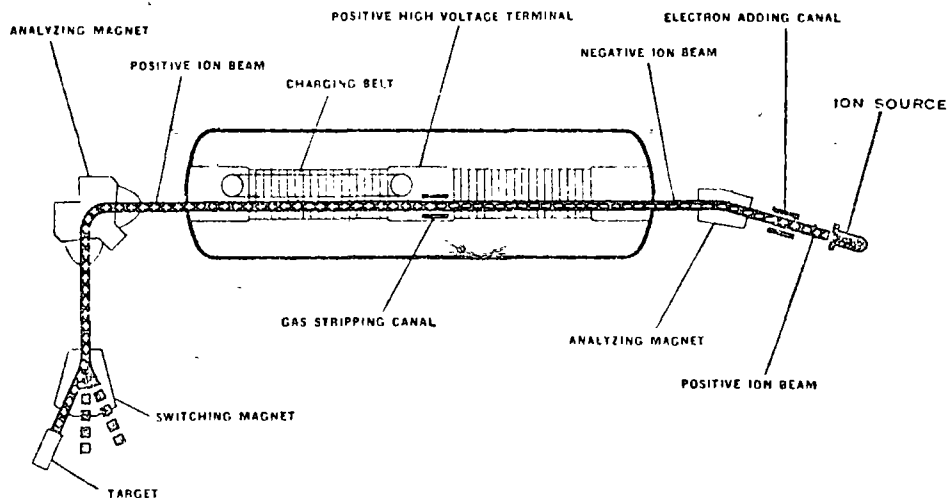


Fig. 1. Two-stage tandem accelerator.

of the present type of tandem accelerator, negative ions are produced at ground, and then accelerated to a high-voltage positive terminal. Within the terminal the swiftly moving negative ions are stripped of electrons, thus becoming

positive ions. These have been originated and developed over many years and in various laboratories. It is regretted that lack of space prevents full acknowledgements here. However, reference should at least be made to the following names:

Dempster, Bennett<sup>1)</sup>, Kaufman, Alvarez<sup>2)</sup>, Marshall, Woodyard, Herb, and Stier.



Fig. 2

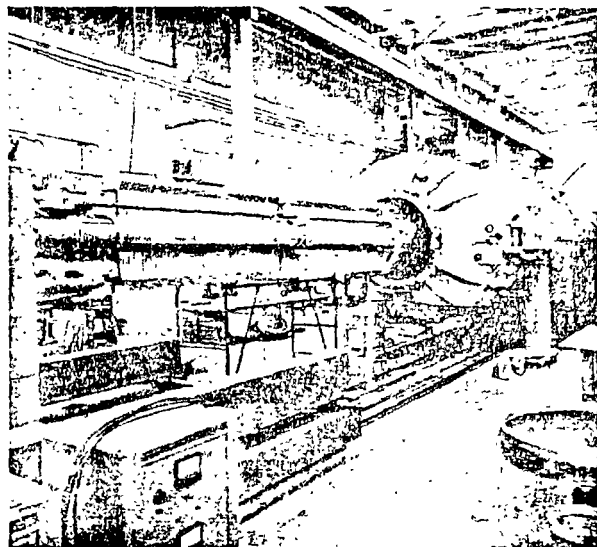


Fig. 3

The principles of operation of a two-stage tandem accelerator may be seen in more detail from the diagram in fig. 1. The positive-ion beam from the ion source at the right passes into the electron adding canal. A flow of hydrogen in this canal causes the successive attachment of two electrons to some of the positive ions, thus transforming these into negative ions. The negative-ion beam is then deflected slightly by an analyzing magnet, so that negative ions of the correct mass and energy are caused to proceed along the axis of the main vacuum tubes, and thus to be accelerated to the terminal which is at a high positive voltage. There the negative-ion beam passes into a second canal, where the presence of gas causes it to be stripped

<sup>1)</sup> W. H. Bennett and P. F. Darby, *Phys. Rev.* 49 (1936) 97, 422, 881.

W. H. Bennett, U. S. Patent No. 2, 206, 558 (1937);

W. H. Bennett, *Rev. Sci. Instr.* 24 (1952) 915.

<sup>2)</sup> L. W. Alvarez, *Rev. Sci. Instr.* 22 (1951) 705.

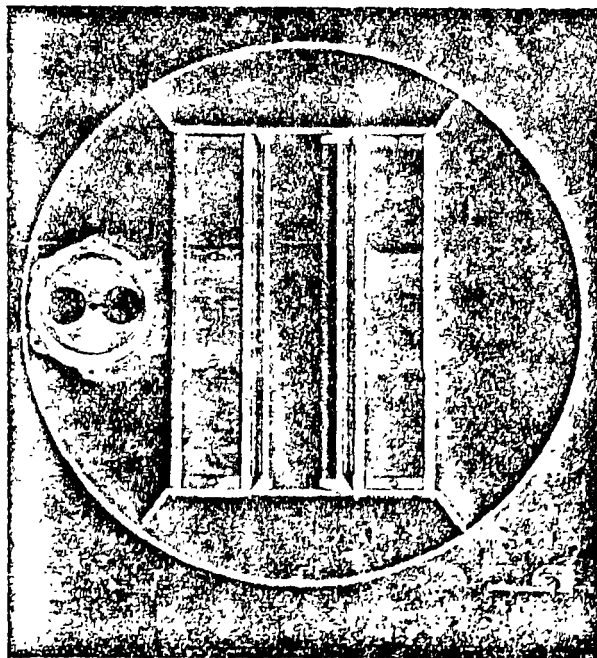


Fig. 4

of its electrons, so that it emerges as a positive-ion beam and is then given its second acceleration which brings it back to ground. The positive-ion beam is then deflected through a 90° analyzing magnet before proceeding through a switching magnet, where it can be directed to any one of three targets.

2. Tandem Accelerator for Chalk River

A two-stage tandem accelerator has been designed and constructed by the High Voltage Engineering Corporation for the Chalk River

Fig. 3 is a similar view, but with the equipotential rings removed, so that the acceleration tube and compression members of the column can be seen. Fig. 4 is a photograph of a "cross-

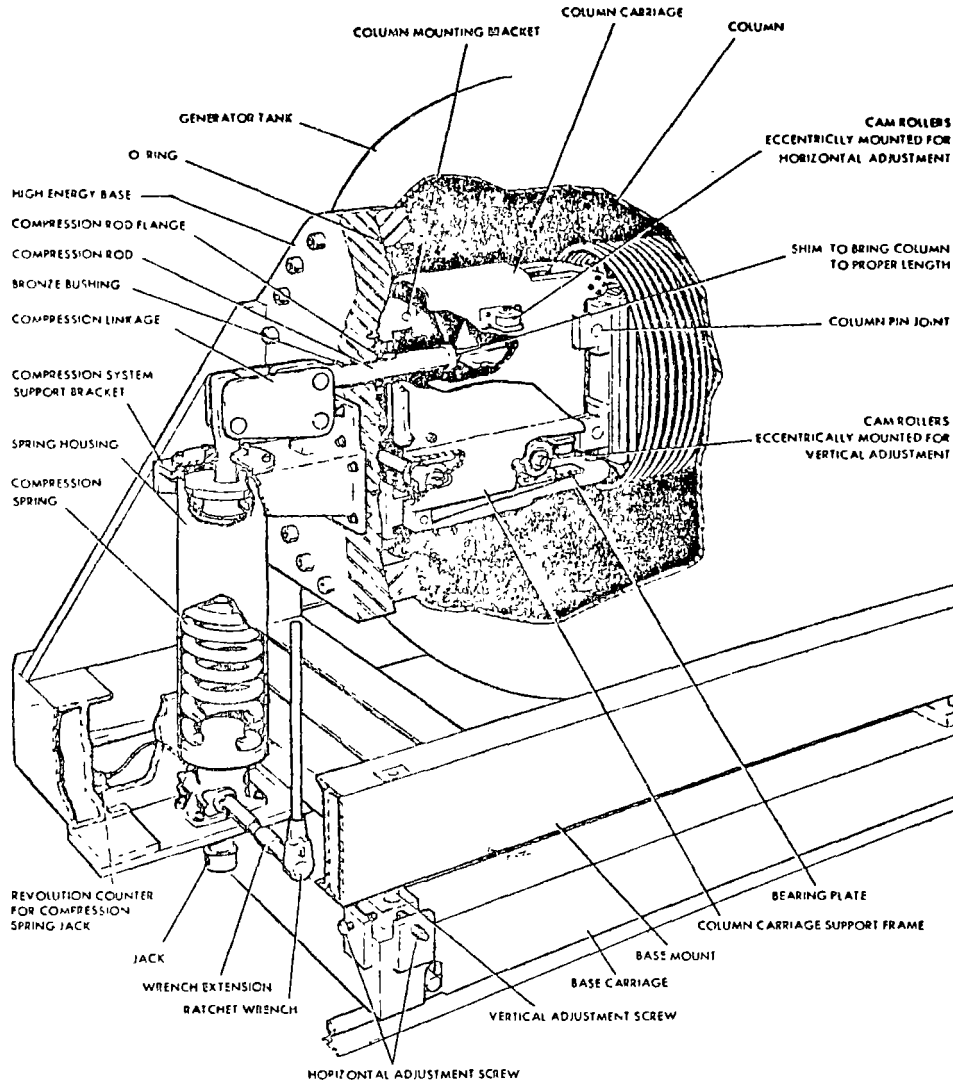
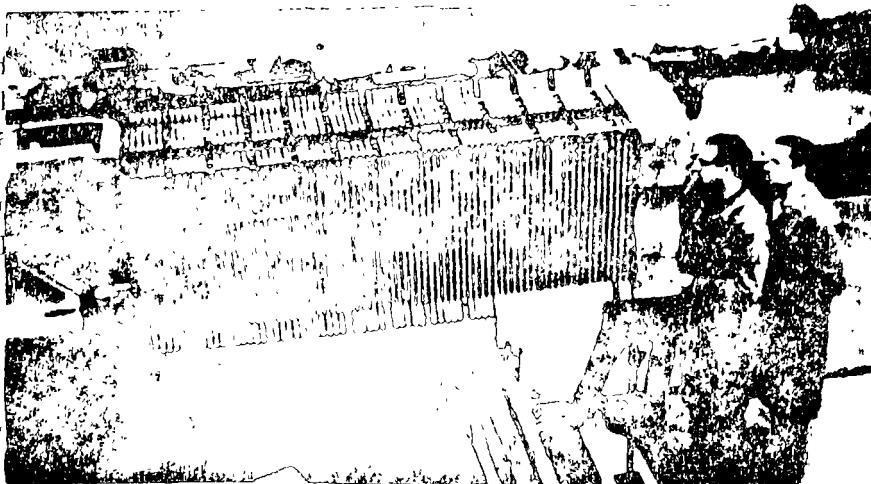


Fig. 5. Column tension adjusting mechanism.

Laboratory Limited. As in use at Chalk River are photographs of the accelerator. Fig. 2 shows the operating column has the tank is



potential column inches in diameter. can be seen at this accelerator, papers: (1) Ten MeV research at Chalk Electronics Engineering is ten MeV particle Danforth, Canadian

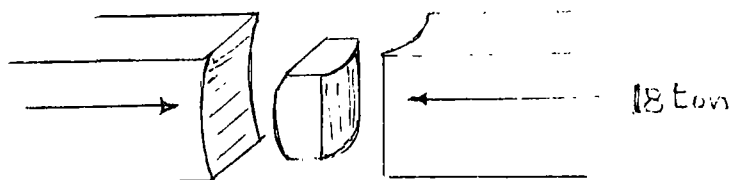
Fig. 6. Detalle del armado de las columnas.

El puente se soporta en sus extremos en dos tapas atornilladas rígidamente a un tanque de acero de 10.7 m de longitud y 2.44 m de diámetro; un extremo queda fijado con pernos, el otro puede desplazarse mediante un sistema de rodillos contra un sistema de palancas y resorte (Fig.5) para absorber los cambios de temperatura durante la operación del equipo. Este tanque a la vez se usa como el contenedor del gas aislante ( $N_2$  y  $CO_2$ ) para evitar las descargas del alto voltaje del acelerador.

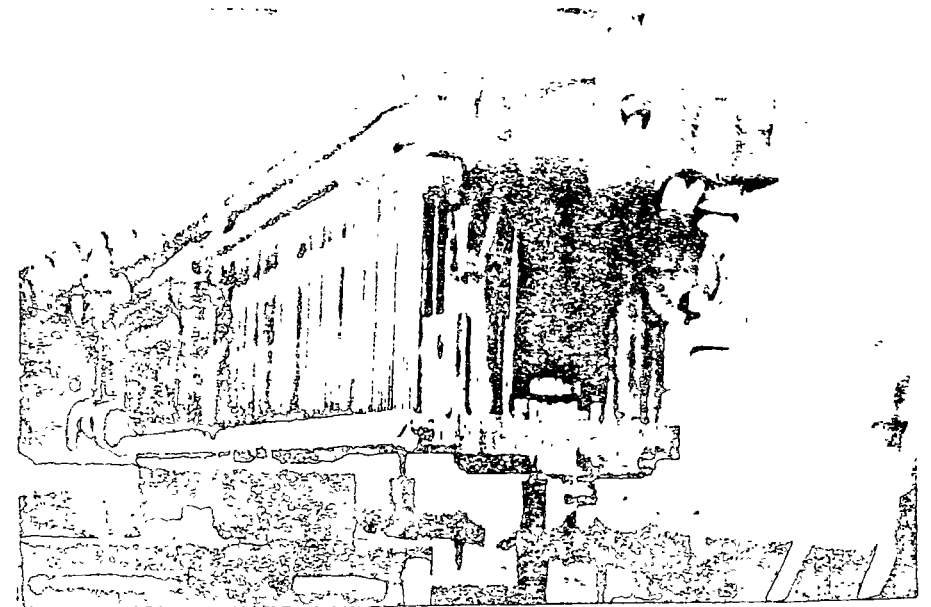
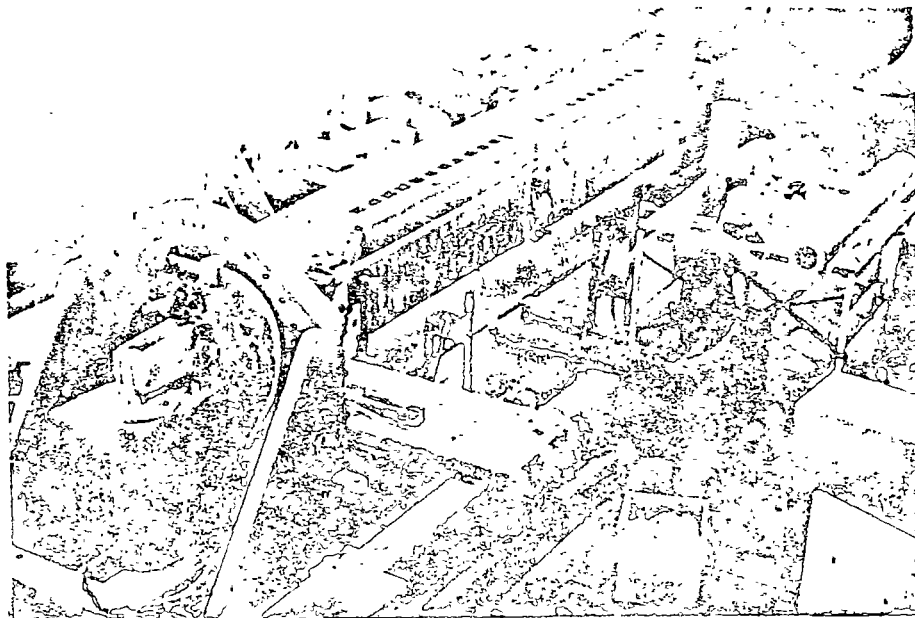
Ciertos detalles interesantes y el procedimiento de montaje se describen a continuación. Cuatro tramos de puente prefabricados se armaron (Figs. 7 y 8) y pre-tensaron (Figs. 9 y 10) dos a dos en cantilever (3.66m), mediante barras dotadas de deformímetros eléctricos y un sistema de palancas para tensarlas a las dos tapas del tanque. (Figs.2,3 y 7)., y afuera de él, las que, una vez soportando todas sus partes se deslizaron y atornillaron al tanque. (Figs. 11 y 12).

Inicialmente teníamos la idea y así lo mostraba un esquema del fabricante, de que la unión y compresión de las dos columnas en cantilever se hacía sobre una esfera; no fue así ya que la orientación de las dos columnas quedó montada con una imprecisión de unos 3 ó 4mm. Comprimirlas así significaría introducir momentos de consideración en la columna formada en su mayor parte por vidrio.

Para evitar este efecto, en realidad se comprimieron las columnas sobre una pieza de curvaturas cilíndricas perpendiculares en sus dos caras. Al comprimirse estos elementos la pieza mencionada se comprime sin producir excentricidades a las columnas, como se indica



en este esquema.



Figs. 7 y 8. Dos aspectos del armado de las columnas. Se observan las barras del pre-tensado, el puente y el sistema de compresión.

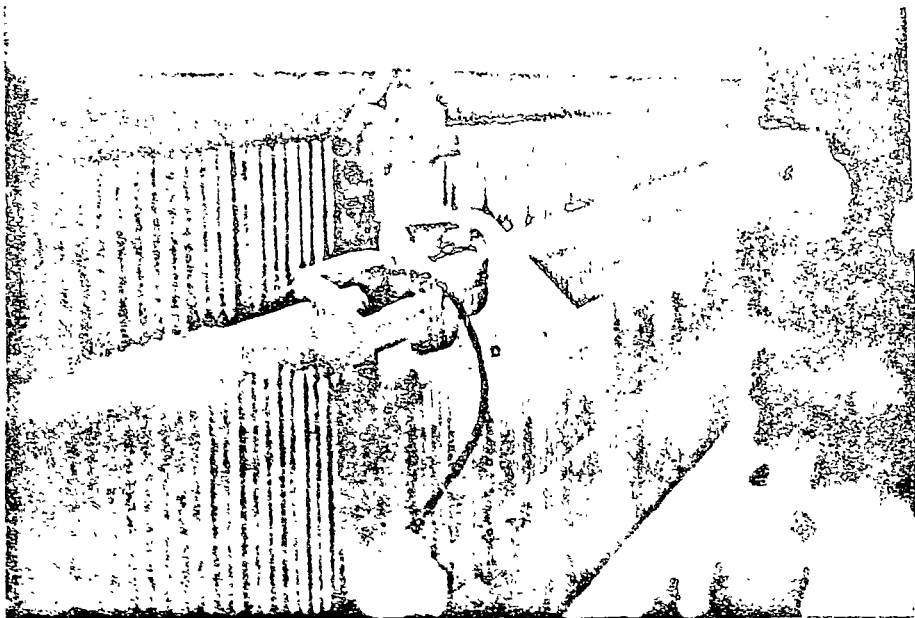


Fig. 9. Barras del pre-tensado con deformímetros eléctricos (strain gages).

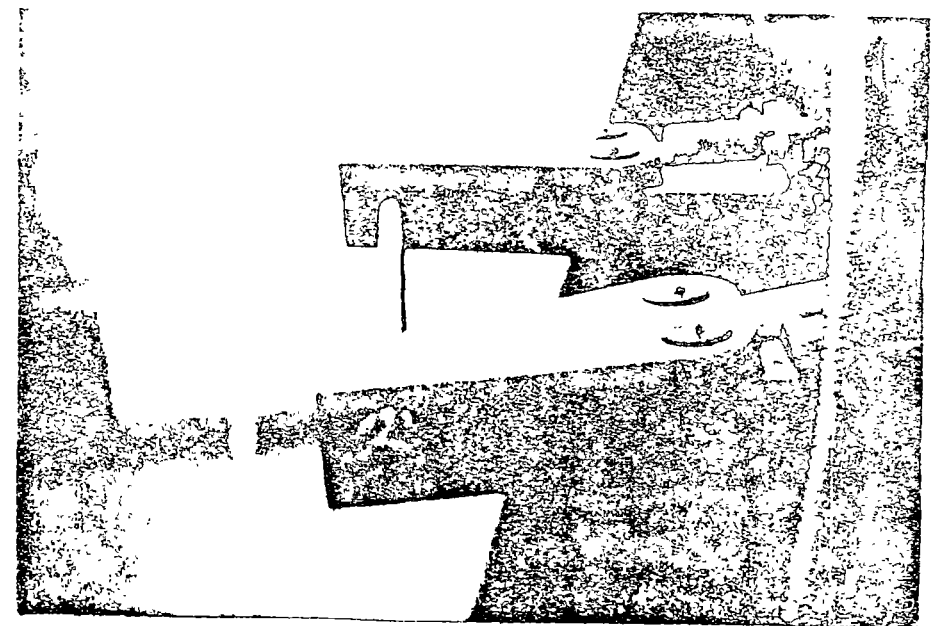


Fig.10. Juego de palancas para tensar simultáneamente a ambos lados de la columna.

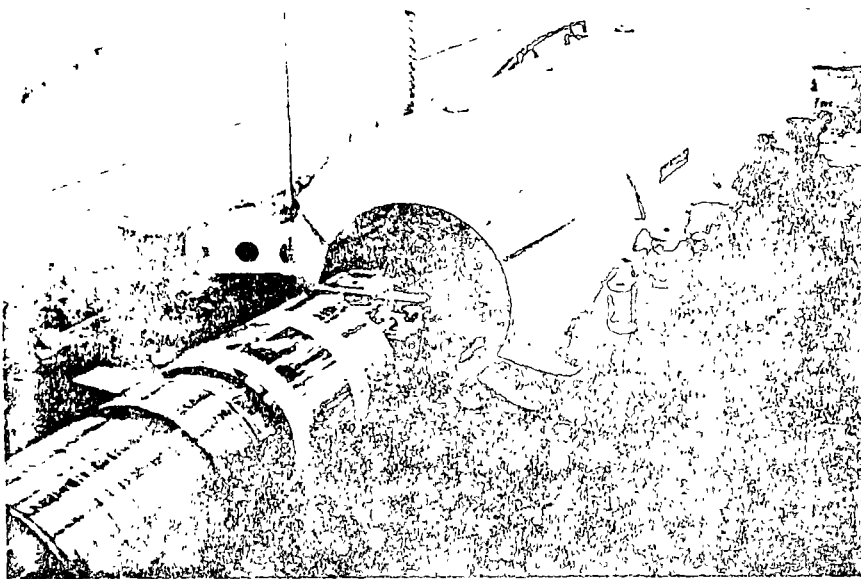


Fig. 11. Columna en cantilever con todos sus elementos para introducirse al tanque.

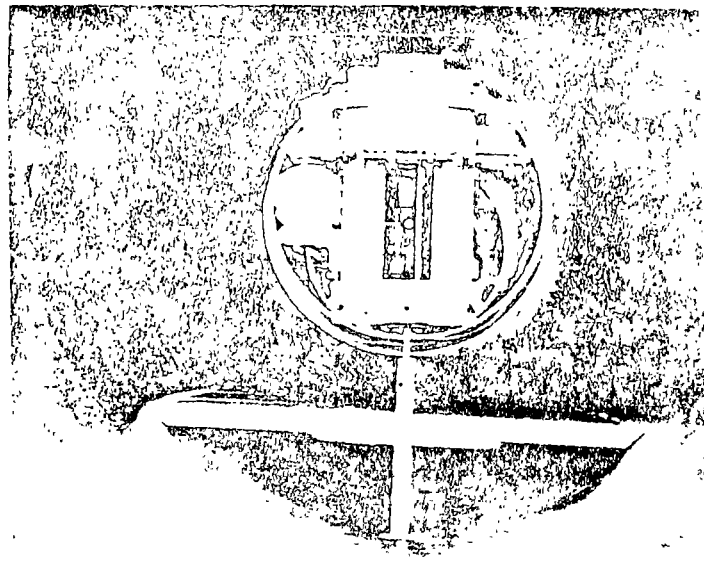


Fig. 12. Columna dentro del tanque. Nótese el espacio para la banda y el tubo acelerador.

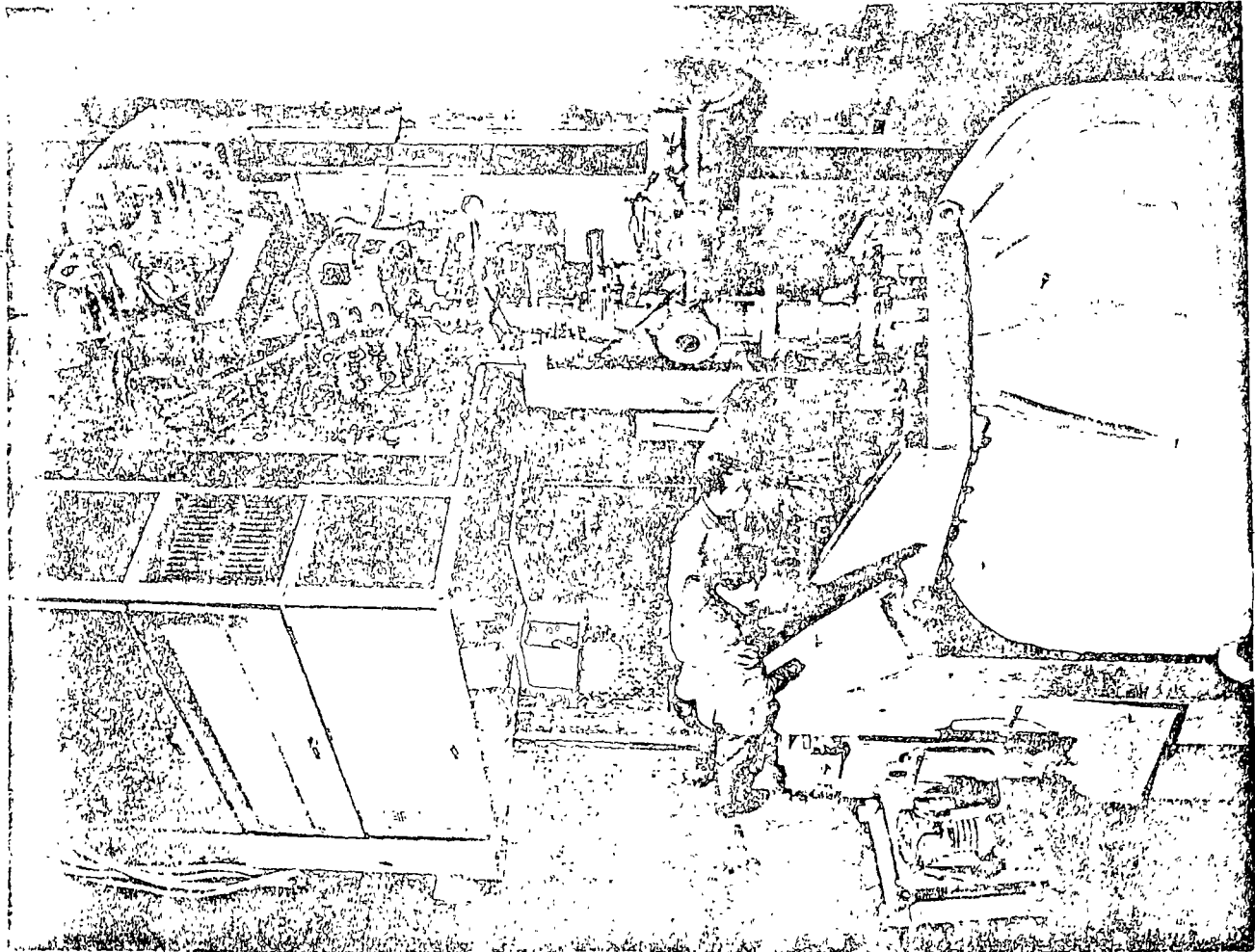


Fig. 13. Un aspecto del acelerador terminado. En esta región de baja energía aparecen la fuente de iones negativos, el deflector magnético para inyección y una de las estaciones de bombeo de alto vacío.

A medida que se aumentaba la fuerza de compresión con incrementos de 2 ton., se descargaba la misma fuerza en las barras de pre-compresión, hasta poder retirar el marco correspondiente.

La orientación previa del tanque (22 ton.) se efectuó con una precisión de 1mm., flotándolo en aceite a presión dentro de un arosello ("O"ring) mientras se desplazaba para su orientación.

Los tubos aceleradores (Figs.3 y 12), hubo necesidad de orientarlos con precisión de 0.1mm., dejando el centro elevado 1.5mm., para compensar por el alargamiento del tanque al someterlo a la presión (14 atmósferas) del gas aislante.

El aspecto de conjunto en la zona de baja energía con su fuente de iones aparece en la Fig. 13.

Marcos Mazari.  
Investigador de los Institutos de  
Física e Ingeniería.  
Julio 1978.



· ACERO DE REFUERZO

Ing Luis Salazar Zúñiga

Agosto, 1978

# I N D I C E

	ESPECIFICACIONES PARA ACERO UTILIZADO EN LA CONSTRUCCION	1
I	VARILLAS PARA SER UTILIZADAS COMO REFUERZO EN ESTRUCTURAS NORMALES DE CONCRETO	2
II	ALAMBRE Y TORON PARA UTILIZARSE EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO	2
III	ACERO ESTRUCTURAL	3
IV	METODOS DE PRUEBAS MECANICAS PARA PRODUCTOS DE ACERO	3
V	RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL	6

FIGURAS 1 a 11

ANEXOS

## ESPECIFICACIONES PARA ACERO UTILIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN

Tomando en consideración su aplicación específica en las estructuras de concreto y acero, la Secretaría de Industria y Comercio, a través de su Departamento de Normalización Nacional, establece los requisitos de calidad que debe reunir el acero utilizado en la construcción, así como los métodos de ensaye para verificarla, los cuales sirven de apoyo a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el DF.

Los valores que se señalan en estas normas pueden considerarse total o parcialmente para adoptarlas como especificaciones de una obra en particular, aconsejando que cualquier cambio o ajuste que se haga sea siempre en sentido positivo, incrementando su rigurosidad.

En la formulación de estas normas, intervienen técnicos especializados de instituciones oficiales y privadas, organizadas en comités que tienen también a su cargo su revisión y actualización.

Además de la participación del Departamento de Normalización, intervienen en estos trabajos, el Colegio de Ingenieros Civiles de México, el Centro de Investigación de Materiales (UNAM), las Secretarías de Estado, como la de Recursos Hidráulicos, Instituto Mexicano del Seguro Social, Instituto Mexicano del Petróleo, el Departamento de Industria Militar y los propios fabricantes del acero. Se consultan también normas de instituciones técnicas extranjeras como la ASTM y ACI.

Se puede afirmar que en la actualidad los principales fabricantes de estos productos de acero se preocupan seriamente por mantener su calidad dentro de las normas establecidas y para ello cuentan en sus fábricas con laboratorios para análisis físicos y químicos que les permiten definir con oportunidad las características de la materia prima y de los productos terminados. Las laminadoras importantes cuentan con equipos de laboratorio avanzados, como por ejemplo el de rayos X para análisis químicos con el que logran determinar en muy corto tiempo (unos 10 minutos), los componentes químicos

...

principales como el carbono, manganeso, fósforo, azufre y otros; lo que reduce en un porcentaje elevado las posibles deficiencias en la fabricación.

Con el objeto de llevar un orden en la presentación de las Normas de Calidad a que nos hemos venido refiriendo, se ha seguido la siguiente clasificación:

I. VARILLAS PARA SER UTILIZADAS COMO REFUERZO EN ESTRUCTURAS NORMALES DE CONCRETO

I.1 Varillas corrugadas y lisas de acero procedentes de lingotes o palanquilla. Norma DGN-B6-1974

La mayor parte del acero de refuerzo que se consume en el país corresponde a este tipo, clasificándose en tres grados de calidad que se establecen atendiendo a su resistencia en el límite de fluencia expresada en  $\text{kg/mm}^2$  como sigue: Grados 30, 42 y 52.

I.2 Varillas corrugadas torcidas en frío procedentes de lingotes o palanquilla. Norma DGN-B-294-1972.

Este tipo de varillas de acero tiene una producción reducida, y es elaborado por una sola de las grandes laminadoras (Aceros Ecatepec), fabricándose en tres grados: 42, 50 y 60.

I.3 Alambre de acero estirado en frío utilizado como refuerzo en el concreto, ya sea individualmente o en forma de malla. Norma DGN-B253-1975.

II. ALAMBRE Y TORON PARA UTILIZARSE EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRESFORZADO

II.1 Alambre sin recubrimiento relevado de esfuerzos. Norma DGN-293-1974.

En este caso el límite de fluencia que se especifica, varía de acuerdo al diámetro en que se fabrica el alambre y no hay clasificación en grados de calidad.

...

II.2 Torón de siete alambres sin recubrimiento relevado de esfuerzos. Norma DGN-B-292-1974.

Se clasifica en dos grados de calidad atendiendo a la resistencia de ruptura mínima expresada en  $\text{kg}/\text{mm}^2$ ; estos grados son: 176 y 190.

En estos dos últimos materiales, el concepto "relevado de esfuerzos" se refiere al procedimiento final a que son sometidos para eliminar los esfuerzos que hubieran quedado durante el proceso de fabricación y consiste en hacer pasar el producto terminado por un ambiente con temperatura uniforme no mayor a los  $350^\circ\text{C}$ .

III. ACERO ESTRUCTURAL

III.1 Acero estructural para puentes y edificios (DGN-38-68).

En este acero se considera un sólo grado para un límite de fluencia de  $23 \text{ kg}/\text{mm}^2$  como mínimo.

III.2 Acero estructural con límite de fluencia mínima de  $29.5 \text{ kg}/\text{mm}^2$  y espesor máximo de 12.7 mm. Norma DGN-B-99-1972.

III.3 Acero estructural de alta resistencia mecánica y a la corrosión. Norma DGN-B-172-1967.

IV. METODOS DE PRUEBAS MECANICAS PARA PRODUCTOS DE ACERO. Norma DGN-B-172-1970.

Se describen los procedimientos y métodos de ensaye de las pruebas mecánicas siguientes:

- . Tensión
- . Doblado
- . Dureza
- . Impacto

Prueba de tensión.

La prueba de tensión consiste en someter un espécimen maquinado o bien con la sección original del producto a una

carga cuantificada y suficiente para causar una ruptura (fig 1 A1).

La muestra para las pruebas se deberá tomar de acuerdo a lo indicado en las normas aplicables al producto de que se trata, así, en el caso de acero laminado se prueban usualmente en dirección longitudinal, pero en algunos casos donde las dimensiones lo permitan y el servicio que van a prestar lo justifique, la prueba se realiza en la dirección transversal, radial o tangencial (figs 1 A3 y 2). En el caso de aceros forjados, el metal para la prueba de tensión normalmente se obtiene permitiendo salientes o prolongaciones a uno o más lados de las forjas, ya sea en todos o en un número representativo como lo indiquen las normas aplicables al producto.

Las muestras de acero vaciado, de las cuales se van a preparar especímenes para prueba de tensión, define ser vaciados junto con la pieza cuando sea practicable. Si el diseño de la pieza fundida es de la que las muestras no pueden ser obtenidas simultáneamente, las muestras deben vaciarse por separado (fig 3).

En los procedimientos de prueba que señala la Norma DGN-B-172-1970, se indica los métodos que deben seguirse para determinar el límite de fluencia ( $f_y$ ); la figura 7, corresponde al valor definido de  $f_y$ , al detenerse el avance de la aguja de la prensa al terminarse el periodo de proporcionalidad señalado por la rodilla de la curva; este método se aplica para los grados 30 y 42.

Cuando el acero no tenga un límite de fluencia definido, el valor de  $f_y$  se determina como sigue:

- a) Alargamiento bajo carga usando divisores con una longitud calibrada de 203.2 mm. El alargamiento bajo carga debe ser de 1 mm para el grado 30 y 42 y de 1.2 mm para el grado 52 y debe determinarse para una longitud calibrada de 203.2 mm. La carga de fluencia debe reportarse cuando la longitud calibrada

...

bajo carga llegue a ser 204.2 mm ó 204.4 mm, respectivamente (fig 8).

- b) Alargamiento bajo carga por el método del diagrama autográfico o mediante un palpador extensómetro aplicado al cuerpo de la probeta. El alargamiento bajo carga debe ser de 0.5% para los grados 30 y 42 y de 0.6% para el grado 52 (fig 9).

#### Prueba de doblado.

La prueba de doblado tiene por objeto evaluar la ductilidad, pero no puede considerarse como un medio cuantitativo para predecir las características de servicio en operaciones de doblado. La severidad de esta prueba es una función del ángulo de doblez y del diámetro interior sobre el que se dobla el espécimen, así como de la sección transversal del mismo. Estas condiciones varían de acuerdo a la localización y orientación de los especímenes de prueba, su composición química, propiedades de resistencia a la tensión, dureza, tipo y calidad del acero especificado (fig 1 B1).

#### Prueba de dureza.

La prueba de dureza es un medio para determinar la resistencia a la penetración y ocasionalmente se emplea para obtener una aproximación de la resistencia a la tensión. Existen varias medidas para determinar la dureza, las más comunes son el BRINELL y el ROCKWELL.

#### Prueba de impacto.

Esta prueba es un ensayo dinámico en el cual un espécimen seleccionado, cuya superficie ha sido rectificadas o pulidas, y generalmente, ranurada, se rompe en un sólo golpe en una máquina de prueba diseñada especialmente y se miden los valores de la energía absorbida, necesaria para fracturar el espécimen. Los valores de energía así determinados, son comparaciones cualitativas y sobre un espécimen seleccionado, y no pueden convertirse a números de energía que puedan servir para cálculos de ingeniería de diseño (figs 1 C1, 10 y 11).

## V. RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su capítulo correspondiente a construcción, establece lo siguiente:

1. Para el acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado, deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.
2. Antes de su colocación deberá revisarse que el acero no haya sufrido daño alguno, en especial después de un largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos en el acero dudoso.
3. Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.
4. No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.
5. Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el director de la obra permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530 °C) si no está tratado en frío, ni a más de 400 °C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.
6. Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado, no deben tratar de enderezarse, sino que se rechazarán.
7. El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.



Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

8. Control de la obra. El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere a su esfuerzo de fluencia.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío), se procederá como sigue:

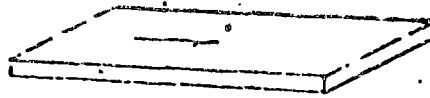
De cada lote de 10 ton o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión, que no sea de los extremos de barras completas. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y substituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior, debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayes. Estos se realizarán de acuerdo con la norma DGN-B172. Si el porcentaje de alargamiento de algún espécimen en la prueba de tensión es menor que el especificado en la norma DGN respectiva y, además, alguna parte de la fractura queda fuera del tercio medio de la longitud calibrada, se permitirá repetir la prueba.

Si el esfuerzo de fluencia de un espécimen resulta mayor o igual que el mínimo especificado para ese grado en la norma DGN correspondiente, y si además, cumple con los otros requisitos de la norma, se podrá usar el lote representado por el espécimen. En caso contrario, el lote se rechazará.

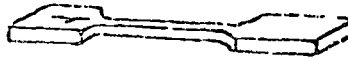
En sustitución del control en obra se admitirá la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente.

F I G U R A S



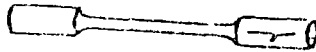
Muestra longitudinal

A1



Espécimen plano para la prueba de tensión longitudinal

A2



Espécimen redondo para la prueba de tensión longitudinal

B1

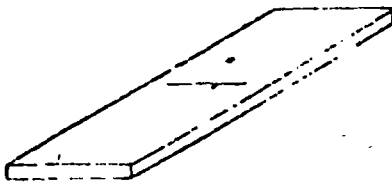


Espécimen para la prueba longitudinal de doblado  
----- indica la dirección del laminado.

C1

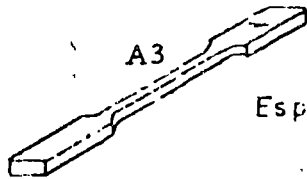


Espécimen para la prueba de impacto longitudinal



Muestra transversal

A3



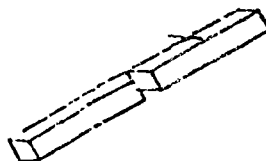
Espécimen plano para la prueba de tensión transversal

B2



Espécimen para la prueba de doblado transversal

C2



Espécimen para la prueba de impacto transversal

FIG. 1. Relación de las muestras y especímenes de prueba de acuerdo a la dirección del laminado (aplicable a productos forjados en general).

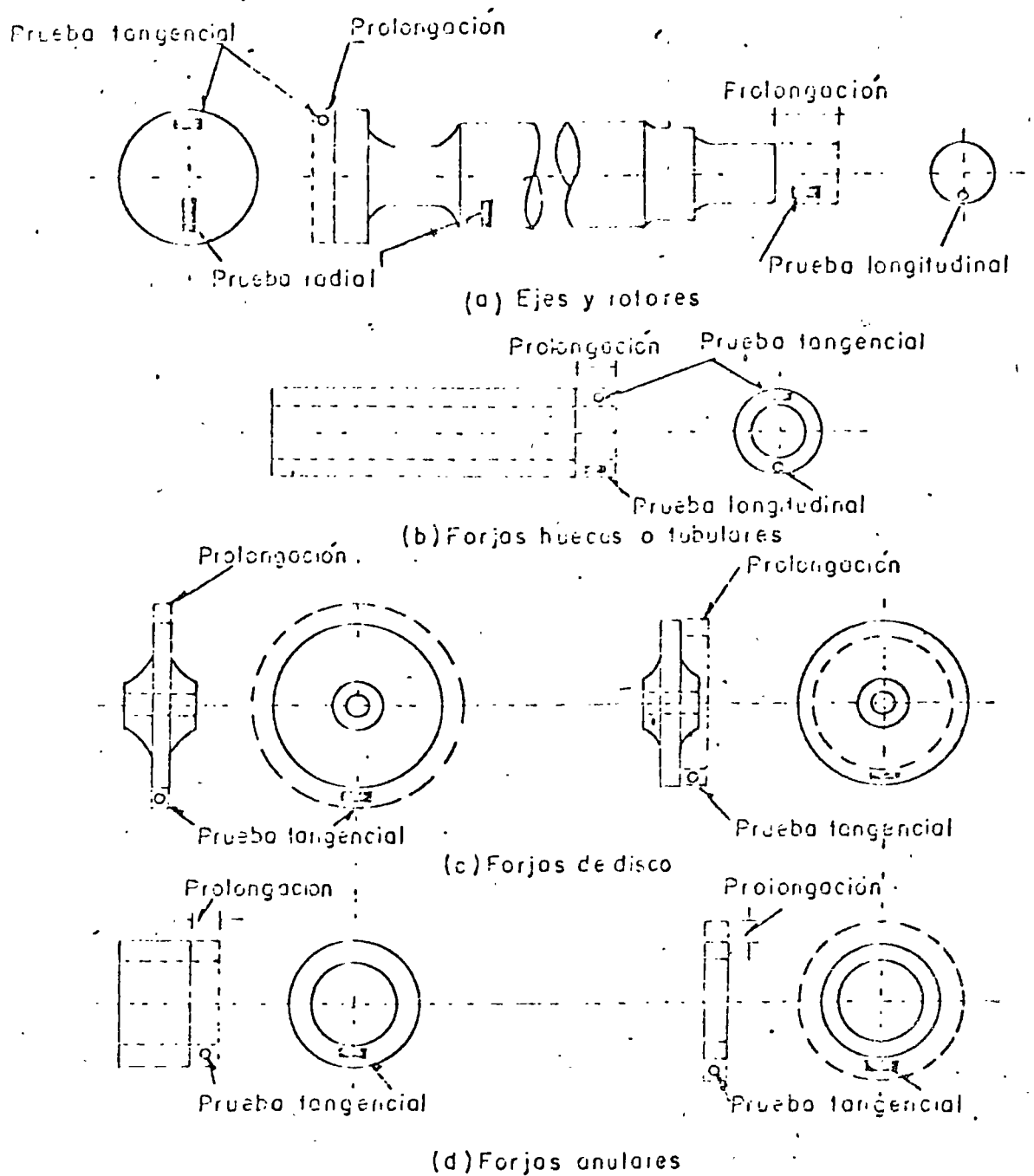
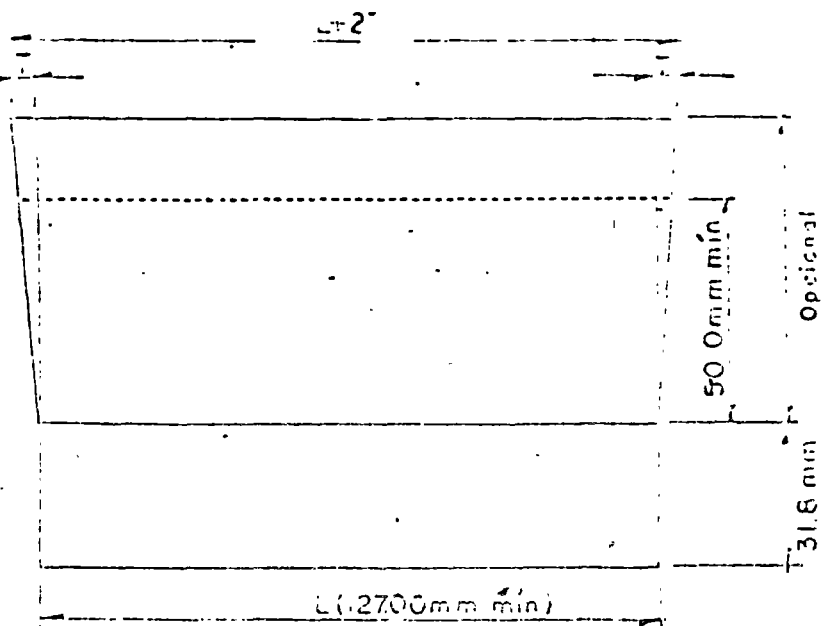
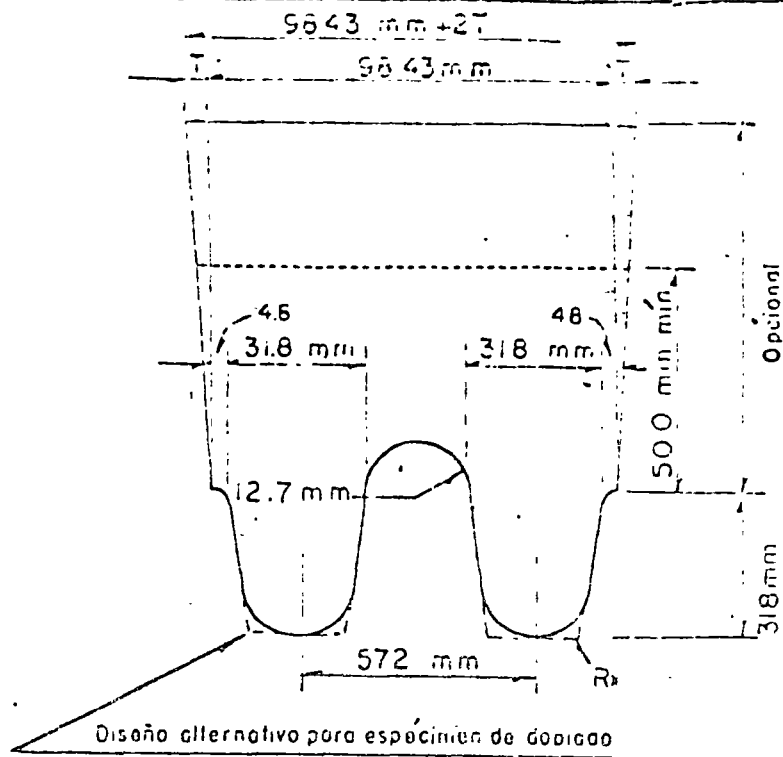
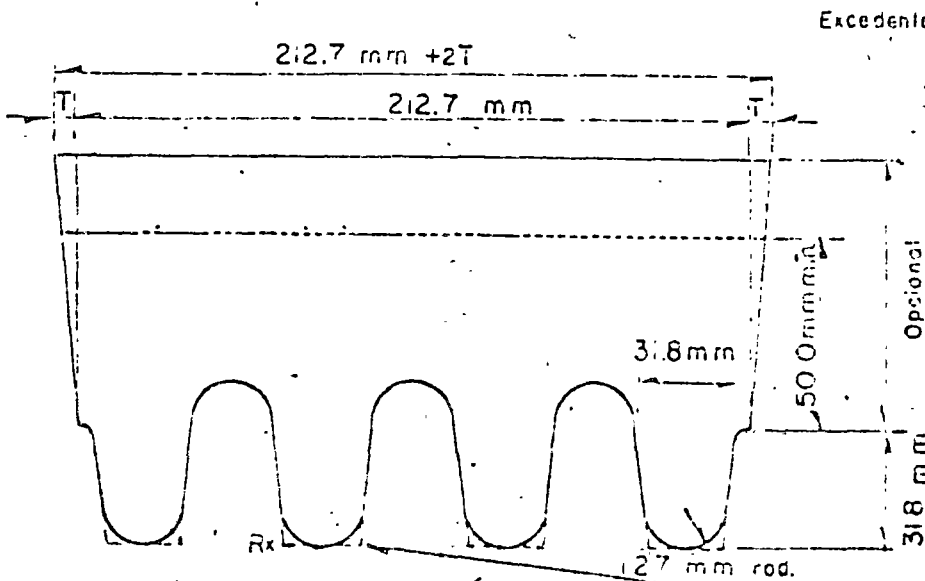


FIG 2-Localización de los especímenes de prueba de varios tipos de forja

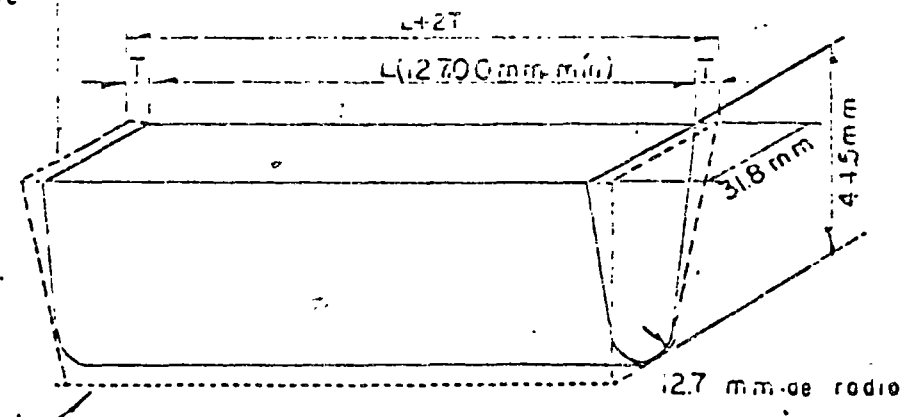


(a) Diseño del bloque de doble saliente



(b) Diseño para bloque de salientes

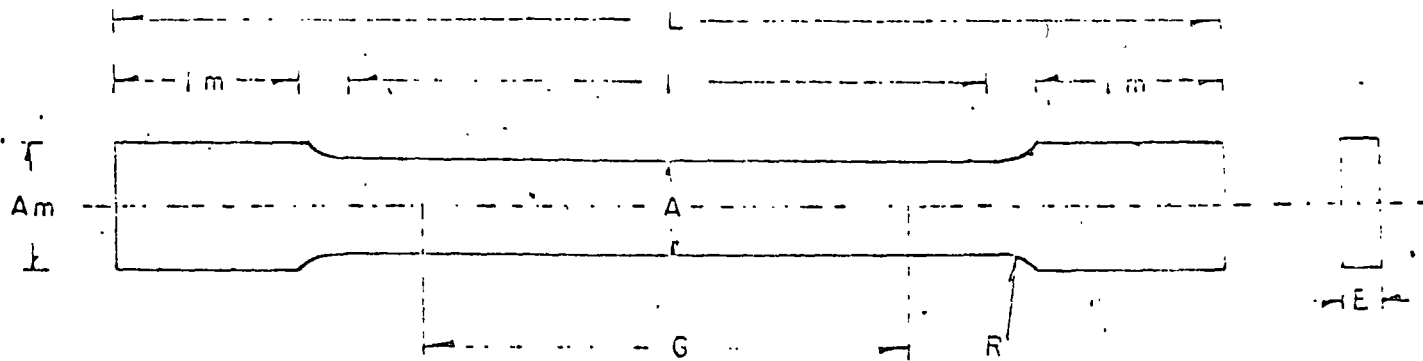
Excedente si se requiere



NOTA: El radio entre los salientes puede ser opción del fundidor

(c) Diseño de los salientes

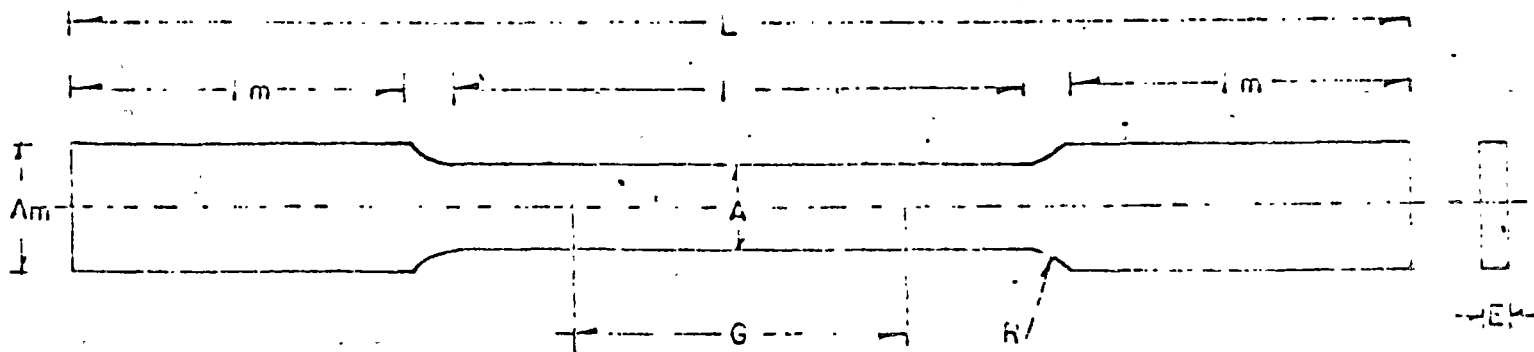
Fig. 3 Bloques de prueba para fundiciones (Ver tabla I para detalle de diseño)



Dimensiones

G - Longitud calibrada (nota 1)	203.20 mm $\pm$ 2.5 mm
A - Ancho (notas 2 y 3)	38.10 mm (+ 3.18 mm - 6.35 mm)
E - Espesor	Espesor del material
R - Radio de la zona de transición (nota 4)	25.40 mm mín.
L - Longitud total	460 mm mín.
l - Longitud de la sección reducida	228 mm mín.
l m - Longitud de la zona de sujeción (nota 5)	76 mm mín.
Am - Ancho de la zona de sujeción (notas 1 y 6)	50 mm aprox.

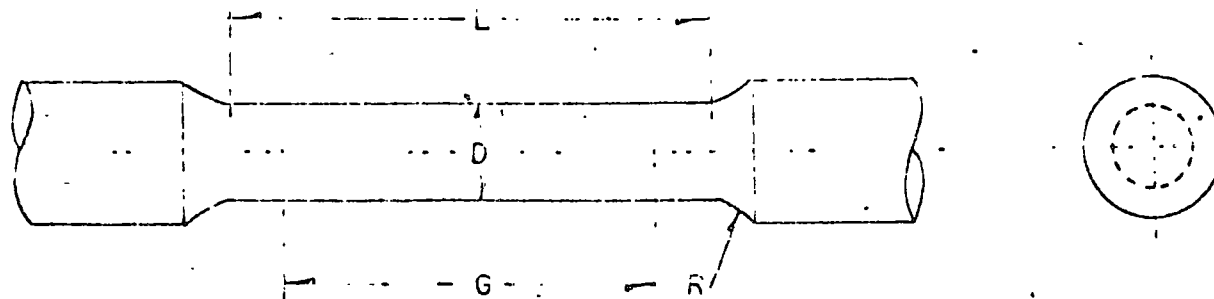
FIG. 4.- Especímenes estándar rectangulares de 203.20 mm de longitud calibrada para la prueba de tensión.



Dimensiones

G - Longitud calibrada	50.80 mm ± 0.3 mm
A - Arco (notas 1 y 2)	12.70 mm ± 0.25 mm
E - Espesor	Espesor del material
R - Radio de la zona de transición	12.70 mm mín.
L - Longitud total	203.20 mm mín.
l - Longitud de la sección reducida	57.15 mm mín.
l <sub>m</sub> - Longitud de la zona de sujeción (nota 3)	50.80 mm mín.
A <sub>m</sub> - Ancho de la zona de sujeción (notas 1 y 4)	19.05 mm aprox.

FIG.5 - Espécimen rectangular para prueba de tensión con una longitud calibrada de 50.80 mm



	Especímenes de tamaño pequeño proporcionales al estándar		
	Especímen estándar	Redondo de 8.89 mm	Redondo de 6.35 mm
G - Longitud calibrado	50.80 mm $\pm$ 0.13 mm	35.56 mm $\pm$ 0.13 mm	25.40 mm $\pm$ 0.13 mm
D - Diámetro (nota 1)	12.70 mm $\pm$ 0.25 mm	8.89 mm $\pm$ 0.18 mm	6.35 mm $\pm$ 0.13 mm
R - Radio de la zona de transición	9.53 mm	9.53 mm	6.35 mm
L - Longitud de la sección reducida mín. (nota 2)	57.15 mm	44.45 mm	31.75 mm

FIG-6. Especímen redondo estándar de 12.70 mm de diámetro y 50.80 mm de longitud calibrado y ejemplos de especímenes pequeños proporcionales a los estándar.



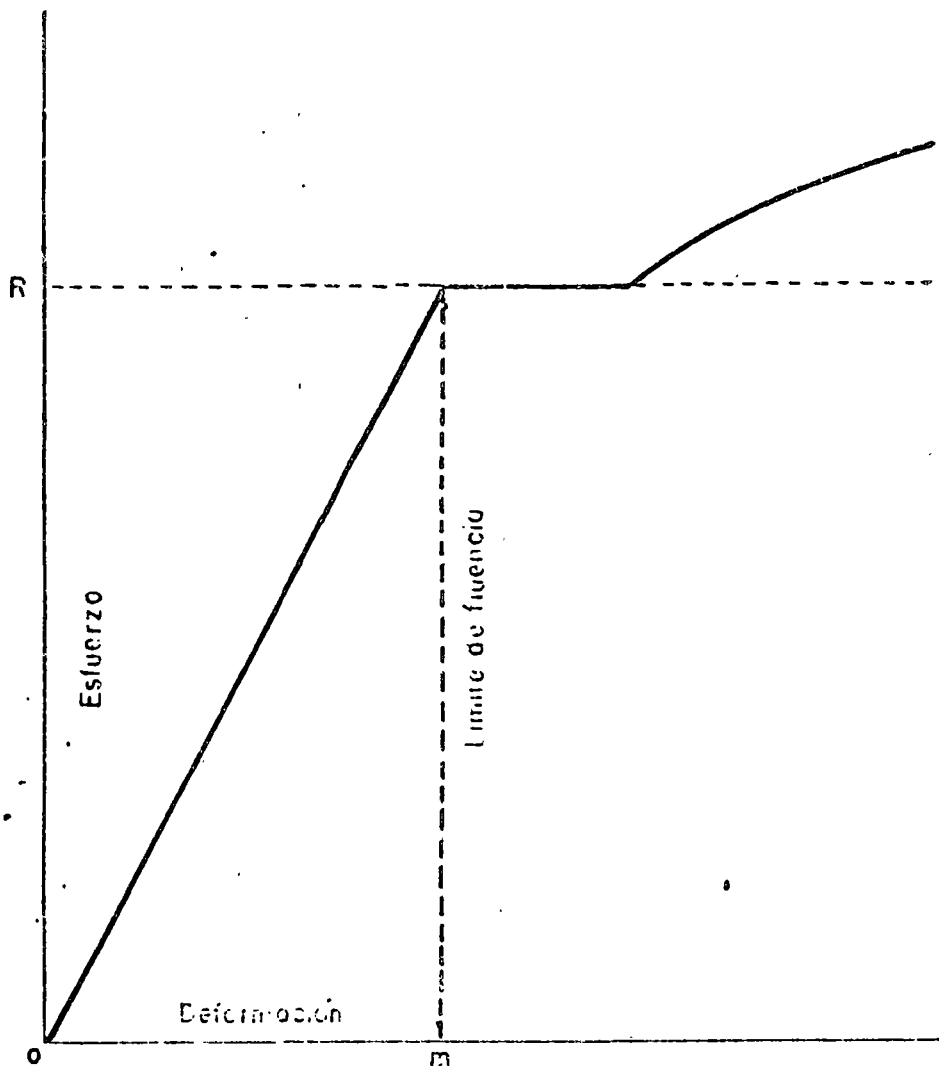
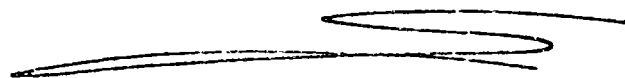


Fig.7 - Diagrama Esfuerzo-Deformación que muestra el límite de fluencia en la rodilla de la curva.



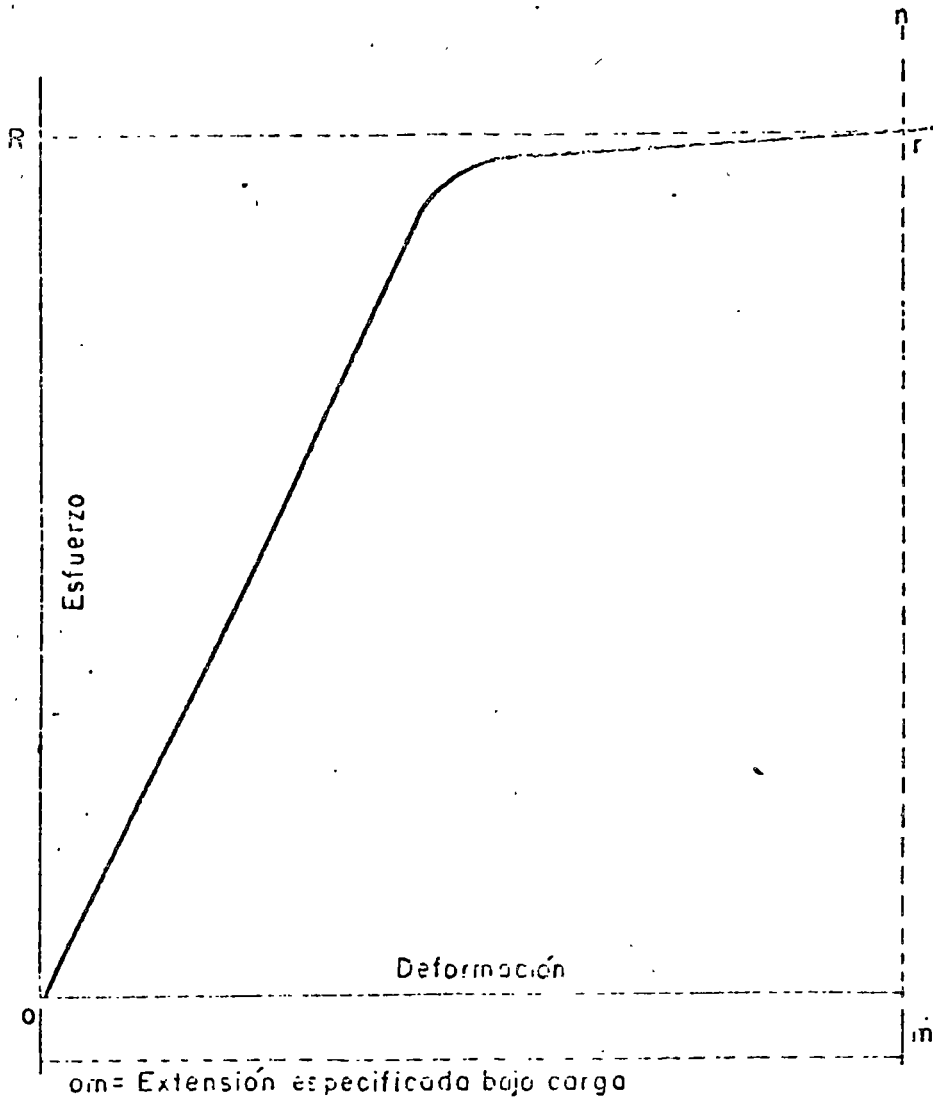
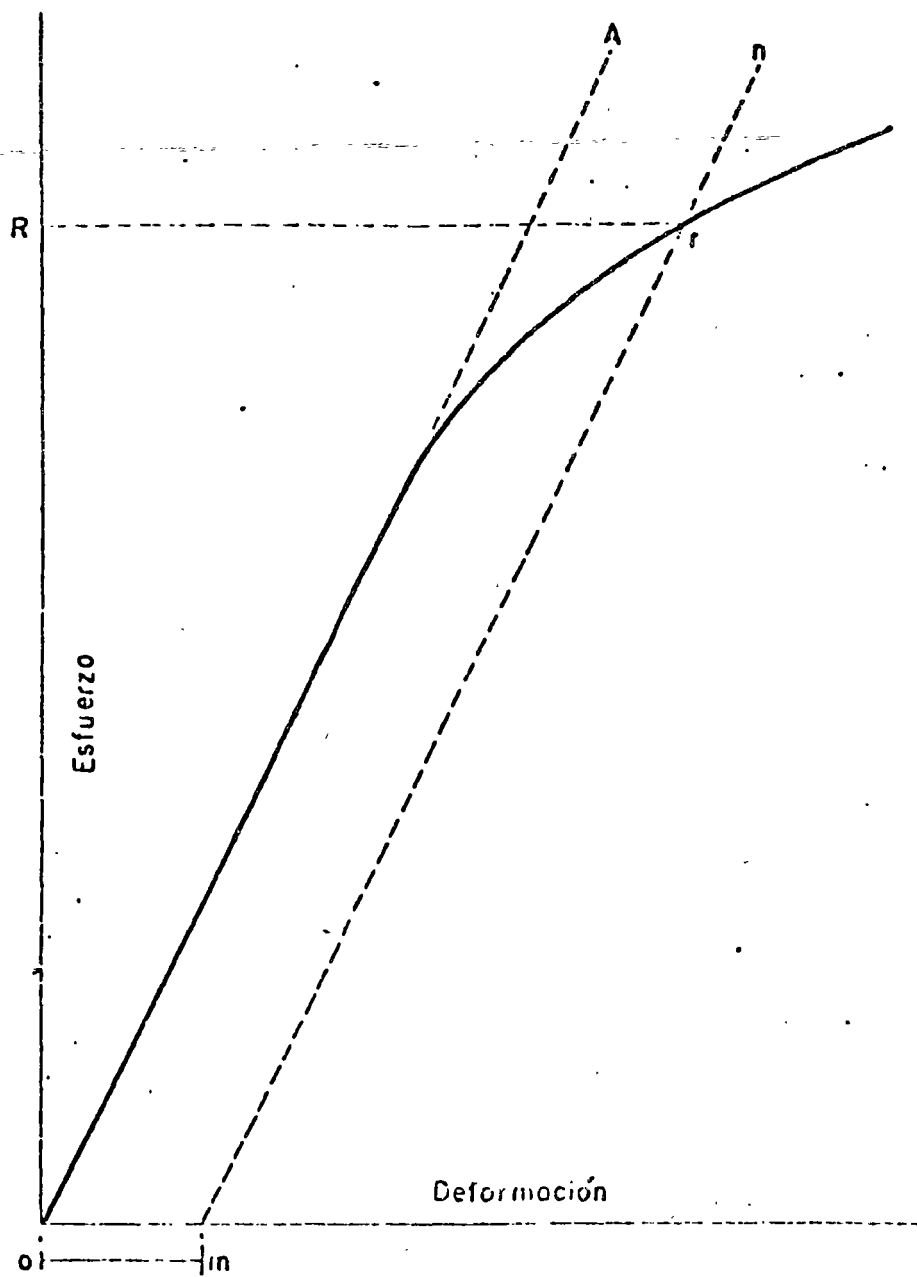
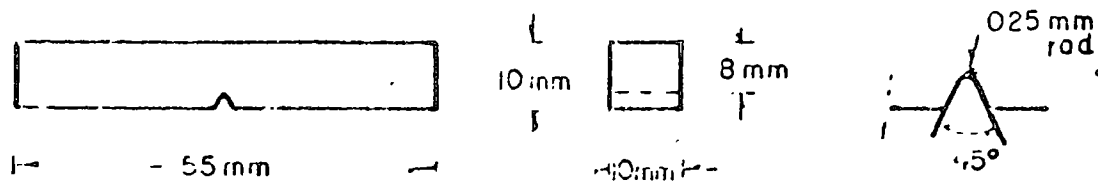


Fig 8 - Diagrama Esfuerzo-Deformación que muestra el límite de fluencia o la resistencia de fluencia por el método de extensión bajo carga

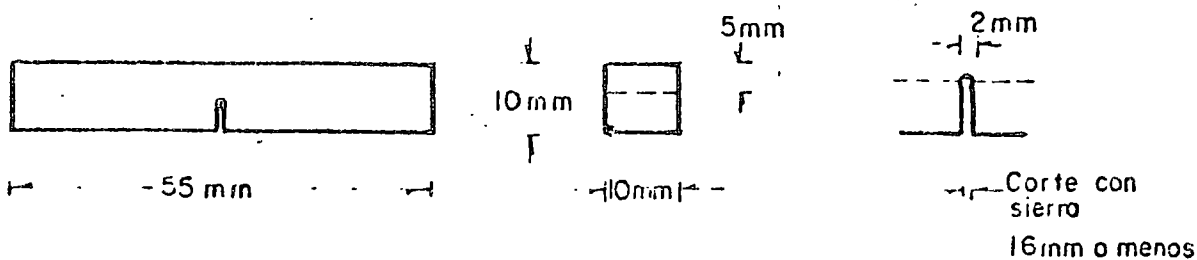


$o_i$  = Deformación permanente especificada

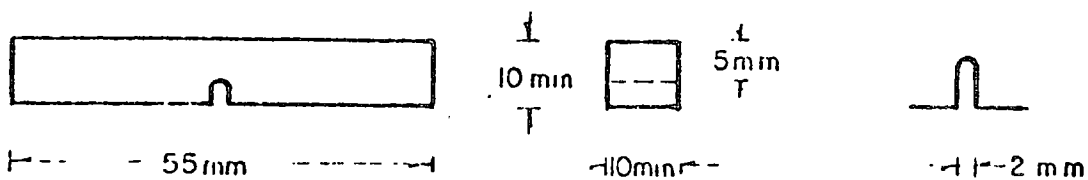
Fig 9 - Diagrama Esfuerzo-Deformación para la determinación de la resistencia de fluencia por el método de la deformación permanente (offset).



TIPO A



TIPO B

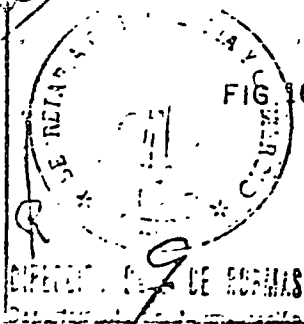


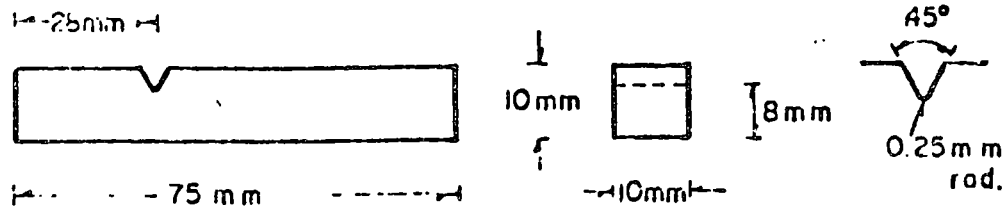
TIPO C

NOTA: - Las variaciones permisibles son las siguientes:

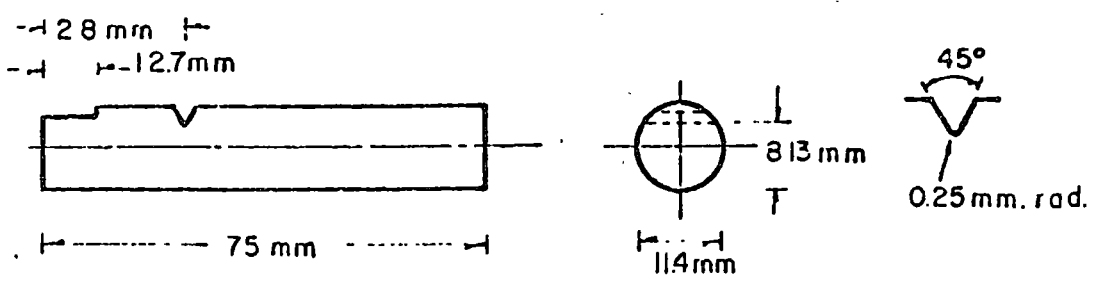
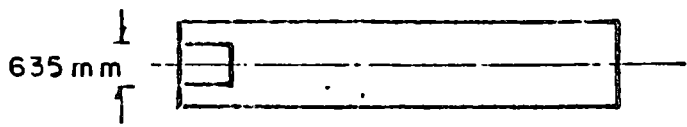
Los lados adyacentes deben estar a	90 grados $\pm$ 10 minutos
Dimensiones de la sección transversal	$\pm$ 0.025 mm
Longitud del espécimen	+ 0.0, - 2.5 mm
Angulo de la ranura	$\pm$ 1 grado
Dimensiones al fondo de la ranura:	
Especimen tipo A	8 $\pm$ 0.025 mm
Especímenes tipo B y C	5 $\pm$ 0.050 mm

FIG. 10. - Especímenes A, B y C de viga simple para la prueba de impacto.





TIPO D



TIPO E

NOTA.- Las variaciones permisibles son las siguientes:

Dimensiones de la sección transversal	$\pm 0.025 \text{ mm}$
Longitud del espécimen	$+0.0, -2.5 \text{ mm}$
Angulo de la ranura	$\pm 1 \text{ grado}$
Radio de la ranura	$\pm 0.025 \text{ mm}$
Dimensiones al fondo de la ranura:	
Cuadrado	$8 \pm 0.025 \text{ mm}$
Redondo	$6.13 \pm 0.025 \text{ mm}$

FIG. 11- Especímenes en cantiliver tipos DyE para la prueba de impacto.

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE OCCIDENTE

A N E X O S

## INDICE DE ANEXOS

- A NORMA DGN-B6-1974  
Varillas corrugadas y lisas, de acero, procedentes de lingote o palanquilla, para refuerzo de concreto
- B NORMA DGN-B-294-1972  
Varillas corrugadas de acero, torcidas en frío, procedentes de lingote o palanquilla, para refuerzo de concreto
- C NORMA DGN-B-253-1975  
Alambre de acero, estirado en frío, para refuerzo de concreto
- D NORMA DGN-B-293-1974  
Alambre sin recubrimiento, relevado de esfuerzos, para usarse en concreto reforzado
- E NORMA DGN-B-292-1974  
Torón de siete alambres sin recubrimiento, relevado de esfuerzos para concreto presforzado
- F NORMA DGN-B-1968  
Acero estructural para puentes y edificios
- G NORMA DGN-B-99-1972  
Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 29.5 kg/mm<sup>2</sup> y con espesor máximo de 12.7 mm
- H NORMA DGN-B-283-1968  
Acero estructural de alta resistencia mecánica y a la corrosión



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

CONTROL DE CALIDAD

ING. RICARDO OLVERA BUSTAMANTE

AGOSTO, 1978.



## CONTROL DE CALIDAD EN PUENTES

En la construcción de los puentes se utilizan diversos materiales, cuya calidad debe controlarse para asegurar el funcionamiento adecuado de esas estructuras. Los materiales más importantes a este respecto, son la madera, la piedra, el mortero, el concreto y el acero, existiendo también otros materiales importantes pero de menor uso, como las pinturas, las resinas y los que se utilizan en sistemas de apoyo a base de placas.

En las siguientes páginas se tratarán como temas los materiales antes mencionados, sin entrar en detalle -- respecto al control de calidad de cada uno de ellos; -- pero sí se tratará de proporcionar la información más importante al respecto y orientar sobre algunos casos especiales que se pueden presentar.

## CONTROL DE CALIDAD EN MADERA PARA PUENTES

### GENERALIDADES:

La utilización de la madera debe llevarse a cabo de acuerdo con las técnicas modernas respectivas; en los Estados Unidos y otros países de tecnología avanzada, el mercado de la madera estructural ha alcanzado un alto grado de desarrollo, estando clasificado este material de acuerdo con su especie, su adaptabilidad a una forma específica de trabajo y se garantiza para trabajar a un cierto esfuerzo unitario máximo, según la calidad y uso de la madera. Los esfuerzos unitarios permisibles se han determinado en dichos países, partiendo de valores obtenidos en diversas series de pruebas efectuadas en probetas de madera sin defectos, para cada especie y zona productora. Estos valores se han disminuido al considerar el efecto de cargas de larga duración, variaciones en la resistencia de la madera, coeficiente de seguridad, etc., con lo cual se obtienen los esfuerzos unitarios básicos, que modificados en función de la calidad de la madera ( cantidad, tamaño y posición de nudos, grietas, rajaduras, densidad, etc.) y el tipo de esfuerzo de trabajo, determinan los esfuerzos unitarios permisibles.

En nuestro medio no se ha alcanzado un grado de control siquiera cercano al de los países antes mencionados; la madera disponible en nuestro mercado está clasificada de acuerdo con su especie y grado de calidad ( selecta, primera y segunda ) y como tal grado de calidad no se determina desde el punto de vista estructural ( los defectos no se consideran desde el punto de vista de la resistencia ) sino que se fija exclusivamente por apreciación, dicha clasificación no significa una garantía muy confiable respecto a la capacidad de carga de la madera. No se tiene conocimiento de que en nuestro país se hayan efectuado un número suficiente de pruebas para obtener datos confiables respecto a las características mecánicas de las diferentes maderas que se producen en México.

Los esfuerzos unitarios permisibles en nuestro país, están basados en algunas pruebas de varias especies de madera. Los promedios de los resultados obtenidos, para obtener los esfuerzos unitarios básicos, fueron afectados por coeficientes deducidos de maderas americanas de igual especie; a su vez, los esfuerzos básicos se modificaron para obtener los esfuerzos unitarios permisibles, tomando en cuenta los posibles defectos de la madera, según nuestra clasificación comercial.

En lo referente a herrajes, las cargas permisibles se basan en datos de maderas norteamericanas, comparables en características mecánicas a las del país.

### CLASIFICACION DE MADERAS

Madera estructural clasificada, es aquella para la que se han establecido esfuerzos unitarios permisibles, de acuerdo con su especie, zona de origen, calidad y tipo de pieza.

Madera estructural laminada-pegada, es aquella formada de láminas de madera estructural clasificada, pegadas con adhesivos resistentes a la acción de la humedad, que proporcionan una resistencia al esfuerzo rasante, igual o mayor que la madera en el sentido de la fibra.

Madera preservada, es madera estructural clasificada sometida a un tratamiento adecuado para su preservación.

Maderas no clasificadas, son las no incluidas en los grupos anteriores, para cuyo uso deben determinarse los esfuerzos unitarios correspondientes, efectuando pruebas en muestras representativas de cada una.

### DENOMINACION

La denominación de la madera debe incluir el nombre comercial, el grado de calidad, tratamiento preservativo, acabado de caras y lados y las dimensiones reales después del cepillado que se requiera en cada caso.

Polines y Tablones, son las piezas de sección rectangular con espesor de 2" a 5" y ancho de 4" o más, que trabajarán a flexión, en cualquier posición. También podrán trabajar a flexotensión, si la suma de los diámetros de los nudos en cualquier tramo de 15 cm., no excede al doble del diámetro del nudo máximo permisible.

Largueros y Vigas, son piezas con espesor de 2" o más y ancho de 8" o más que trabajan a flexión, debiendo aplicarse los esfuerzos unitarios permisibles con la carga aplicada sobre la cara mayor. Cuando se utilicen para cubrir dos claros, las limitaciones de defectos especificados para el tercio medio de vigas simples, se aplicarán al tramo central de dos tercios de la pieza.

Columnas y Piezas pesadas, son de sección aproximadamente cuadrada de 5" X 5" o más, que generalmente se utilizan como postes o columnas, pero adaptables a otros usos generales donde el esfuerzo de flexión no sea importante. Hay columnas sólidas ( de una sola pieza maciza ) y columnas compuestas ( varias piezas paralelas unidas mediante clavos, pijas o pernos ), clasificándose éstas a su vez en cortas, intermedias y largas; las primeras son las que tienen esbeltez menor de 11 y las últimas mayor de  $0.702\sqrt{E/F_{ep}}$ . No deben utilizarse columnas compuestas largas.

### Esfuerzos Unitarios Permisibles

Los esfuerzos unitarios permisibles se aplican únicamente a la madera estructural clasificada para trabajar bajo cargas de duración normal; dichos esfuerzos son los siguientes:

4

E S P E C I E	Corte	RESISTENCIA DE FIBRAS				Comp. normal a las fibras	Módulo de elasticidad
		Flex.	Tens.	Comp.	Cost.		
Pino blanco ( <i>P. caroliniana</i> )	1a.	80	65	60	6.0	18.0	85.000
Pino rojo ( <i>P. michauxiana</i> )	2a.	60	55	50	6.0	18.0	
Pino de Canadá							
Pino azul ( <i>P. caroliniana</i> ) ( <i>P. densata</i> )							
Pino resal ( <i>P. engelmanni</i> ) ( <i>P. kerrii</i> )	1a.	90	75	70	8.0	20.0	90.000
( <i>P. oregonensis</i> ) ( <i>P. taeda</i> )	2a.	70	65	60	8.0	20.0	90.000
Chalimote blanco ( <i>P. montezumae</i> ) ( <i>P. pseudostrobus</i> ) ( <i>P. strebus chiapanensis</i> )							
Cedro rojo o blanco							
Pino chino ( <i>P. leiophylla</i> ) ( <i>P. bunnholti</i> )	1a. 2a.	100 75	85 70	80 65	9 9	20.0 20.0	100.000 100.000
Pino blanco ( <i>P. durangensis</i> )	1a.	110	90	85	9	25.0	100.000
Pmabete	2a.	85	75	70	9	25.0	100.000
Bari ( <i>Cordia gerascanthus</i> )	1a. 2a.	130.0 100.0	110 95	100 80	10 10	30.0 30.0	110.000
Cocoite ( <i>Gliricidia sepium</i> )							
Dzalán ( <i>Lasyloina bobamensis</i> )	1a.	120.0	100	95	10	25.5	100.000
Guayacán ( <i>Guaiacum officinale</i> )	2a.	90	85	75	10	25.5	
Jobo ( <i>Spondias lutea</i> )							
Encino	1a. 2a.	120.0 90.0	100 85	95 75	10 10	25.0 25.5	100.000
Hicapaque ( <i>Ostrya guatemalensis</i> )	1a. 2a.	150.0 110.0	125.0 105.0	115 95	12 12	30.0 30.0	110.000
Zapotillo ( <i>Pythrorylon ellipticum</i> )	1a. 2a.	135.0 100.0	110 95	100 80	10 10	25.0 25.0	110.000

Los esfuerzos unitarios permisibles, para condiciones de servicio bajo agua se reducen aplicando un coeficiente de 0.9 en compresión paralela a las fibras, - 0.67 en la compresión normal a las fibras y 0.92 en el módulo de elasticidad.- Para servicio en ambiente seco (estructuras cubiertas), se aplicarán los valores de la tabla. En el caso de elementos de madera estructural laminada-pegada que se encuentren en una humedad ambiente mayor de 15 %, también se aplican los valores de la tabla y cuando la humedad es menor del 15 %, se aumentarán los valores de flexión y tensión paralela a las fibras 25 %, compresión paralela a las fibras 37 %, esfuerzo rasante paralelo a las fibras 15 %, compresión normal a las fibras 50 % y el módulo de elasticidad 12 %.

Cargas de duración normal son aquellas que inducen el esfuerzo unitario máximo permisible y que se aplican en forma continua o acumulativa durante un período de aproximadamente de 10 años.

Cargas de duración larga son aquellas en las que la carga máxima permisible actúa permanentemente durante más de 10 años o durante toda la vida de la estructura; en este caso los esfuerzos unitarios permisibles se reducen en 10%.

Cargas de duración Corta son aquellas que actúan durante períodos cortos y en tal caso los esfuerzos unitarios permisibles se pueden aumentar 25 % para 7 días, 33.3 % para 1 día y 100 % para impacto. La capacidad de carga para los herrajes también se podrá aumentar de acuerdo con lo anterior.

Principales especificaciones de la SAHOP para madera estructural

- 1.- La madera estructural es aquella de propiedades y resistencia controladas.
- 2.- La calidad de la madera estructural se clasifica en calidades A, B y C debiéndose indicar la especie botánica a que corresponde como: Caoba, Roble, Oyamel, Guapaque, Sabino, Pino, Encino, Abeto, Nogal Ciprés, Pino-ocote, Cedro, etc.

CARACTERISTICAS ADMISIBLES DE LA MADERA ESTRUCTURAL

Tipo de defecto	Calidad A	Calidad B	Calidad C
Velocidad de crecimiento, máximo.....	16 anillos / 5 cm.	12 anillos / 5 cm.	8 anillos / 5 cm.
Fisuras o grietas, profundidad máxima.....	1/4 del espesor	3/4 del espesor	1/2 del espesor
Inclinación de la fibra, no mayor de .....	1 en 14	1 en 11	1 en 8
Aristas faltantes o gema, no mayor de .....	1/8 de cualquier superficie	1/8 de cualquier superficie	1/4 de cualquier superficie
Bolsas de resina de menos de 3 mm. de ancho, profundidad máxima de .....	1/4 del espesor	1/3 del espesor	1/2 del espesor

- 3.- La madera estructural estará libre de daños por ataques biológicos tales como la putrefacción y la acción de hongos e insectos. La mancha azul no se considera como deterioro. No se aceptan piezas con peso menor de 300 kg/m<sup>3</sup>.
- 4.- La ubicación y dimensiones máximas tolerables de nudos y agujeros son los que se indican en el cuadro de la siguiente hoja.
- 5.- Especificaciones varias relativas a rajaduras, hendeduras y fisuras o grietas.
- 6.- Las dimensiones normales de las piezas de madera estructural aserrada son las siguientes ( puede utilizarse madera de corte especial ), pero se especifican ciertas tolerancias.

DIMENSIONES DE MADERA ESTRUCTURAL

Concepto	Polines y Tablores	Vigas y Largueros	Columnas y Postes
Espesor nominal en mm.	25 a 102	51 y mayor	127 y mayor
Ancho nominal en mm.	102 y mayor	102 y mayor	127 y mayor
Longitud nominal en cm.	Múltiplos - de 60	Múltiplos - de 61	Múltiplos - de 61

- 7.- Especificaciones varias para el corte de la madera.
- 8.- Tolerancias en cuanto a flechas, torceduras y acanaladuras.

Pruebas que se efectúan en madera estructural. Para efectuar las pruebas que a continuación se indican, el muestreo correspondiente se realizará en tramos de madera que no estén dañados, pudiendo tener nudos y nequeños defectos que no afecten sustancialmente la resistencia. De cada lote se obtienen 12 tramos de 6 X 6 X 120 cms., para las pruebas de flexión, compresión, tensión, dureza, cortante, desgarramiento, extracción de clavos, peso volumétrico, contracciones y humedad; para la determinación de la contracción tangencial se toman 2 tramos de 2.5 X 2.5 X 10 cms. cortados transversalmente a las fibras; cuando las piezas tengan más de 20 cms. de diámetro o sección mayor de 15 X 15 cms. y en la madera se aprecien claramente los anillos de crecimiento, se cortarán 2 probetas de 2.5 X 2.5 X 10 cms., tomando la longitud en sentido radial.

DIMENSIONES MAXIMAS TOLERABLES DE NUDOS

Ancho nominal de la superficie de la pieza		CALIDAD A			CALIDAD B			CALIDAD C		
		Nudos en el canto dentro del tercio medio de un miembro en flexión	Nudos en la zona central de un miembro en flexión o en cualquier superficie de un miembro en compresión	Nudos en las aristas de un miembro en flexión o en cualquier superficie de un miembro en tensión	Nudos en el canto dentro del tercio medio de un miembro en flexión	Nudos en la zona central de un miembro en flexión o en cualquier superficie de un miembro en compresión	Nudos en las aristas de un miembro en flexión o en cualquier superficie de un miembro en tensión	Nudos en el canto dentro del tercio medio de un miembro en flexión	Nudos en la zona central de un miembro en flexión o en cualquier superficie de un miembro en compresión	Nudos en las aristas de un miembro en flexión o en cualquier superficie de un miembro en tensión
Pulg.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	25	6	6	—	10	10	3	13	13	6
1 1/2	38	10	10	—	13	13	6	19	16	10
2	51	13	13	3	19	19	10	25	22	13
2 1/2	64	16	16	6	22	22	13	32	29	19
3	76	19	19	10	29	25	16	38	32	22
4	102	25	25	13	38	35	19	51	44	29
5	127	32	32	16	48	44	25	64	57	33
6	152	38	38	19	57	51	29	76	61	44
7	178	41	44	22	60	60	32	83	76	50
8	203	44	51	29	67	67	38	89	86	60
9	229	48	54	32	70	73	44	92	92	67
10	254	51	60	35	73	79	51	98	102	76
11	279	56	64	38	76	86	54	102	108	83
12	305	64	70	41	79	92	60	108	114	89

No se permite la presencia de dos o más nudos de dimensión máxima en un mismo tramo de 305 mm. Para miembros sujetos a flexión, de un solo claro, las dimensiones de nudos que aparecen en la tabla pueden aumentarse cuando éstos se localicen en los tercios exteriores de la pieza; estas dimensiones podrán aumentarse proporcionalmente hacia los extremos hasta valores por 25 por ciento mayores de los que aparecen en la tabla.

La prueba de flexión estática se efectúa en probetas de 5 X 5 X 76 cms., con carga centrada y apoyos separados 70 cms; la carga se aplica con una velocidad de 2.5 mm. por minuto, sobre la cara que muestre superficie tangencial más cercana al corazón del tronco. Cuando no se alcance la ruptura, debe continuarse la determinación hasta una flecha de 15 cms., o hasta una carga de 90 kilos. Se dibuja la gráfica carga-flechas, la que debe mostrar la primera falla, cambios bruscos de comportamiento y la carga máxima. La falla se describirá como frágil, violenta o fibrosa y se indicará si corresponden a tipo de tensión simple, tensión por fibras cruzadas, tensión desgarrante, frágil por tensión, compresión, cortante longitudinal, etc. En esta prueba se reportarán los promedios del módulo elástico y del módulo de ruptura, utilizando las siguientes fórmulas:

$$E = \frac{P}{f} \frac{(L^3)}{48 I} \quad MR = \frac{3}{2} \frac{PrL}{b^2}$$

La prueba de compresión paralela a las fibras se efectúa sobre 6 probetas de 5 X 5 X 20 cms.; la carga se aplica en dirección al eje longitudinal de la probeta, a una velocidad de 0.06 cm./minuto; se registran las cargas aplicadas y las deformaciones correspondientes a una longitud calibrada de 15 cms. En esta prueba se reporta la resistencia máxima, el módulo elástico a compresión elaborando la gráfica esfuerzo-deformación, la humedad que contiene la madera y el tipo de falla, que puede ser triturado, desgarrado en forma de cuña, cortante, desgarramiento, compresión y cortante paralelo a las fibras, y giro en el extremo o de forma de brocha.

La prueba de compresión perpendicular a las fibras se realiza sobre 5 probetas de 5 X 5 X 15 cms. aplicando la carga en el tercio medio de la cara mayor con una velocidad de 0.3 mm/minuto. La carga requerida para producir una deformación de 2.5 mm. se reporta como resistencia a la compresión perpendicular a las fibras.

La prueba de dureza se realiza en probetas de 5 X 5 X 15 cms., utilizando un penetrador de acero con punta esférica de 1.13 cms. de diámetro; se efectúan 2 penetraciones sobre una superficie tangencial y otras 2 sobre una superficie radial de los anillos de crecimiento; la velocidad de penetración debe ser de 6 mm./minuto. La carga necesaria para alcanzar la penetración de 0.565 cms., se considera como la dureza de la madera, debiéndose reportar el promedio de los valores obtenidos.

Para la prueba de esfuerzo cortante se utilizan probetas de 5 X 5 X 6 cms., con un rebaje en una superficie de 5 X 5 cm.; la carga se aplica con un dispositivo especial en el que el plano de la superficie de falla dista 3 mm. del borde más cercano de la superficie de apoyo. La velocidad de aplicación de la carga es de 0.6 mm./minuto. En esta prueba se reporta la humedad de la probeta, la carga máxima y el esfuerzo cortante.



Para efectuar la prueba de desgarramiento se utilizan probetas de 50 X 50 X 95 mm., que tengan una canal de sección circular en una de sus caras menores. La aplicación de la carga se efectúa, utilizando unas mordazas especiales a una velocidad de 2.5 mm./minuto. En esta prueba se reporta la humedad de la probeta, la carga máxima registrada y la resistencia unitaria al desgarramiento,  $D = P / I$ , siendo I el ancho del área de desgarramiento, en centímetros.

Para efectuar la prueba de tensión paralela a las fibras, se utilizan probetas de 450 mm. de longitud, con sección en los extremos de 25 X 25 mm.- y en el centro de 9 X 4.5 mm.; la velocidad de la carga es de 1 mm./minuto, debiendo utilizarse mordazas especiales para aplicarla. En esta prueba se reporta el esfuerzo máximo en la sección crítica original de la probeta, la gráfica carga-deformación, el esfuerzo en el límite de proporcionalidad, el grado de humedad y el diagrama del tipo de falla.

La determinación de la tensión perpendicular a las fibras se efectúa en probetas de 50 X 50 X 43 mm., teniendo canales en las 2 caras menores; la carga se aplica con unas mordazas especiales, a una velocidad de 2.5 mm./minuto. Como resultados de la prueba se reportan el esfuerzo máximo para la sección crítica original de la probeta, el diagrama del tipo de falla y el grado de humedad.

Para la prueba de extracción de clavos se utilizan probetas de 5 X 5 X 15 mm. y clavos de 2.5 mm. de diámetro con punta afilada en forma de diamante, cada uno de los cuales se utiliza una sola vez; se colocan 2 clavos - en una superficie tangencial 2 en una superficie radial de los anillos de crecimiento y uno en cada extremo de la probeta, debiendo introducirse -- 3.2 cms.; la extracción se efectúa con una mordaza especial y a una velocidad de 2 mm./minuto. En esta prueba se reporta la humedad de la madera, su gravedad específica y el promedio de carga máxima de extracción en cada superficie.

Las determinaciones del peso volumétrico y la contracción volumétrica se efectúan en las mismas probetas por duplicado, teniendo éstas dimensiones de 5 X 5 X 15 cms.; se determina el peso y volumen de las muestras en su condición inicial, después con un grado de humedad del 12 % y finalmente secados al horno; para la última determinación del volumen se utiliza un recubrimiento de parafina. Se reportan los 3 valores de peso volumétrico -- respectivos y la contracción volumétrica calculada en la siguiente forma:

$$Cv = \frac{Vi - Vf}{Vi} \times 100$$

Para determinar la calidad de adhesivos, flejes y tornillos usados en madera laminada, se diseñarán pruebas especiales.

Las conexiones entre dos elementos de madera pueden ser de los siguientes tipos:

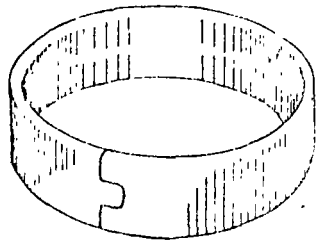
- 1.- Juntas clavadas.- Se utilizan generalmente para estructuras provisionales, pudiéndose utilizar en partes no sujetas a efecto de impacto, de puentes permanentes.
- 2.- Juntas con pernos ciegos.- Pernos ciegos son los que no tienen rosca, con cabeza o sin cabeza y punta en bisel o diamante. Generalmente se hincan en agujeros de diámetro chico, previamente hechos.
- 3.- Juntas con tornillos para madera.- Se utilizan tornillos de cabeza plana, ovalada o redonda.
- 4.- Juntas con pijas.- El acero de las pijas debe tener punto de fluencia a la tensión de 3170 kg/cm<sup>2</sup> y resistencia a la ruptura por tensión, de 5410 kg/cm<sup>2</sup>.
- 5.- Juntas con pernos.- Los pernos pueden tener cabeza en un extremo y rosca en el otro, o bien, rosca en ambos extremos. Se colocan rondanas bajo la cabeza y las tuercas.
- 6.- Juntas con conectores.- Son dispositivos generalmente metálicos y galvanizados que se colocan mediante pernos entre las caras en contacto de las juntas de varios miembros de madera o de madera y metal, para transmitir esfuerzos cortantes. Los tipos más usuales de conectores se muestran en la figura de la siguiente hoja. Para conocer la efectividad de cualquier tipo de conector se diseñan pruebas especiales.

Pruebas para el análisis de la creosota.

Determinación de residuo de coque  
 Destilación de la creosota  
 Determinación de la materia insoluble en benzol  
 Determinación del peso específico de preservativos oleosos  
 Determinación del peso específico de las fracciones destiladas de creosota  
 Determinación de ácidos alquitránicos  
 Determinación de agua en preservativos oleosos

Determinaciones en los preservativos

Determinación del dinitrofenol  
 Determinación del cromo hexavalente  
 Determinación del punto de congelación  
 Determinación del pentaclorofenol  
 Determinación del arsénico  
 Determinación del fluoruro de sodio



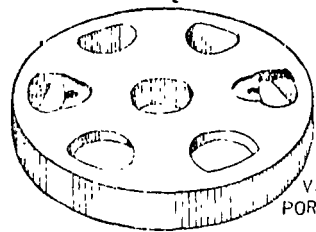
(38)

CONECTOR DE ANILLO ABIERTO



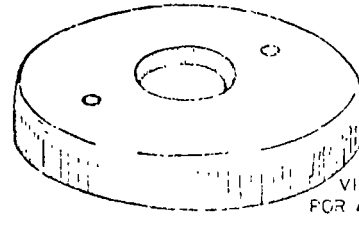
(39)

CONECTOR DE ANILLO DENTADO



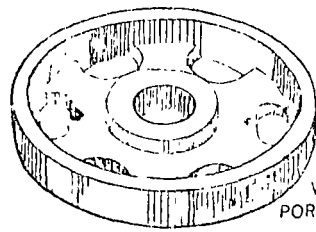
VISTA  
POR ARRIBA

(40)



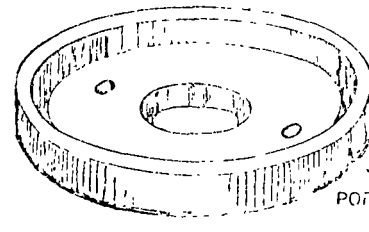
VISTA  
POR ARRIBA

(41)



VISTA  
POR ABAJO

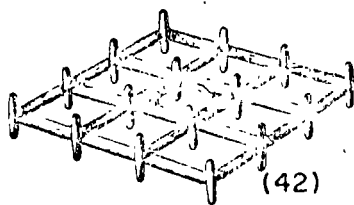
DE HIERRO MALEABLE



VISTA  
POR ABAJO

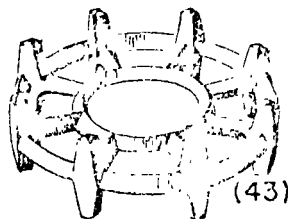
DE ACERO Prensado

CONECTORES DE PLACA PARA ESFUERZO CORTANTE



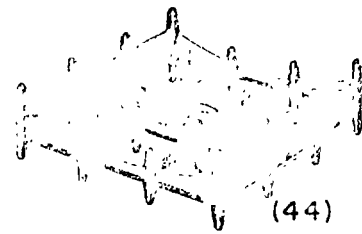
(42)

CONECTOR DE REJILLA  
CUADRADA PLANA



(43)

CONECTOR DE REJILLA  
CIRCULAR



(44)

CONECTOR DE REJILLA  
CUADRADA CURVADA

CONECTORES PARA MADERA

Determinación del zinc en el cloruro de zinc cromado y en el cloruro de zinc cromado y cuprizado  
Determinación del cobre en el cloruro de zinc cromado y cuprizado.  
Determinación de la concentración global de las soluciones de tanalith  
Análisis del pentaclorofenol  
Análisis del sulfato de cobre  
Determinación de materia insoluble en álcalis en el pentaclorofenol

Métodos para determinar la penetración de preservativos

Determinación de la penetración del naftenato de cobre  
Determinación de la penetración del tanalith  
Determinación de la penetración del cloruro de zinc o cloruro de -- zinc cromado  
Determinación de la penetración del metaarsenito de zinc

## CONTROL DE CALIDAD EN MAMPOSTERIAS

### GENERALIDADES

Las mamposterías constituyen un sistema de construcción a base de piedra, la cual debe ser acomodada debidamente para que tenga una estructuración resistente. En general se distinguen tres tipos de mamposterías, la que se juntea con mortero cemento, la que se juntea con mortero de cal y la que no se juntea. Independientemente de lo anterior la mampostería puede ser de tres clases; la de primera se forma con piedra labrada y la de segunda con piedra toscamente labrada, ambas rastreadas y junteadas con mortero de cemento; la mampostería de tercera clase se construye con piedra sin labrar y puede estar junteada con mortero de cemento, de cal hidratada en polvo o de cal hidratada en pasta. En algunos elementos estructurales para puentes se utiliza mampostería para construirlos, pudiendo ser de segunda o de tercera clase, pero en ambos casos el junteo debe ser con mortero de cemento.

### REQUISITOS DE LA PIEDRA

Para el control de calidad de la piedra, se efectúan cuatro pruebas distintas - dobiendo los resultados obtenidos cumplir con lo siguiente:

Resistencia a compresión en estado húmedo.....	150 kg/cm <sup>2</sup> mín.
Resistencia a compresión en estado húmedo con carga paralela a los planos de formación .....	100 kg/cm <sup>2</sup> mín.
Absorción .....	4 % máx.
Densidad aparente .....	2.3 mín.
Resistencia al intemperismo, pérdida .....	10 % máx.

Las piedras que se utilizan en mamposterías no deben aceptarse cuando presenten grietas o fracturas y cuando tengan forma de laja; su peso deberá ser como mínimo de 30 kg., excepto las que se utilicen para acuñar. Se desecharán las piedras redondeadas que no sean fragmentadas. Las piedras que se utilizan deberán estar limpias y exentas de costras, debiendo limpiarse o lavarse en caso necesario; se desecharán cuando no se le remuevan las materias extrañas o cuando tengan grasas y aceites.

### REQUISITOS DE LA ARENA PARA MORTERO

En cuanto a granulometría debe cumplirse con lo siguiente:

<u>Malla</u>	<u>% Retenido</u>
4.75	0
2.36	0-5
0.150	75 mín.
0.075	90 mín.

El módulo de finura de la arena debe quedar comprendido entre 1.6 y 2.5, no debiendo variar en  $\pm 0.2$ ; en cuanto a partículas delesnables, la arena no debe contener más de 1 % y de partículas ligeras, determinadas por flotación en un líquido con densidad de 2, el máximo es de 0.5 %. En cuanto a materia orgánica, la arena no debe producir un color más oscuro que el estándar en la prueba respectiva, pero puede llegarse a aceptar, si como ingrediente del mortero alcanza el 95 % o más de la resistencia obtenida en un mortero elaborado con arena de la misma muestra, pero lavada en una solución de 3 % de hidróxido de sodio y luego con agua corriente. La arena sujeta a cinco ciclos en la prueba de interperismo acelerado, no debe tener una pérdida superior a 10 % cuando se use sulfato de sodio o mayor de 15 % cuando se utilice sulfato de magnesio.

#### REQUISITOS DEL CEMENTO PARA MORTERO

Son los mismos que se establecen para el concreto, ya sea que se trate de cemento Portland, Portland puzolánico o Portland de escorias de altos hornos.

#### REQUISITOS DEL AGUA PARA MORTERO

Son los mismos que se establecen para el caso del concreto.

#### REQUISITOS DEL MORTERO DE CEMENTO

Para el control de los morteros de cemento que se utilizan en la construcción de mamposterías, el control correspondiente está basado en pruebas de compresión habiéndose establecido proporción 1 a 4 cemento-arena para la mampostería de segunda y proporción 1 a 5 para la mampostería de tercera; a estos morteros se les ha fijado una resistencia mínima de 80 kg/cm<sup>2</sup> para el primer caso y 60 kg/cm<sup>2</sup> para el segundo caso.

El cumplimiento de los requisitos anteriores está significando una selección algo rigurosa de las arenas y como esto no es económico en todos los casos, se ha estado procurando dividir el control de calidad de los morteros en dos partes. Una se refiere a la selección de los materiales tratando de alcanzar las resistencias especificadas, pero teniendo en cuenta que de acuerdo con las propias especificaciones se pueden admitir arenas que no cumplan los lineamientos establecidos, cuando existe suficiente experiencia respecto al comportamiento adecuado de los morteros elaborados con dichas arenas; además debe tenerse en cuenta que en las mamposterías la resistencia debe estar supeditada al trabajo de la piedra, la cual debe quedar convenientemente apoyada una con otra; en tales condiciones la fatiga del trabajo del mortero resulta muy baja, del orden de unos 10 kgs/cm<sup>2</sup> como máximo. La otra parte del control de calidad corresponde al trabajo que se realiza en la obra, para lo cual se utilizan probetas testigo fabricadas con mortero preparado en el Laboratorio; de las resistencias obtenidas en el Laboratorio, puede considerarse adecuado para la obra un 80 %. Sin embargo, bajo las condiciones de tra-

bajo antes mencionadas que se han estado pretendiendo establecer, se estima que en ningún caso es conveniente aceptar arenas que en las pruebas testigo del Laboratorio alcancen una resistencia, con respecto a las establecidas, menor al 50 %.

### CONTROL EN LA CONSTRUCCION DE MAMPOSTERIAS

El mortero puede ser elaborado a mano o con máquina, en el primer caso - la arena y el cemento deberán mezclarse primero en seco y después se agregará el agua necesaria para formar una pasta trabajable; en el segundo caso, el equipo de mezclado deberá ser adecuado y el tiempo de revoltura en general será de 1.5 minutos.

El desplante de las mamposterías se llevará a cabo sobre una superficie consistente, para lo cual en caso necesario se le proporcionará compactación y se tenderá una plantilla de mortero con pedacería de piedra. En el caso de que se utilicen piedras de origen sedimentario, se colocará de tal modo que los lechos de extratificación queden normales a las cargas. Las piedras que queden mal asentadas o que provoquen la separación de una de las juntas, serán retiradas para rehacer toda la parte correspondiente. En el caso de las mamposterías de segunda, cada piedra se labrará a manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las piedras contiguas. En todos los casos, antes de asentar las piedras deberán ser humedecidas convenientemente. Los vacíos entre las piedras deberán llenarse totalmente con mortero y piedra chica y antes de que endurezca el mortero se vaciarán las juntas de los paramentos visibles hasta una profundidad de 4 cm; para entallarlas después hasta el ras de la cara de la piedra cuando el mortero antes colocado haya endurecido.

El coronamiento o enrase de toda mampostería que quede expuesto a la intemperie, deberá cubrirse con un chapeo de mortero de cemento en proporción 1 a 4 con un espesor mínimo de 3 cm. y pendiente transversal no menor de 2 %; una vez terminado, se curará durante 3 días.

GENERALIDADES:

El concreto es un material artificial que tiene gran uso en la construcción y está compuesto de cemento Portland, agregados inertes y agua, los que mezclados íntimamente y en proporciones adecuadas, producen un material que es plástico en estado fresco, y compacto y resistente en estado seco.

El cemento se obtiene mediante molienda y calcinación, ya sea de piedra caliza o bien de marga, estando compuesto principalmente de silicatos (tricálcico y dicálcico), alumina y óxido férrico, compuestos que con otros de tipo secundario como cal, yeso y óxido de magnesio, dan lugar a una gran variedad de cementos.

Por su utilización podemos clasificar al cemento en:

- Portland ordinario (tipo 1)
- Portland de endurecimiento rápido (tipo 3)
- Portland de endurecimiento extra rápido
- Portland de ultra alta resistencia rápida
- Portland de bajo calor (tipo 4)
- Cemento modificado (tipo 2 moderado calor de hidratación y cierta resistencia a los sulfatos)
- Portland resistente a los sulfatos (tipo 5)
- Portland de escoria de alto horno (tipo 1S)
- Portland blanco
- Portland puzolánico (tipo 1P)

Frecuentemente, en lugar de usar un cemento especial, se pueden modificar algunas de las propiedades del cemento común mediante el uso de aditivos, los cuales, aún cuando comercialmente hay una gran variedad, en general podemos clasificarlos en acelerantes, retardantes y reductores de agua.

Los agregados inertes son materiales naturales o artificiales (teóricamente inertes), de volumen prácticamente constante; entre los materiales naturales se tienen las arenas y gravas de ríos y entre los artificiales los materiales triturados, las escorias de altos hornos, etc. Para el mejor control de la granulometría de los inertes, los materiales se dividen en agregado fino y agregado grueso y frecuentemente también el agregado grueso se divide en dos porciones.

En general y con cierta simplicidad, se considera que la resistencia del concreto la da la relación agua/cemento de la lechada que rellena los huecos del agregado inerte; sin embargo, para lograr un concreto de buena calidad, es decir, uniforme, resistente y durable, se requiere controlar diversos aspectos y tomar en cuenta el uso a que se destina.

Para tener una resistencia adecuada al intemperismo es conveniente que el concreto resulte impermeable y que no presente cambios de consideración, para lo cual puede utilizarse un cemento que tenga bajos contenidos de alumina, óxido de magnesio y cal libre, así también un bajo contenido de álcalis; los agregados más adecuados para este fin son aquellos que tienen tamaño máximo más grande, resistencia estructural elevada e impermeables; por lo que se refiere al proporcionamiento de materiales, una baja relación agua/cemento y un contenido mínimo de lechada favorecen la impermeabilidad del concreto y minimizan los cambios de volumen; también favorecen esta situación un concreto homogéneo, una mezcla trabajable, un manejo adecuado y una buena compactación (por vibración); finalmente, son favorables un curado adecuado, una temperatura --



idónea y pérdidas de humedad mínimas. Para este caso se consideran agregados adecuados, los que tienen una buena graduación con bajo porcentaje de arena-partículas de forma redondeada y cemento relativamente fino. La consistencia del concreto debe ser plástica (no seca) y para ello se puede recurrir a la inclusión de aire.

Para pretender un concreto resistente al desgaste o a la abrasión, se requiere utilizar una relación agua/cemento baja, poca lechada, concreto denso y homogéneo de alta resistencia y bien curado el cual contenga arena con pocos finos y en general partículas resistentes; el acabado de la superficie deberá ser adecuado.

Un concreto que sea resistente a las reacciones químicas se obtiene con una baja relación agua/cemento, cantidad reducida de lechada, agregados inertes estables, resistentes a los álcalis del cemento; el cemento deberá ser de tipo adecuado que proporcione resistencias a las sales de los suelos y del agua subterránea. El empleo de puzolanas y la inclusión del aire favorecen la resistencia a las reacciones químicas.

Para que el concreto pueda considerarse económico, es necesario que el uso de los materiales sea eficiente, siendo favorable un tamaño máximo grande, una buena graduación, un bajo consumo de cemento y un revenimiento mínimo. En el colado el concreto deberá ser homogéneo y trabajable, deben utilizarse equipo y métodos de construcción adecuados y las operaciones de trabajo en general deberán ser eficientes. La compactación por vibrado y la inclusión de aire son aspectos que pueden favorecer la obtención de un concreto económico.

Cuando exista una preocupación especial para obtener resistencia adecuada, es conveniente una baja relación agua/cemento, el empleo de un cemento de tipo adecuado, agregados inertes sanos de forma y textura adecuada y de graduación uniforme; favorecen esta situación una mezcla plástica y trabajable, la compactación adecuada del concreto mediante vibración y el proyecto de un concreto denso. El curado adecuado es indispensable para garantizar la resistencia.

Con la obtención de concretos resistentes al intemperismo, desgaste y a las reacciones químicas podemos obtener una elevada duración de este material. La resistencia, economía y duración del concreto nos conducirán a la obtención de un buen concreto.

Sin embargo, puede observarse en los diversos requisitos mencionados que algunos de ellos pueden contraponerse, como en lo que se refiere a obtener un concreto manejable y a la utilización de un mínimo de lechada con una relación agua/cemento baja. Por este motivo siempre será necesario un manejo hábil de las diversas características del concreto que nos proporcione un equilibrio adecuado.

La separación de los agregados inertes en fracciones según su tamaño, tiene por objeto asegurar la sucesión granulométrica general establecida, requiriéndose también cierto control de esta característica en cada una de las fracciones. Para la granulometría generalmente se establecen requisitos que nos llevan a la obtención de un concreto que aún cuando no corresponda a un bajo consumo de cemento, le proporcionen a éste características adecuadas de trabajabilidad en condiciones normales de trabajo. En casos muy particulares puede recurrirse a granulometrías distintas, utilizando métodos especiales de acodo y acabado, que propicien un consumo de cemento bajo, lo cual puede conducir a ciertas economías en la elaboración de altos volúmenes de concreto.

Para garantizar la calidad del concreto debe realizarse un control de calidad adecuado de cada uno de sus componentes. El cemento se controla en su fabricación y también en lo que se refiere a las alteraciones que sufre en los depósitos donde se almacena antes de su utilización. Los agregados inertes se estudian primero en los bancos, para conocer la utilidad de éstos y luego en la obra, antes de cada colado, para asegurar el grado de uniformidad requerido. El agua se analiza tomando una muestra de cada depósito y para las diferentes épocas del año en que se pretenda utilizar.

### PRUEBAS QUE SE REALIZAN AL CEMENTO

Para asegurar la representatividad del cemento, en primer término se establecen sistemas de muestreo adecuado y los requisitos que deben cumplir las muestras, siendo los principales ensayos que se efectúan, los siguientes:

#### Métodos de análisis químico.

Determinación del bióxido de silicio.  
Determinación del grupo hidróxido de amonio  
Determinación del óxido férrico  
Determinación del óxido de aluminio  
Determinación del óxido de calcio  
Determinación del óxido de magnesio  
Determinación del trióxido de azufre  
Determinación del azufre de sulfuros  
Determinación de la pérdida por calcinación  
Determinación de los óxidos de sodio y potasio  
Determinación de los álcalis solubles en agua.  
Determinación del pentóxido de fósforo  
Determinación del óxido mangánico.  
Determinación del residuo insoluble.  
Determinación de las sustancias orgánicas solubles en cloroformo.  
Determinación del óxido de calcio libre.  
Determinación del bióxido de silicio por el método aproximado.  
Determinación del óxido de calcio por el método aproximado.  
Determinación del óxido de magnesio por el método aproximado.  
Determinación del trióxido de azufre por el método aproximado.  
Determinación de los óxidos de sodio y potasio por el método aproximado.  
Determinación del pentóxido de fósforo por el método aproximado.  
Determinación del óxido mangánico por el método aproximado.  
Determinación del óxido de calcio libre por el método aproximado.

#### Pruebas físicas.

Determinación de la finura por medio del turbidímetro de Wagner.  
Determinación de la finura por medio del aparato de Blaine.  
Determinación de la expansión del cemento Portland por medio del autoclave.  
Determinación de los tiempos de fraguado del cemento hidráulico por medio de las agujas de Gillmore.  
Determinación de los tiempos de fraguado del cemento hidráulico por medio de las agujas de Vicat.  
Método para determinar el contenido de aire en mortero de cemento hidráulico  
Determinación de la resistencia a la compresión en morteros de cemento hidráulico.  
Determinación de la resistencia a la tensión en morteros de cemento hidráulico.  
Determinación de la densidad del cemento hidráulico.  
Mazclado mecánico de morteros de cemento hidráulico de consistencia plástica.  
Determinación de la consistencia normal.

###...

Determinación de la finura del cemento hidráulico por medio de la malla Núm. 200.

Determinación del falso fraguado del cemento.

#### PRUEBAS EN AGREGADOS PARA CONCRETO.

Para la realización de las pruebas establecidas a los agregados del concreto, el muestreo debe efectuarse conforme a procedimientos especificados.

Determinación de la composición granulométrica de agregados finos y gruesos.

Determinación de la cantidad de material que pasa la malla Núm. 200.

Determinación de impurezas orgánicas en arenas.

Medición de las propiedades del agregado fino para usarse en la elaboración del mortero.

Determinación de la resistencia a la compresión en agregados para concreto.

Determinación de la resistencia a la flexión en agregados para concreto.

Prueba de sanidad en agregados.

Determinación de los grumos de arcilla en agregados naturales.

Determinación de partículas ligeras en los agregados.

Determinación del peso volumétrico de los agregados.

Determinación de la resistencia a la abrasión del agregado grueso.

Determinación del módulo de finura.

Determinación de partículas suaves en el agregado grueso.

Determinación de la reactividad potencial de los álcalis.

Resistencia a la congelación y al deshielo.

Determinación de la densidad del agregado fino.

Determinación de la densidad aparente de las partículas y la absorción del agregado grueso.

Determinación en el campo de la cantidad de humedad superficial del agregado fino.

#### PRUEBAS DEL AGUA PARA CONCRETO.

Análisis químico del agua.

Independientemente de todas las pruebas que se han mencionado hay algunas variantes para el caso del Cemento Portland Puzolánico, Cemento Portland de Escorias de Altos Hornos, Cemento de Escorias de Altos Hornos, Agregados Ligeros para Concreto Aislante y Agregados Ligeros para Concreto Estructural; -- así también hay ensayos diferentes para inclusores de aire, cloruro de calcio, membranas para curado de concreto y para papel impermeable que se utiliza en el curado de concreto.

#### ELABORACION DEL CONCRETO.

El concreto hidráulico es un material de construcción que, una vez endurecido, debe tener una cantidad mínima de vacíos entre las partículas que lo integran, lo cual hace posible que se le pueda considerar uniforme en sus diferentes características; por su puesto que no basta con proyectarlo de tal forma que sea suficientemente masivo, sino que debe garantizarse el resultado final controlando los materiales que se utilizan, la elaboración de las mezclas, su colocación en las obras y finalmente su curado.

Como antes se indicó, existen unas especificaciones generales para trabajos de tipo normal, en las que se supone que es posible disponer de elementos -- comunes de trabajo; para estos casos se han establecido ciertas condiciones de equilibrio que permiten obtener buenos resultados en forma económica, -- para dicho tipo de trabajos. La sucesión granulométrica de las partículas --

inertes conduce a una cantidad de huecos que da cabida a una cantidad y tipo de lechada, suficiente para que junto con la combinación de cantidades de arena y grava, se obtenga un concreto manejable que pueda ser colocado debidamente en la obra y que alcance la dureza requerida, sin que pierda sus características de continuidad y uniformidad; todo esto, sin que se requieran equipo, trabajo y otros elementos de tipo especial.

Cuando los volúmenes y/o los requisitos de la obra, justifiquen un concreto de tipo especial para hacer más económica y/o suficientemente segura la obra, pueden modificarse las granulometrias y otros de los requisitos establecidos para condiciones normales, pero será necesario utilizar ciertos elementos y procedimientos de construcción más especiales.

Algunas de las características del concreto deben quedar definidas antes que se estudie el proporcionamiento, pues están supeditadas a diversas condiciones de la obra; tal es el caso de la resistencia, la cual debe corresponder a los requisitos de la estructura; el revenimiento que debe tener, que debe definirse de acuerdo con los espaciamientos del refuerzo, el tamaño máximo del agregado y los sistemas que se utilicen para el transporte y colocación del concreto; el tamaño máximo del agregado, que generalmente dependerá de la separación del refuerzo y en ocasiones de otros aspectos, pudiendo ser inclusive la resistencia la que ocasionalmente defina lo relativo a tamaño máximo; así mismo se deberá definir la cantidad y tipo de adicionante que pudiera requerirse, bien por exigencias especiales de la obra o bien, por problemas del propio concreto.

Para lograr la consistencia adecuada del concreto deberá deducirse de ensayos, de experiencia obtenida o de relaciones previamente establecidas, el porcentaje mínimo de arena necesario, teniendo en cuenta que la cantidad de lechada influye notablemente en este aspecto y que dicha cantidad también depende de la cantidad de arena que se utilice.

Para definir la relación agua cemento se cuenta con las curvas de Duff A. Abrams las cuales señalan para condiciones rígidas o condiciones comunes de trabajo la relación que corresponde a determinada resistencia que quiere obtenerse.

De todas maneras, en cualquiera de los tipos de trabajo mencionados, la elaboración del concreto requiere de un buen control, debiéndose tener precauciones como las que se indican a continuación.

**Transporte y Almacenamiento adecuado del cemento, aislándolo de la humedad.**

Transporte y almacenamiento de agregados inertes, evitando su contaminación y clasificación. Previamente al colado deben tenerse los volúmenes de material requeridos. Dosificación, midiendo los materiales en forma precisa, ya sea por volumen o por peso (este último procedimiento permite mayor precisión).

Control adecuado del agua, teniendo en cuenta la que se requiere en la lechada y la que le sobra o falta a los materiales para tenerlos en su condición de saturación, y considerando también las variaciones en los almacenamientos y las que se presentan por oreado durante el tiempo que dura el colado.

Mezclado suficiente y con equipo adecuado, evitando pérdidas de cualquiera de los materiales, principalmente de la lechada. Puede considerarse que 100 a 2 minutos son suficientes para revolvedoras de una yarda cúbica o menos. En general es conveniente contar con dos revolvedoras para evitar que pueda suspenderse el colado por descompostura de una de ellas. Debe cumplirse con el revonimiento de proyecto.

Al efectuarse el colado, la cimbra y armado deben estar terminados debidamente, debiéndose evitar la existencia de aberturas por las que se tire el concreto o la lechada.

El transporte del concreto puede hacerse por medio de carretillas, vagones, cubetas, camiones, canales o bombeo, sin que se produzca segregación para lo cual se deben evitar la vibración y la caída libre del concreto. Una mezcla sin aditivo no deberá dilatarse más de 30 minutos en su transporte, medidos desde el inicio del mezclado.

No se colocará concreto en las obras si no hay visibilidad adecuada, o si hay lluvia o temperatura inferior a 5°C, (usando aditivo puede colarse a temperaturas un poco más bajas).

El concreto en general debe acomodarse por medio de vibradores de tipo adecuado.

El colado de elementos verticales se hará en capas de 25 a 30 cm. de espesor, vibrándose antes de que la capa anterior haya principiado a fraguar; no deben transcurrir más de 30 minutos entre el colado de una capa y la siguiente.

El colado de elementos con eje horizontal se hará por frentes continuos no debiendo pasar más de 30 minutos entre el colado de un frente y el siguiente.

Una vez terminado el colado deberá evitarse que el agua de lluvia pudiera dañarlo o que en las 48 primeras horas se interrumpa el estado de reposo del elemento.

El curado se deberá hacer manteniendo húmedas las superficies expuestas y los moldes, durante un tiempo de 7 días en casos normales y de 3 días cuando se utilice cemento tipo III, esto se puede hacer mediante, riegos, una capa de arena húmeda o con membranas impermeables. El tiempo de cura en cámaras de vapor se establece para cada caso particular.

La remoción de cimbras en general podrá hacerse a 14 días en bóvedas, trabes y losas, y a 2 días en columnas, muros y costados de trabes, losas, etc.; si se usa cemento tipo III, el tiempo puede ser de la mitad. Se requieren tiempos menores de decimbrado, deberán tomarse cilindros para establecer el momento en el que se tiene la resistencia necesaria para soportar las cargas permanentes.

Los moldes verticales de elementos que no soportan cargas se pueden quitar entre 12 y 48 Hrs. después del colado.

A 21 días de edad podrá principiarse a cargarse el concreto pero hasta los 28 días se podrán aplicar las cargas totales. Cuando se utilice cemento tipo III pueden reducirse dichos tiempos.

Para los colados bajo agua no se utilizará concreto con  $f'c$  de proyecto menor de 150 Kgs./cm<sup>2</sup>. o de 200 Kg./cm<sup>2</sup>. si se trata de agua salada. El consumo de cemento debe aumentarse un 10% y no se colará en agua corriente o con oleaje.

Las piedras que se utilicen para concreto ciclópeo tendrán un peso mínimo de 30 Kgs. y el volumen total no deberá ser mayor a 30% del volumen del concreto ciclópeo elaborado. Las piedras deberán quedar separadas 15 cm. por lo menos y no estarán a menos de 10 cm. de los paramentos, ni a menos de 30 cm. debajo del coronamiento de un elemento; en cornisones no quedarán a menos de 15 cm. de su lecho bajo.

#### PRUEBAS EN EL CONCRETO FRESCO Y ENDURECIDO.

##### Muestreo

Prueba de revenimiento del concreto.

Prueba de fluidez del concreto

Determinación del peso volúmetrico, rendimiento en volumen y el contenido de aire del concreto.

Determinación del contenido de aire en concreto fresco por el método volúmetrico.

Determinación del contenido de aire en concreto fresco por el método de presión.

Determinación de la resistencia a la penetración en concreto fresco.

Sangrado del concreto.

Prueba de compresión.

Prueba de resistencia a la flexión con carga en los tercios.

Prueba de resistencia a la flexión con carga al centro.

Prueba de resistencia a la compresión del concreto usando especímenes obtenidos por porciones de vigas fracturados en flexión.

Determinación de los efectos de las variaciones en la adherencia entre el concreto y el acero.

Método para obtención de especímenes de concreto.

Método para medir la longitud de corazones de concreto obtenidos con perforadora.

Prueba de resistencia al congelamiento y deshielo rápidos en agua.

Prueba de resistencia al congelamiento rápido en aire y deshielo en agua.

###...

Prueba de resistencia al congelamiento lento y deshielo en agua o salmuera  
 Prueba de resistencia al congelamiento lento en aire y deshielo en agua  
 Prueba para determinar las frecuencias fundamentales transversales, longitudinales y torsionales.  
 Determinación del contenido de cemento en concreto de cemento portland.  
 Determinación de cambios volumétricos de morteros y concretos de cemento.  
 Determinación de cambios volumétricos en productos de concreto.  
 Determinación de cambio de volumen potencial de combinaciones cemento-agregados.

### Evaluación de resultados.

En elementos que trabajen predominantemente a flexión, el promedio de las resistencias de cada grupo de 5 muestras consecutivas probadas a 28 días, deberá ser por lo menos igual a la  $f'_c$  de proyecto.

En elementos que trabajen predominantemente a compresión, el promedio de las resistencias de cada grupo de 3 muestras consecutivas probadas a 28 días, deberá ser por lo menos igual a la  $f'_c$  de proyecto.

El concreto de los elementos que trabajen a compresión o a flexión, deberán tener tal uniformidad que el coeficiente de variación de la totalidad de las muestras sea igual o menor de 0.15.

$$Cv = \frac{s}{m} ; \quad s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - m)^2}{n}}$$

En el caso de los elementos que trabajan a flexión o compresión se requiere tomar, para probar a 28 días, por lo menos 5 muestras de diferente bachada por cada 50 m<sup>3</sup>. de concreto; cada muestra deberá constar de 2 especímenes de la misma bachada.

Cuando se trate de elementos estructurales como guarniciones, parapetos, diafragmas, dallas, castillos, muros de cabeza, recubrimiento de cunetas, lavaderos, banquetas y losas de alcantarillas con menos de 5 M<sup>3</sup>. de concreto, el promedio de resistencia de las muestras deberá ser por lo menos igual a la  $f'_c$  de proyecto. En estas obras deben tomarse por lo menos 4 especímenes de diferente bachada para probarse a 28 días.

### Otros métodos de verificación de la resistencia.

Es práctica frecuente acudir a la extracción de corazones para verificar o conocer la resistencia del concreto, cuando se ha presentado algún problema sobre el particular. Los procedimientos que con más frecuencia se han utilizado para este objeto, son los de extracción de corazones y la utilización del esclerómetro; en general se ha comprobado que mediante dichos procedimientos no es posible conocer con certeza la resistencia del concreto. En el caso de los corazones de concreto es frecuente que éstos resulten afectados por la perforadora; además, se requiere efectuar ajustes por relación de esbeltez y edad del concreto, y aún así los resultados son erráticos. Los esclerómetros para concreto tienen cierto uso en los patios de precolado, pero sus resultados se ven afectados por variables, tales como el agregado, la humedad y la edad; por consiguiente, las mediciones hechas con esclerómetro no se deben usar en lugar de las pruebas tradicionales; sin embargo, en casos de emergencia como el de no tener resultados confiables de cilindros, se puede utilizar un esclerómetro correctamente calibrado, el que aportará mejor información en el caso de materiales y concreto uniformes.

### Estructuras de Concreto Reforzado.

Las estructuras de concreto reforzado son los sustituidos por uno o varios elementos colados en el lugar o precolados, empleando concreto hidráulico o acero de refuerzo.

En el caso de estructuras precoladas se deberá dar acceso al personal de inspección y control de calidad y se tomarán todas las precauciones necesarias para efectuar los transportes, almacenamientos, maniobras y montajes respectivos.

Los tubos que se utilicen en la construcción de elementos estructurales para aligerarlos serán del tipo, características y dimensiones que fije el proyecto debiendo ser impermeables y tener rigidez y resistencia adecuadas para evitar su deformación durante el colado. No deberán colocarse tubos que estén deformados, rajados o con raspaduras que afecten la superficie; los extremos de los tubos deberán ser sellados con tapones adecuados para impedir que penetre el agua, la lechada de cemento o la revoltura. Para evitar que durante el colado se desplacen deberán fijarse debidamente; el vibrado del concreto será especialmente cuidadoso para garantizar el debido acomodo de la revoltura.

Cuando se utilicen bloques no deberán colocarse los que presenten grietas, deformaciones o desportilladuras. Cuando se requiera formar unidades de dos o más piezas, se deberán unir firmemente mediante grapas, flejes u otro procedimiento adecuado. Antes de efectuar el colado deberán mojarse convenientemente y fijarse firmemente a los moldes para evitar su desplazamiento durante el colado.

### Estructuras de concreto preesforzado.

Este tipo de estructuras son las constituidas por uno a varios elementos de concreto hidráulico sometidos a esfuerzos previos a los originados por las cargas de trabajo. Cuando se construya una de esas estructuras deberá contarse en la obra con un técnico especializado en concreto preesforzado. Se deberá facilitar acceso a la planta para el personal de inspección y control de calidad.

Los ductos para el preesfuerzo serán herméticos debiendo estar libres de materias extrañas abolladuras y deterioros por oxidación. Al colocarse en la obra deberán sujetarse firmemente. En general los ductos deberán tener un diámetro 4 mm. mayor que el diámetro del cable, pero no más de 6 mm.

Los gatos, manómetros y demás instrumentos necesarios para las operaciones de tensado, deberán ser probados y calibrados previamente para que su funcionamiento sea adecuado. En elementos postensados, en ningún caso se hará el tensado inicial antes que el concreto hidráulico haya adquirido el 80% de la f'c de proyecto y tampoco sin haber verificado que los cables deslicen libremente dentro de los ductos. El tensado total se hará hasta que el concreto haya alcanzado el 100% de la f'c de proyecto. Dentro de las 24 hrs. siguientes a la terminación del tensado, se llenarán los ductos inyectando la lechada de cemento a presión. La remoción de la obra falsa en elementos colados en el lugar, se podrá efectuar hasta después de aplicado el preesfuerzo inicial o el total, según lo considere el proyecto. Las maniobras de montaje de elementos precolados no deberán efectuarse antes de que hayan transcurrido 3 días de la inyección de la lechada. Las cabezas o placas de concreto hidráulico para la distribución de los esfuerzos en los extremos de las trabes deberán ser precoladas, empleándose moldes especiales para garantizar la geometría y se tendrá especial cuidado en su fabricación, manejo y colocación, no aceptándose las placas que presenten desportilladuras o cualquier otro defecto.

###...



### Comentarios sobre algunos problemas especiales del concreto.

Cuando se utilizan agregados inertes obtenidos mediante trituración, aún cuando sólo se trate de la grava, se tiene cierta dificultad en dar revenimientos superiores a cero; en tales casos, utilizando una proporción adecuada de arena puede resultar manejable el concreto, aún acusando revenimiento cero, inclusive es necesario limitar el uso de los vibradores para evitar que se presente sangrado (flujo ascendente de la lechada que produce costras en la parte superior y tubificación en la masa del concreto.)

Otra precaución que es importante tener en cuenta, es de los agregados que contienen sílice amorfa; la cual puede reaccionar con las álcalis del cemento y producir desintegración del concreto en forma prematura. Las arenas silicosas se presentan por zonas o regiones y pueden utilizarse si se agrega puzolana al concreto.

En el caso de algunos concretos armados, para lograr el acomodo adecuado de la mezcla se hace necesario trabajar con revenimientos elevados; sin embargo, debe tenerse en cuenta que esto puede implicar contenidos elevados de agua y cemento, y por esto generarse contracciones y agrietamientos del concreto. Por otra parte, en concretos elaborados bajo estas condiciones se pueden presentar comportamientos plásticos fuera de lo normal, principalmente en las zonas de costa, por el efecto de la humedad.

### Recomendaciones para concreto de elementos presforzados.

La resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad, la contracción por secado, fluencia, resistencia de adherencia y uniformidad del concreto son propiedades a las que debe darse particular atención.

La composición mineral y sanidad de los agregados pueden tener una marcada influencia en la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, contracción por secado y fluencia.

Los concretos hechos con algunos agregados ligeros pueden mostrar un módulo de elasticidad más bajo, mayor fluencia y contracción por secado, - que los valores correspondientes de concretos de la misma resistencia hechos con agregados de peso normal.

La amplitud de variación, posible en las propiedades de la misma mezcla de concreto, hecha con diferentes agregados de peso ligero, puede ser grande. Por este motivo se recomienda obtener resultados de pruebas de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, contracción por secado, módulo de ruptura (resistencia a la tensión por flexión), fluencia y adherencia.

El agua para mezclado del concreto deberá ser limpia y libre de cantidades perjudiciales o sustancias dañinas para el concreto o el acero de preesfuerzo. No se permitirá el uso de agua de mar para hacer concreto preesforzado.

Algunos adicionantes pueden ser de efecto benéfico para el concreto fresco o el endurecido. Sin embargo, sólo se usarán cuando las pruebas realizadas demuestren que no tienen efectos perjudiciales sobre el acero o el concreto.

El uso de cloruro de calcio o un adicionante que contenga cloruro de cal

cio, no se recomienda donde esa sustancia puede llegar a quedar en contacto con el acero para preesfuerzo.

Los materiales disponibles se deberán proporcionar de manera que se obtenga un concreto que cumpla los requisitos de las especificaciones empleando un contenido mínimo de agua. El revenimiento del concreto fresco deberá ser tan bajo como sea factible. El cemento, arena y los tamaños chicos del agregado grueso se deberán dosificar separadamente por peso. El agua y algunos adicionantes líquidos se podrán dosificar por volumen usando un equipo de medición preciso. El control riguroso de todos los materiales y operaciones es esencial.

#### Mortero fluido de cemento o lechada de cemento.

Cuando así se pida en las especificaciones de la obra, los ductos que contienen el acero postensado se deberán inyectar con mortero fluido de cemento o lechada de cemento, para llenar completamente los huecos que rodean el acero de preesfuerzo y así garantizar una resistencia alta de adherencia para la flexión y proporcionar protección permanente al acero de refuerzo.

La lechada se hará con cemento y agua y el mortero fluido con cemento, agua y arena fina. La lechada se usará cuando las cavidades sean muy pequeñas; el mortero fluido o la lechada se podrán usar cuando las cavidades sean relativamente grandes.

De preferencia, la arena deberá ser cuarzosa natural, que cumpla los requisitos de la especificación SAHOP, excepto en lo que se refiere a granulometría. La arena deberá pasar la malla del No. 30, alrededor del 50% deberá pasar la malla del No. 50 y alrededor del 20% deberá pasar la malla No. 100.

Algunos adicionantes pueden ser de efecto benéfico para el concreto fresco o el endurecido. Sin embargo, sólo se usarán cuando las pruebas realizadas demuestren que no tienen efectos perjudiciales sobre el acero o el mortero fluido o lechada.

El cloruro de calcio o un adicionante que contenga cloruro de calcio, no se recomienda para usarse en mortero fluido o lechada que se use para miembros postensados.

Las proporciones de los materiales en el mortero fluido o lechada se deberán basar en los resultados de pruebas, previamente hechas a la fecha de iniciación de los trabajos, de mortero fluido o lechada fresca así como endurecidos. El mortero fluido debe tener la consistencia de crema o pintura espesa. El mortero fluido estará proporcionado de manera que cuando se deje en reposo, hasta que llegue a fraguar, no se separe la lechada ni haya segregación de los agregados.

CAUSAS ATRIBUIBLES AL MUESTREO, MANEJO, CURADO Y ENSAYE DE ESPECIMENES, QUE AFECTAN  
LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA DE COMPRESION EN EL CONCRETO

CONCEPTO	Núm.	CAUSA ATRIBUIBLE	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA	CONSECUENCIA EN EL RESULTADO
MUESTREO	1	Derrame con pérdida parcial.	Frecuente con personal inepto.	Ocasiona variaciones considerables.
	2	Falta de homogeneidad.	Muestra integrada con porciones de varios sitios.	Ocasiona variaciones considerables.
	3	Cribado del concreto fresco.	Solo en concreto masivo.	Aumento de resistencia respecto a la real.
MANEJO	4	Segregación.	Transporte de mezclas fluidas.	Ocasiona zonas débiles y fallas imprevisibles. No es posible estimar el efecto.
	5	Clasificación.	Manipulación excesiva.	
	6	Cambios de estructura.	Por remezclado.	
MOLDES	7	Forma.	Especímenes cúbicos.	Resistencia superior a probetas cilíndricas.
	8	Dimensiones.	Con relación a altura y diámetro menor de dos.	Aumenta la resistencia.
	9	Caras no perpendiculares.	Defectos constructivos.	Superable por medio del cabeceo.
	10	Irregularidad en forma.	Defectos geométricos.	Valores no confiables.
	11	Mal acabado superficial.	Falta de limpieza del molde o golpeado.	Resistencias ligeramente bajas.
	12	Sangrado o fugas.	Molde no hermético.	Pérdida de resistencia sin importancia.
	13	Absorción.	Moldes permeables.	Resistencias ligeramente bajas

CAUSAS ATRIBUIBLES AL MUESTREO, MANEJO, CURADO Y ENSAYE DE ESPECIMENES, QUE AFECTAN  
LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA DE COMPRESION EN EL CONCRETO

CONCEPTO	Núm.	CAUSA ATRIBUIBLE	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA	CONSECUENCIA EN EL RESULTADO.
COLOCACION COMPACTA-- CION Y TRANS PORTE AL LA-- BORATORIO.	14	Falta de homogeneidad.	Operadores inexpertos.	Amplio rango de variación. Reducción considerable de la re-- sistencia. Fallas y valores imprevistos.  Disminución notable de la re-- sistencia. Disminución notable de la re-- sistencia.
	15	Cavernas y oquedades.	Mezclas secas.	
	16	Clasificación de compo-- nentes.	Vibrado en exceso.	
	17	Formación de planos dé-- biles.	Orientación de partículas en forma de laja.	
	18	El espécimen se golpea.	A cortas edades.	
CURADO	19	Secado a la intemperie.	En las primeras 24 horas.	Inapreciable. Reducción de la resistencia has-- ta del 25%. Resistencias iniciales relativa-- mente altas. Reducción en la resistencia has-- ta del 50%. Variaciones del 15% en más o -- menos. Variaciones considerables.
	20	Temperatura baja.	Depósito o pileta a la intem-- perie.	
	21	Temperatura alta.	Depósito o pileta a la intem-- perie.	
	22	Humedad relativa baja.	En cámara húmeda.	
	23	Variaciones de tempera-- tura.	En cámara húmeda.	
	24	Período efectivo.	Sin control de humedad o -- temperatura.	

CAUSAS ATRIBUIBLES AL MUESTREO, MANEJO, CURADO Y ENSAYE DE ESPECIMENES, QUE AFECTAN  
LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA DE COMPRESION EN EL CONCRETO

CONCEPTO	Núm.	CAUSA ATRIBUIBLE	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA	CONSECUENCIA EN EL RESULTADO
CABECEO	25	Falta de paralelismo.	Operador inexperto.	Disminución de la resistencia hasta del 15%.
	26	Acabado de la superficie.	Cabeceador con defectos.	Reducción: Concavidad hasta 30%. Convexidad hasta 50%.
	27	Espesores de la capa.	Solamente capas con espesor excesivo.	Reducción de la resistencia hasta del 10%.
	28	Material poco resistente.	Concretos de alta resistencia.	Reducción de la resistencia hasta del 15%.
MAQUINA DE COMPRESION Y ENSAYE.	29	Platinas.	Cuando no se tiene cabeza móvil.	Ocasiona variación considerable.
	30	Operación manual.	Cuando se produce impacto.	Variación considerable en general.
	31	Sistema de medición.	Calibración.	Variación apreciable.
	32	Excentricidad de carga.	Operador inexperto.	Variaciones hasta del 20%.
	33	Contenido de humedad.	En especímenes secos.	No es considerable generalmente.
	34	Velocidad de carga.	Operación inadecuada.	

CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO QUE AFECTAN SU CALIDAD

COMPONENTE	Núm.	CAUSAS ASIGNABLES	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA	EFECTO EN SU RESISTENCIA
CEMENTO	1	Falta de control de fabricación.	Posible en cualquier marca.	Puede ser considerable.
	2	Tipo y composición.	Empleando diferentes marcas.	Rango de variación considerable.
	3	Edad y estado.	Con almacenamiento inadecuado.	Variaciones notables.
	4	Temperatura.	Despachado sin reposo en los silos.	Puede ser apreciable.
ARENA	5	Forma de las partículas.	En naturales y trituradas.	Inapreciable cuando es del mismo tipo u origen.
	6	Granulometría.	Por diferente origen o mal almacenada.	Apreciable por variaciones de consistencia.
	7	Falta de uniformidad.	Por diferente origen o mal almacenada.	Por variaciones de consistencia.
	8	Contaminación (limo, arcilla o materia orgánica).	Por explotación o almacenamiento inadecuado.	Considerable en algunos casos.
	9	Partículas suaves.	Por contaminación en banco o almacén.	En relación directa con el porcentaje.
	10	Actividad química.	Cuando son de origen dolomítico o silíceo.	Considerable si no se previene.
	11	Contenido de humedad.	Frecuente y muy común.	Variaciones considerables.
GRAVA	12	Forma de las partículas.	En naturales y trituradas.	Inapreciable cuando es del mismo tipo y origen.
	13	Granulometría.	Por diferente origen o mal almacenada.	Apreciable por variaciones de consistencia.
	14	Falta de uniformidad.	Por grado de intemperismo, diferencia de origen, defectos de proceso o mal almacenada.	Apreciable por variaciones de consistencia.
	15	Contaminación (limo, arcilla y arena)	Por explotación o almacenado inadecuado.	Considerable en algunos casos.
	16	Partículas suaves o alteradas.	Por su origen o contaminación.	En relación directa al porcentaje.
	17	Actividad química.	Cuando son de origen dolomítico o silíceo.	Considerable si no se previene.
	18	Contenido de humedad.	Frecuente y muy común.	Variaciones considerables.

CARACTERISTICAS DE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO QUE AFECTAN SU CALIDAD

COMPONENTE	Núm.	CAUSAS ASIGNABLES	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA	EFEECTO EN SU RESISTENCIA
A G U A	1	Presencia de sales.	Posible en cualquier caso.	No es notable en lo general.
	2	Contaminación orgánica.	De corrientes y depósitos naturales.	Puede ser considerable.
	3	Temperatura.	En climas extremosos.	En general, no es apreciable.
ADITIVO	4	Falta de control de fabricación.	Posible en cualquier marca.	Puede ser considerable.
	5	Variaciones de concentración.	Cuando se prepara en solución.	Variaciones notables.
	6	Error en la selección.	Información deficiente.	Resultados no esperados.
	7	Temperatura.	En climas extremosos.	Variaciones no previstas.

CARACTERISTICAS DEL EQUIPO DE DOSIFICACION Y EL PROCEDIMIENTO DE MEZCLADO QUE  
AFECTAN LA CALIDAD DEL CONCRETO

CONCEPTO BASICO	No.	CAUSA ASIGNABLE	PROBABILIDAD DE INCIDENCIA	EFFECTO EN LA RESISTENCIA
EQUIPO DE DOSIFICACION	1	Sistema de medición heterogéneo	Frecuente	Variaciones considerables
	2	Falta de mantenimiento	Con personal inexperto	Variaciones considerables
	3	Operación defectuosa	Con personal o equipo no adecuados	Considerable en algunos casos
	4	Falta de Control	Por variaciones de relaciones A/C y g/	Considerable en algunos casos
	6	Medición por volumen	Falta de recursos o economía	Considerables en todos los casos
PROCEDIMIENTO DE MEZCLADO	8	Orden de carga	Depende del Operador	Generalmente de poca importancia
	9	Sobrecarga	Poco frecuente	Ninguno en lo general
	10	Acumulación de mezclas	Ocasional	Puede ser considerable
	11	Velocidad de mezclado	Defectos mecánicos o variación de corriente	Ninguno en lo general
	12	Tiempo de mezclado	Frecuente	Variaciones notables en algunos casos
	13	Equipo manual	Falta de recursos o economía	Considerable en todos los casos.



## CONTROL DE CALIDAD EN PLACAS DE NEOPRENO

Las placas de apoyo que contienen neopreno, el cual es un elastómetro de alta calidad, han sustituido ventajosamente a los antiguos apoyos de placas deslizantes, rodillos y mecedoras, los cuales requieren frecuente lubricación y limpieza, por la corrosión que sufren. Estas placas tienen la ventaja de absorber mediante su deformación, los movimientos y esfuerzos que originan las trabes al dilatarse o contraerse, pudiéndose utilizar apoyos de capas múltiples, en los casos en que las deformaciones de longitud de las trabes son algo elevadas, para lo cual se debe tener en cuenta que la deformación al esfuerzo cortante (deformación horizontal/ Espesor del apoyo) no debe ser mayor de 50%.

Teniendo en cuenta que las placas de neopreno son resistentes a la compresión y que sus deformaciones plásticas son reducidas, el control de calidad se orienta en gran medida a estudiar su uniformidad en cuanto a dimensiones y comportamiento. Cuando las placas de neopreno quedan sometidas a baja temperatura se le presenta el que inadecuadamente se ha llamado fenómeno de cristalización, porque no obstante que las placas se tornan más rígidas, este fenómeno no llega a convertir en quebradizo al material, el cual sigue siendo flexible y fuerte; se estima que el trabajo mecánico y la vibración, producidas por el tránsito en los puentes, producen suficiente energía para reducir o evitar la cristalización de los apoyos, aún en zonas de clima frío.

Las principales pruebas que se realizan en las placas de neopreno son la determinación de dimensiones, la dureza shore "A", compresibilidad, tensión y alargamiento, compresión, desgarramiento y envejecimiento. La inspección visual, la determinación de dimensiones y la compresibilidad no son pruebas destructivas y se efectúan sobre los lotes completos de placas, estando constituido cada uno de éstos por todos los elementos de una remesa, de iguales dimensiones y dureza; para efectuar las pruebas de tensión, compresión, desgarramiento y deterioro por envejecimiento, que sí son destructivas, se toman dos placas representativas.

Las placas de neopreno no deben tener espesor menor de 1.27 cm., ni mayor de 2.54 cm.; en cada placa se admite, como máximo, 10% de falta de uniformidad, determinada ésta con los espesores mayor y menor de la placa; a su vez, se admiten discrepancias del 5% máximo, en el promedio de espesor de cada placa, con respecto al promedio general, pero se admite una tolerancia de 25% de éste con respecto al espesor de proyecto. El factor de forma es la relación entre la superficie de carga de las placas y el área lateral de las mismas, valor que se establece en el proyecto.

Las placas de neopreno para puentes se fabrican con una dureza shore "A" de 50, 60 y 70, tolerándose  $\pm 5$  de variación. La prueba de compresibilidad consiste en determinar la deformación unitaria de la placa, bajo un esfuerzo de 50 Kg/cm<sup>2</sup>, la cual no debe ser mayor de 15%; por otra parte, en el lote no se admiten las placas que tengan deformación mayor o menor, en 15%, respecto de la deformación promedio.

En la prueba de tensión se acepta tentativamente una resistencia mínima de 160 Kg/cm<sup>2</sup>. y un alargamiento mínimo de 350%. En la prueba de compresión por el método de deflexión, constante, tentativamente se acepta 25% de deformación, con respecto a la deflexión original. En la prueba de desgarramiento el valor tentativo correspondiente es de 32 Kg./cm. En la prueba de envejecimiento acelerado, en la que se somete a las placas a una temperatura de 100°C. durante 70 hrs., se admiten cambios máximos de  $\pm 15\%$  en la resistencia a la tensión; - 40% en el alargamiento, sin que éste baje de 300%; dureza shore "A" + 10%.

## CONTROL DE CALIDAD EN ACEROS

El acero utilizado en la Construcción de Puentes en general lo podemos clasificar en Acero de Refuerzo para Concreto, Alambre de Acero Estirado en Frío, para Refuerzo de Concreto, Alambre de Acero para Preesfuerzo, Acero Estructural de Alta Resistencia y Aleación y Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación al Manganesio Vanadio; se distingue también el caso de tubos de Acero Soldados sin costura para Pilotes.

### Acero para concreto hidráulico.

Son las varillas, alambres, cables, barras, soleras, ángulos, rieles, rejillas de alambre, metal desplegado u otras secciones o elementos estructurales que se usan dentro o fuera del concreto, en ductos o sin ellos, para ayudar a éste a absorber cualquier clase de esfuerzos.

El acero para concreto hidráulico deberá llegar a la obra sin oxidación perjudicial, exento de aceites o grasas, quiebres, escamas, ojeaduras, y deformaciones de la sección.

El acero de refuerzo deberá almacenarse bajo cobertizos, clasificado según su tipo y sección, debiendo protegerse cuidadosamente contra la humedad y alteración química. El acero para preesfuerzo se almacenará en locales previamente autorizados, clasificados según su tipo y sección debiéndose proteger cuidadosamente contra la humedad, agentes corrosivos, golpes y partículas indeseadas producidas durante el corte o soldadura. Cuando se presuma que no han modificado las características del acero, deberán hacerse nuevas pruebas de Laboratorio. Las varillas de refuerzo se doblarán en frío y lentamente, para darles la forma que fije el proyecto; sólo podrán doblarse en caliente en casos especiales, sin exceder de 200°C., midiendo éste con lápices del tipo de fusión; la fuente de calor no se aplicará directamente y el enfriamiento debe ser lento. Cuando se trate de varilla torcida en frío, no se permitirá su calentamiento.

En contrabos los dobleces se harán alrededor de una pieza cilíndrica que tenga diámetro del doble de la varilla. En varillas de 2.5 cm. de diámetro o menos los ganchos de anclaje se harán alrededor de una pieza cilíndrica con diámetro por lo menos 6 veces mayor que el de la varilla.

En las varillas de 2.5 cm. de diámetro o más, los ganchos de anclaje se harán alrededor de una pieza cilíndrica con diámetro por lo menos 8 veces mayor que el de la varilla.

En general se procurará no utilizar empalmes, pero cuando se autoricen podrán efectuarse traslapados o soldados a tope; en una misma sección se procurará no empalmar más del 50% de las varillas de refuerzo.

Los traslapos tendrán una longitud de 40 veces de diámetro o lado, para varilla corrugada; y de 60 veces el diámetro o lado, para varilla lisa. Los traslapos se colocarán en los puntos de menor esfuerzo de tensión y en ningún caso donde la sección no permita una separación mínima libre de vez y media, el tamaño máximo del agregado grueso, entre el empalme y la varilla más próxima. En los empalmes a tope los extremos de las varillas se unirán mediante soldadura de acero u otro procedimiento autorizado.

El refuerzo próximo al molde deberá colocarse por medio de separadores de acero o dados de concreto que garanticen el espesor del recubrimiento y que no deberá referirse al del proyecto en más de 5 cm.

Pruebas físicas que se efectúan al acero.

El muestreo para cada lote de varillas hasta de 10 toneladas deberá incluir 4 muestras; para lotes mayores de 10 toneladas, además de las 4 muestras -- mencionadas se tomará una muestra por cada 10 toneladas adicionales o fracción. Las muestras se cortarán con segueta o con equipo oxiacetileno y tendrán una longitud de 1.20 mts., debiéndose procurar tomarlas de los extremos de las varillas.

Para el muestreo de alambre de acero para preesfuerzo y alambre estirado en frío para refuerzo de concreto, se tomará una muestra de 1.20 mts. de longitud por cada rollo de alambre. Las muestras se cortarán con tijeras o cizalla, descontando 1 mt. del extremo del rollo.

Para el muestreo de barras y perfiles estructurales se tomarán 2 tramos de 60 cms. por cada lote de 30 toneladas o fracción; en el caso de lotes mayores se tomará una muestra adicional por cada 30 toneladas adicionales o -- fracción. Las muestras se cortarán con segueta o con equipo de oxiacetileno debiéndose eliminar los extremos.

El muestreo de planchas y láminas se efectuará tomando una muestra por cada lote de 30 toneladas o menos, tomando otra muestra por cada 30 toneladas adicionales o fracción; las muestras serán tramos de 60 cms. de longitud en el sentido de laminación, por el ancho completo de la pieza cuando ésta sea de 20 a 30 cms.; para anchos menores deberá duplicarse la longitud de las -- muestras; para anchos mayores a 30 cms. la muestra deberá limitarse a esta dimensión. El corte se hará con segueta o con equipo de oxiacetileno.

En cuanto a dimensiones y peso se determinarán a los productos de acero, para el caso de varillas corrugadas, su peso unitario área neta y características de corrugación; para alambres y alambres para refuerzo el peso unitario y el área neta; para cables de preesfuerzo el área neta; para perfiles, barras, rieles y tubo, las dimensiones de la sección, el área neta y el peso unitario. En el caso de planchas y láminas se determina exclusivamente -- el peso.

La prueba de tensión en productos metálicos puede efectuarse en probetas -- planas, probetas estándar tipo lámina y probetas estándar redondas con diámetro de 12.5 mm. que se emplean generalmente para probar fundiciones y forjas, pudiéndose usar probetas de tamaño pequeño proporcionales a la estándar redonda; los extremos de las probetas deberán tener la forma adecuada -- para que se utilicen las mordazas en debida forma. Las especificaciones con-- templadas en general distintas variantes de probeta para el ensaye de alambres, varillas y barras de sección circular, barras rectangulares, perfiles, productos tubulares, forjas, fundiciones, fierro moldeable, fundiciones troqueladas y metales en polvo solidificados. Para la velocidad de prueba existen di-- ferentes criterios y en general podrá usarse cualquier velocidad conveniente hasta la mitad del límite de fluencia especificado o hasta la cuarta parte de la resistencia máxima especificada, lo que sea menor; cuando no se especifica otra velocidad después de ese punto, la velocidad deberá ser tal -- que permita registrar las cargas y las deformaciones correspondientes a los intervalos requeridos para poder reportar con exactitud los resultados de -- la prueba. Para determinar la resistencia de fluencia o el punto de fluencia, la velocidad de aplicación de esfuerzo no debe exceder de 7000 Kg/cm<sup>2</sup>., por minuto; después de quitar el extensómetro se puede incrementar la velocidad, pero no excederá de 0.5 mm. por mm. de longitud de calibración, por -- minuto.

La resistencia de fluencia se determina siguiendo diversos procedimientos según que la gráfica esfuerzo-deformación correspondiente no tenga puntos de fluencia bien definidos o bien que tenga una zona de fluencia bien definida o que no presente puntos definidos de fluencia detectados por los métodos de caída del brazo, de detención del indicador o del diagrama autográfico. Las determinaciones de resistencia máxima a la tensión y alargamiento, se realizan en la forma establecida, pero si la fractura se localiza fuera de las dos cuartas partes centrales de la longitud de calibración o en una de las marcas de la sección reducida, el valor del alargamiento obtenido puede no ser representativo.

Las pruebas de doblado en aceros sirven para evaluar la ductilidad de esos materiales, pero no pueden considerarse como un índice para predecir los problemas de doblado que se tengan durante la construcción. La severidad de la prueba es función del diámetro del mandril sobre el que se haga el doblado, la sección transversal de la probeta, y el ángulo de doblez; las condiciones de prueba variarán de acuerdo con la localización y orientación de la probeta, la composición química del acero y sus propiedades físicas. La temperatura de prueba será la ambiente y para considerar satisfactorios los resultados, la probeta no deberá presentar grietas en la parte exterior de la porción doblada. La velocidad de prueba en este caso no es un factor determinante, debiéndose tener cuidado de que la probeta tenga longitud suficiente.

La prueba de inspección metalúrgica macroscópica permite conocer la condición interna de los productos de acero, detectando y evaluando los defectos de fabricación, tales como tubos, grietas, inclusiones, porosidades y segregación, para lo cual se trata una sección del material con un producto químico, que hace resaltar dichos defectos y así poderlos observar con instrumentos ópticos de bajo aumento. Las probetas deberán tener una longitud aproximada de 12 mm. excepto en el caso de acero de preesfuerzo en que deberá ser de 50 mm.; el corte de las probetas deberá efectuarse en frío, utilizando medios mecánicos como la segueta, la sierra, discos abrasivos o torno; cuando haya un corte con soplete, el muestreo deberá alejarse 10 cm. de ese corte. Para efectuar el ataque químico se utiliza una solución de ácido clorhídrico manteniendo la temperatura de la solución entre 70 y 80°C., durante 30 minutos para acero de refuerzo, acero estructural y juntas soldadas o 10 minutos para acero de preesfuerzo; para acero de medio y alto carbono el tiempo podrá variar de acuerdo con su contenido de carbono (existe una variante de esta prueba tratando las probetas con una solución compuesta de 15 gramos de persulfato de amonio en 100 mililitros de agua). Una vez realizado el ataque químico se lavan las probetas con agua y cepillo; se humedecen con alcohol y se secan con un paño absorbente o papel filtro. La observación se hace a simple vista o con una lupa de 10 a 20 aumentos; el número tipo y tamaño de los defectos, está limitado por las especificaciones respectivas.

#### Métodos de análisis químicos para aceros.

Determinación del carbono total por el método gasométrico por combustión directa.

Determinación del manganeso por el método de bismutato

Determinación del manganeso por el método colorimétrico.

Determinación del silicio por el método de ácido sulfúrico.

Determinación del silicio por el método de colorimétrico.

###...

Determinación del fósforo por el método alcalimétrico  
Determinación del fósforo por el método colorimétrico  
Determinación del azufre por el método de evolución  
Determinación del cobre por el método del tiosulfato  
Determinación del cobre por el método colorimétrico  
Determinación del vanadio por el método volumétrico del sulfato ferro-amónico

### Acero para preesfuerzo

En concreto preesforzado se necesita acero de refuerzo de alta resistencia a la tensión para poder dar al concreto los esfuerzos internos necesarios. Los tipos de acero en uso común son el alambre de alta resistencia a la tensión, usado en forma de un conjunto, compuesto de dos o más alambres prácticamente paralelos para pretensado o para postensado; torón de diámetro pequeño, de alta resistencia, de fábrica, compuesto usualmente de 6 alambres torcidos en hélice alrededor de uno central, que se utiliza para casos de pretensado; torón de diámetro grande, de alta resistencia, usualmente con los dispositivos de anclaje en los extremos hechos de fábrica, para construcción postensada, que está formado por 7, 19, 37 o más alambres individuales; varillas de acero de aleación de alta resistencia, producidas por un proceso de estirado o hilado en frío, con diámetro que varía desde 12.7 hasta 28.6 mm. y que principalmente se usan para construcción postensada.

El alambre de alta resistencia a la tensión generalmente está hecho de acero de alto carbón que es laminado en caliente para formar barras o varillas gruesas; después se somete a tratamiento térmico llamado "Patentado" (recocido especial antes de efectuar el estirado en frío) y después pasado por hileras en frío, para que alcance la resistencia final requerida a la tensión; en la forma más comúnmente usada, se le eliminan después los esfuerzos internos mediante un tratamiento con tiempo y temperatura controlados, que mejora las propiedades elásticas dentro de la amplitud de variación de tensión que usualmente se emplea en concreto preesforzado; ese tratamiento también hace que el alambre producido sea más derecho y más fácilmente manejable. El alambre de acero de alta resistencia a la tensión producido por el proceso de templeado en aceite no se recomienda para usarlo en concreto preesforzado. En alambres de acero de alta resistencia para concreto preesforzado de diámetro de 5 y 7 mm. el esfuerzo máximo será igual o mayor que 14,000 kg/cm<sup>2</sup>. El alambre que haya sido sujeto a un tratamiento para aliviarlo de esfuerzos internos, usado para preesfuerzo deberá mostrar una alta resistencia en el punto de fluencia y un alargamiento razonable antes de la ruptura; la mínima resistencia en el punto de fluencia; para un alargamiento de 1%, bajo la carga de prueba, deberá ser igual a 85 % de la resistencia especificada a la ruptura a tensión; el alargamiento mínimo, medido sobre el espécimen, después de la ruptura, debe ser 4% en 254 mm. El alambre para preesfuerzo deberá admitir una cantidad razonable de deformación en frío sin que falle; la reducción del área en la sección transversal, medida después de la ruptura, será como mínimo 30%. Los datos del material, relativos a las propiedades típicas de fluencia y relajamiento debido al estado de esfuerzo, se deben obtener del fabricante.

El torón de alta resistencia, de diámetro pequeño, normalmente está hecho de 7 alambres, quedando el alambre central recto, estrechamente encerrado por los seis alambres exteriores torcidos en hélice; debido a su pequeño diámetro, al torón se le puede dar un tratamiento final de alivio de esfuerzos, semejante al que se da a los alambres individuales; este tratamiento mejora las características de elasticidad y manejo; las pruebas de aceptación, - - - - -

cuando se requieran, se deberán hacer al torón en vez de a los alambres individuales. Las propiedades físicas se deberán basar en el área metálica total de todos los alambres individuales. El alargamiento mínimo a la ruptura, es de 3.5% en 6l cm. y la mínima resistencia en el punto de fluencia con 1% de alargamiento y bajo la carga de prueba, deberá ser 85% de la resistencia especificada a la ruptura en tensión.

El torón grande puede estar formado con 7, 19, 37 o más alambres galvanizados o sin recubrimiento, endurecidos mediante estirado y torcidos en hélice; el torón más comúnmente usado es el galvanizado. Debido a que al torón de diámetro grande, no se le puede dar un tratamiento final para aliviar los esfuerzos internos, algunas de sus cualidades físicas difieren de las correspondientes al alambre o al torón de diámetro pequeño. Las pruebas de aceptación, cuando se requieran, se deberán basar en las propiedades del torón y no en las de los alambres individuales.

Estas varillas se fabrican generalmente de acero de aleación; después de haber sido laminadas en caliente, las varillas son sometidas a tratamiento térmico o bien, trabajadas en frío y después, cada varilla es estirada en frío hasta un mínimo de 90% de la resistencia especificada a la ruptura. Las varillas de acero de aleación de alta resistencia se fabrican con una resistencia a la tensión mínima de 10,195 Kg/cm<sup>2</sup>. (145,000 lb/in<sup>2</sup>) para todos los diámetros. Las varillas de alta resistencia para preesfuerzo deberán tener una resistencia mínima en el punto de fluencia, correspondiente al 0.2% de deformación permanente, igual a 90% de la resistencia especificada a la ruptura o tensión; el alargamiento mínimo en 20 diámetros, después de la ruptura será de 4%. Las varillas para preesfuerzo deberán ser capaces de una cantidad razonable de deformación en frío sin que fallen; la varilla deberá tener una reducción de área no menor de 15%, medida después de la ruptura. Los datos del material, relativos a las propiedades típicas de fluencia y de relajamiento debido al esfuerzo, se deben obtener del fabricante; las pruebas especiales de aceptación para lotes individuales, usualmente son costosas e innecesarias. Las pruebas de fluencia y las pruebas rápidas de relajamiento no representan necesariamente las características de relajamiento debido al esfuerzo durante un tiempo largo.

Como los aceros para preesfuerzo son susceptibles de ser atacados por la corrosión, se deben proteger durante su almacenamiento, transporte y durante la construcción. El término corrosión debida al esfuerzo, se aplica a la aquebradización del acero que ocurre bajo los efectos combinados de grandes esfuerzos y algunas condiciones de corrosión; ese fenómeno puede presentarse sin deterioro aparente de la superficie. Normalmente, el acero embebido en el concreto o cuidadosamente recubierto por las inyecciones de mortero fluido o lechada de cemento, no estará sujeto a ese tipo de corrosión; cuando el acero postensado no quede recubierto por las inyecciones de mortero fluido o lechada de cemento se deben tomar precauciones especiales para protegerlo.

#### Soldadura.

La soldadura por arco es un procedimiento para unir dos piezas de metal con el fin de formar una sola, utilizando para ello temperaturas del orden de 3300°C. obtenidas mediante un arco eléctrico en los bordes de las piezas que se tratan de unir; de esta manera se funden dichos bordes y se les aporta más metal, el cual se tiene en una varilla por la que también se hace pasar la corriente eléctrica que forma el arco.

La varilla que contiene el metal para aportación se llama electrodo, el cual se maneja utilizando un portaelectrodo, que se opera con la mano a fin de producir el arco eléctrico colocando el electrodo a cierta separación de los bordes de las piezas por unir, produciéndose así un intervalo en el circuito de la corriente eléctrica, la cual proviene de una máquina de soldar que no es otra cosa que un transformador de corriente eléctrica o un generador, ya sea que se trate de corriente alterna o bien de corriente continua, respectivamente.

Existen varios tipos de electrodo, los cuales tienen una identificación, a base de cuatro dígitos, a los cuales se les antepone la letra E, que significa que el electrodo es para soldadura por arco eléctrico. Los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión expresada en miles de libras/pulgada cuadrada, que se puede esperar del metal del electrodo cuando la operación de soldar se lleva a cabo en forma adecuada. El tercer dígito indica la posición para la que es adecuado el electrodo; el número uno indica que el electrodo puede usarse en todas las posiciones, es decir plana, vertical, horizontal y sobrecabeza; el dos indica que el electrodo es adecuado para la posición plana y en filetes horizontales y el tres corresponde a un electrodo adecuado para usarse únicamente en la posición plana. El último dígito señala el tipo y polaridad de la corriente que debe usarse y el tipo de revestimiento del electrodo.

En electrodos de acero inoxidable se anotan cinco dígitos; los tres primeros indican la clase de acero inoxidable y los dos últimos el tipo de corriente y polaridad de los electrodos.

Por lo que se refiere al recubrimiento del electrodo se hace notar que éste sirve en algunos casos para protección y en otros casos también para proporcionarles ciertas propiedades al metal de aportación al momento de fundirse; algunos electrodos tienen revestimiento con alto contenido de materia orgánica, otros tienen óxido de rutilo (titano), en otros electrodos el recubrimiento corresponde a un bajo contenido de hidrógeno y también hay algunos revestimientos que tienen un alto contenido mineral.

En cuanto a la intensidad de la corriente se hace notar que para cada tipo de electrodo debe proporcionársele la adecuada, que en general dependerá de la posición de soldar, de la colocación de la soldadura, así como del diámetro y tamaño del electrodo. Para la elección del diámetro del electrodo se debe tomar en cuenta el espesor de la chapa (placa) y el tamaño del cordón.

En términos generales podemos clasificar a los electrodos en cuatro grupos principales, de acuerdo con sus características: electrodos de solidificación rápida, electrodos de relleno rápido, electrodos de relleno de solidificación rápida y electrodos de aceros especiales.

Las juntas soldadas o la operación de soldar la podemos clasificar en soldadura al arco manual con electrodo metálico recubierto, con electrodos con fundente en el núcleo o por el sistema de soldadura al arco sumergido.

###...

Las juntas y soldaduras se pueden clasificar, por el tipo de junta, en junta a tope, junta en esquina y junta en T; por el espesor del material se -- clasifican en limitado y no limitado y por el tipo de ranura en rectangular, en V simple, en V doble, en bisel simple, en bisel doble, en U simple, en U doble, en J simple y en J doble. En general los trabajos de soldadura con base a los diferentes tipos de ranura que pueden trabajarse, se especifican debidamente, así por ejemplo para ranuras a tope soldadas con arco manual, la cara de la raíz de las juntas podrá ser de 0 a 3.2 mm. y la separación en la raíz de las juntas también podrá ser de 0 a 3.2 mm.; para el caso de soldaduras efectuadas con arco manual, no deberán usarse soldaduras de ranura con preparación en bisel o en J, excepto cuando se realicen en posición horizontal, en cuyo caso la pieza superior de la junta deberá ser biselada.

El control de calidad en los trabajos de soldadura implican trabajos de inspección continuados, así como los muestreos y ensayos que se estimen convenientes. La inspección radiográfica sólo se utilizará en el caso de juntas de ranuras con penetración completa y sólo en casos muy especiales en soldaduras de filete.

Para calificar la habilidad de los soldadores que se pretenden emplear en una obra, deberán prepararse tres juntas por cada soldador que se necesita calificar, las que deberá hacer éste cuidadosamente en la posición establecida y utilizando el mismo material, electrodos y equipo de la obra. Dos de las muestras se destinarán a la prueba de sanidad que consiste en efectuar sobre la soldadura una muesca con segueta de 4 mm. de profundidad aproximadamente y luego efectuar el doblado de manera que la muesca quede en la zona de tensión, al espécimen se lleva hasta la fractura con carga concentrada al centro; para que se consideren aceptables las pruebas de sanidad se requiere que la sección de falla sea plana, perpendicular al eje de la varilla y que carezca de defectos en cuanto a penetración, porosidad, inclusión de escoria, etc. La otra muestra de soldadura se destina a la prueba de tensión, la cual sólo servirá para verificar la resistencia y alargamiento del electrodo.

En la prueba de tensión, el esfuerzo en el límite de fluencia y el esfuerzo máximo deben ser iguales o mayores que los especificados para el material base. Si alguna junta soldada presenta defectos graves de ejecución deberá desecharse. En la prueba de doblado el comportamiento de la soldadura debe ser similar al del material base. Las juntas soldadas no deben presentar grietas en el metal base ni tampoco en el metal depositado. En cualquier tipo de junta la socavación no será mayor de 0.25 mm. de profundidad, cuando su dirección sea transversal a la del esfuerzo principal; cuando sea paralela la socavación no debe exceder de 0.8 mm. Aparte de lo anterior se establecen algunas tolerancias en cuanto a defectos de porosidad, inclusión de escoria, falta de fusión o penetración y también se admite efectuar algunas correcciones en las juntas soldadas para que puedan ser aceptadas.

#### Recubrimientos para herrajes de acero.

Los recubrimientos más usuales son los de estaño, zinc y cadmio; el primero generalmente se usa para láminas (hojas de lata) y los otros dos sí son propios para herrajes. Estos recubrimientos en general deben permitir los esfuerzos de los elementos respectivos, sin sufrir deterioros. A los recubrimientos de estaño sólo se les determina su peso; a los de zinc, el peso del



recubrimiento, su continuidad y su adherencia; y a los de cadmio, el peso del recubrimiento y su adherencia. En el caso de zinc se puede aplicar la prueba de Preece para determinar la uniformidad y peso del recubrimiento, cuando el examen visual no resulta concluyente. Los espesores de recubrimiento de zinc y cadmio pueden medirse para metodos magnéticos, los cuales no son destructivos ni costosos.

Los recubrimientos de zinc pueden corresponder a galvanizado en caliente o a electrodepositado. En el caso del cadmio se definen tres tipos (A, B, y C) según el espesor de la capa (13, 7.6 y 3.8 micras, respectivamente).

## CONTROL DE CALIDAD EN PINTURAS

### Generalidades

La pintura se utiliza en los elementos estructurales de metal o madera, principalmente con el objeto de recubrir la superficie expuesta de los mismos para protegerlos de los agentes exteriores, teniendo también en segundo término, una finalidad decorativa.

Por su función la pintura se clasifica en "primaria" y "de acabado"; la primera proporciona cierta protección y se aplica directamente sobre la superficie base, constituyendo un elemento que asegura la permanencia y unión del resto del tratamiento; la segunda complementa la protección y tiene también fines tales como señalamiento, decorativo, reflejante y otros, debiendo ser aplicada, según corresponda, sobre la superficie base o sobre la pintura primaria.

Las pinturas deberán tener la consistencia necesaria para ser aplicada sin dilución previa, pero se podrá diluir para ciertas aplicaciones; las superficies respectivas deberán estar completamente secas y la temperatura ambiente deberá ser superior a 5°C; en las superficies que estén en exteriores, la pintura sólo se aplicará cuando el tiempo sea cálido, claro y libre de lluvias.

### Aplicación

Las superficies metálicas que vayan a ser pintadas deberán estar exentas de grasa, pintura defectuosa o cualquier otro material; los materiales no grasos se eliminarán por cepillado o rasquetado; cuando existan escamas o señales de oxidación, se utilizará una solución apropiada o chorro de arena; si hay picaduras, la superficie limpia deberá corroerse. Las superficies que se recubran deberán haber sido limpiadas el mismo día. En el caso de superficies expuestas a la intemperie, no se deberán hacer aplicaciones cuando las superficies metálicas tengan una temperatura capaz de producir ampollas en la película de pintura. La aplicación de la pintura anticorrosiva o primaria deberá quedar uniforme y sin defectos, siendo necesario proteger el tratamiento para evitar que quede expuesta al agua, polvo y otros agentes que le afecten. La pintura de acabado no se aplicará tan pronto como haya secado el tratamiento primario. El tratamiento total deberá quedar uniforme y sin defectos de acabado.

Para recubrir superficies de madera, ésta deberá estar seca, limpia y tan lisa como lo requiera la calidad del trabajo que sea deseable obtener; la madera defectuosa deberá ser sustituida o reparada y la limpieza se hará mediante cepillado, raspado o lijado; si existe impregnación de sustancias indeseables, se hará limpieza utilizando disolventes y en caso necesario se cepillará o raspará nuevamente la superficie. La madera que tenga plaga se desinfectará, la de tipo resinosa, después de eliminar la resina por raspado deberá ser sellada (con sellador o tapaporo) los huecos de clavos y tornillos, grietas y otros defectos deberán ser llenados. La película de pintura deberá presentar un aspecto uniforme y sin defectos de acabado.

El equipo que se utilice en la aplicación de pinturas, deberá ser aprobado previamente.

Requisitos y Especificaciones

La aceptación o rechazo de las pinturas se basa en pruebas físicas, químicas y de servicio, que correlacionan su comportamiento, por lo que no se requiere establecer su formulación; en general las pinturas están constituidas de pigmento, vehículo, disolventes y aditivos. El proveedor debe indicar cual es la forma de utilizar la pintura y garantizará durante cierto lapso su calidad.

Con relación a su apariencia, la pintura deberá presentar aspecto uniforme, sin masas, productos de oxidación, grumos, polvos u otras materias extrañas; la pintura deberá conservar por 24 hs. su aspecto y consistencia, sin que se formen capas o sedimentos.

Las características que se estudian son las siguientes:

En estado fluido, antes de aplicarse:

- Apariencia
- Estabilidad
- Tiempo de secado
- Viscosidad
- Peso específico
- Finura
- Poder cubriente
- Retenido en malla Núm. 0.045
- Contenido de pigmento
- Contenido de vehículo
- Contenido de volátiles
- Contenido de sólidos totales
- Contenido de agua libre
- Contenido de brea

En película seca.

- Adherencia
- Flexibilidad
- Color
- Intemperismo acelerado
- Resistencia al ambiente salino
- Resistencia a agentes corrosivos
- Resistencia a cambios bruscos de temperatura
- Resistencia a la abrasión

En la Tabla de la siguiente hoja se indican las características que deben cumplir las pinturas.

**CARACTERISTICAS FISICAS Y QUIMICAS DE LAS PINTURAS**

TIPO		EN ESTADO FLUIDO ANTES DE APLICARSE									
USO	A BASE DE	TIEMPO DE SECADO HORAS		VISCOSIDAD	PESO ESPECIFICO	FINURA UNIDADES HEGMAN MINIMO	PODER CUBRIENTE MP/LT MINIMO	RETENIDO MALLA 245 MAXIMO %	CONTENIDO EN % DE		CONTENIDO
		AL TACTO	DURO						PIGMENTO TOTAL	VEHICULO	
PRIMARIO	MINIO ALQUIDALICO	1/2 a 2	4 a 24	300 a 800 cps	2.1 a 2.4	5	1.6	1.5	67.0 MINIMO	33.0 MAXIMO	19.00 MAXIMO
	CROMATO DE ZINC	4 a 8	24 MAX	300 a 1000 cps	1.1 a 1.3	5	1.6	1.5	32.0 MINIMO	68.0 MAXIMO	40.23 a 46.92
	INORGANICO DE ZINC POSTCURADO	2 MAX	4 MAX	10 a 30 SEG COPA FORD 4	3.1 a 3.5	3	2.5	2.0	77.0 a 78.0	22.0 a 23.0	17.06 a 19.79
	INORGANICO DE ZINC AUTOCURANTE	2 MAX	4 MAX	10 a 30 SEG COPA FORD 4	3.3 a 3.7	3	2.5	2.0	79.5 a 80.2	19.8 a 20.5	15.37 a 12.42
	EPOXICO CATALIZADO	1 MAX	24 MAX	240 SEG MIN COPA FORD 4	1.35 MINIMO	3	1.5	2.0	51.0 MAXIMO	49.0 MINIMO	32.83 MAXIMO
	VINIL EPOXICO MODIFICADO	1 MAX	2 MAX	600 a 1200 cps	1.12 MINIMO	4	2.0	1.5	20.0 a 23.0	77.0 a 80.0	10.73 a 37.67
ACABAU	ESMALTE ALQUIDALICO BRILLANTE	4 MAX	24 MAX	50 a 400 SEG COPA FORD 4	0.900 MINIMO	6.5	(a)	2.0	(a)	(a)	(c)
	FENOLICO DE ALUMINIO	4 MAX	12 MAX	54 SEG MIN COPA FORD 4	0.920 a 9.0	2	2.7	0.1	21.0 a 22.0	78.0 a 79.6	30.0 a 31.0
	EPOXICO CATALIZADO	1 a 4	24 MAX	10 a 90 SEG COPA FORD 4	1.0 a 1.4	2	1.6	2.0	(a)	72.3 a 85.8	(c)
	VINILICO ALTOS SOLIDOS	2 MAX	4 MAX	900 a 3000 cps	1.04 MINIMO	2	1.6	2.0	19.7 a 25.5	74.5 a 80.3	37.93 a 50.41

a) EL PROYECTO INDICARA EN ESTOS CASOS LOS REQUISITOS DE PODER CUBRIENTE Y SUS CONTENIDOS

b) EL % DE SOLIDOS TOTALES ESTA DADO POR LA SUMA DE PIGMENTO MAS SOLIDOS DEL VEHICULO

PARA ESTRUCTURAS METALICAS Y SEÑALES DE TRANSITO

		EN PELICULA SECA								
N.º DE OLIVOS (C) TFL	AGUA LIBRE MAXIMO %	BREA	ADHERENCIA		FLEXIBILIDAD	INTEMPERISMO ACELERADO NUM HORAS	RESISTENCIA AL AMBIENTE CALINO NUM HORAS	RESISTENCIA A AGENTES CORROSIVOS	RESISTENCIA A CAMBIOS EFUSOS DE TEMPERATURA	RESISTENCIA A LA ABRASION % DESP. MOTIV.
			MINIMO KILOGRAMOS	MINIMO %						
220 019A	0.5	NO DEBE CONTENER	3	40	DEBE CUMPLIR	200	---	DEBE CUMPLIR	DEBE CUMPLIR	80
72 0 53 C4	0.5		4	40		300	---			80
104 0 04 21	---		8	40		700	600			80
11 0 87 10	---		6	40		700	500			80
17 0 15 10	0.5		4	40		500	500			80
127 0 02 20	0.5		4	40		200	---			80
(1)	0.5		4	40		200	100			80
10 0 10 0	0.5		4	40		200	---			40
(2)	0.5		4	40		500	300			80
10 0 40 00	0.5		4	40		500	300			80

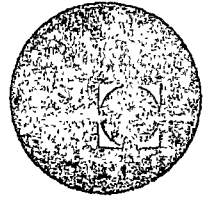
## CONTROL DE CALIDAD EN ADHESIVOS Y SELLADORES

En la construcción de puentes, así como en su reparación, es frecuente tener que recurrir a diversos productos comerciales de patente, elaborados con Resinas del tipo Aralite, de las cuales tenemos selladores para grietas; adhesivos de tipo general para concreto seco, acero, madera, etc.; adhesivos para unir concreto fresco a concreto endurecido; mortero para resanar concreto; mortero para sellar y anclar elementos diversos; selladores para juntas, selladores para juntas en movimiento; selladores para juntas en concreto, resistentes a los aceites, para colado en caliente; etc. Estos materiales, en determinados casos exigen una preparación específica y/o una limpieza esmerada, para la que se pueden emplear sistemas como el chorro de arena, chorro de arena a metal blanco, chorro de arena brocheado (sopleteado ligero), limpieza mecánica, limpieza manual, limpieza con disolvente, etc.

Durante la aplicación de estos productos, deben inspeccionarse los trabajos para asegurar que se apegan a lo especificado por el proveedor en todos sus aspectos. En el Laboratorio, como estos productos son de tipo comercial, el control de calidad consiste en verificar que se cumplan las características de resistencia mecánica y al ataque de sustancias, que el fabricante atribuye a cada producto. De acuerdo con esto, el proyectista deberá seleccionar el producto que le pueda servir y en algunos casos, ajustar el diseño a las posibilidades del producto. El proveedor debe garantizar sus productos.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



CONSTRUCCION DE PUENTES

PREFABRICACION EN PLANTA

ING. RUBEN OBREGON CHAZARO

AGOSTO, 1978.

## PREFABRICACION EN PLANTA .

¿Por qué prefabricar? La respuesta se antoja de lo más sencilla; pues mientras se realizan los trabajos de cimentación y de la subestructura de un puente, es posible ir fabricando las traveses o elementos estructurales en la planta, de manera que no haya necesidad en la obra, de proceder a cimbrar, a colocar armados y a colar la superestructura; lo cual además de resultar en algunos casos un trabajo pesado y riesgoso, (pues se trabaja casi siempre sobre barrancas o cauces fluviales,)), requiere de un tiempo - muy digno de tomarse en cuenta, ya que no es posible colocar los moldes de las secciones de las piezas, mientras no se tenga lista la obra falsa que soporte la superestructura. Por el contrario, si ya se encuentra lista la subestructura para recibir los elementos estructurales de la superestructura, sin tener que esperar ningún otro proceso puede empezarse de inmediato - el montaje de los elementos constitutivos de la superestructura: traveses T, traveses cajón, etc.; estas maniobras suelen realizarse en tiempos bastante reducidos, por lo que el ahorro en tiempo que se obtiene sobre el tiempo total suele resultar en numerosas ocasiones de bastante importancia.

Cuando la prefabricación se realiza en una planta industrial, se - pueden aprovechar al máximo las instalaciones y su capacidad instalada, pues además de contar con máquinas y equipos que pueden activar los procesos de producción, la mano de obra del personal puede clasificarse como espe--



cializada, ya que al trabajar en líneas de producción, los obreros adquieren bastante destreza al ejercitar su trabajo en ciclos repetitivos. Por otra parte el trabajador siente mayor seguridad laborando en una industria, al conservar durante más tiempo su fuente de trabajo.

En una planta industrial es muy común contar con moldes de secciones estandarizadas que se ha visto en la práctica su empleo con eficiencia; estos moldes pueden tener longitudes de 80 a 120 m o más. Por consiguiente, en una línea de producción se obtienen de 4 a 6 piezas de 20 m de longitud, o bien, el número de piezas variará de acuerdo con su longitud. Los dos factores que limitan el tamaño máximo de las piezas para su transporte son su longitud máxima transportable por carretera que anda por los 30 m para carreteras de primer orden y el peso máximo en función de la capacidad de carga de los puentes por donde transite.

Mediante el curado a vapor es posible acelerar el fraguado y obtener resistencias elevadas a corta edad, permitiendo entrar a ciclos diarios de colado; y teniendo en cuenta que en cada colado se obtienen varias piezas, es fácil colegir el incremento notable de la productividad, que permite reducir los costos.

Casi todas las plantas cuentan con un departamento de control de calidad, que se encarga de hacer las pruebas necesarias tanto de las materias primas (grava, arena, cemento, etc.) como de los concretos elabo-

rados por medio de probetas cilíndricas representativas; asimismo, interviene directamente para dictar medidas correctivas o para dar las recomendaciones pertinentes a fin de conseguir un producto mejorado por el control de su calidad. El producto elaborado debe pasar la supervisión final de este departamento, quien en caso necesario dictaminará las medidas correctivas que se requieran o la aceptación para su embarque. Sobre este último punto puede decirse que piezas hasta de 16 m - longitud pueden transportarse en trailers o plataformas extensibles; y piezas de - más de 16 m sin sobrepasar los 30 m se pueden transportar en diablos o dollys, - fungiendo la propia pieza como chasis.

Las secciones más usadas suelen ser la losa maciza y aligerada para - claros cortos; la sección TT la sección canal, la sección T y la sección tipo AAS HOPCI, que se ilustran en el catálogo del P .C. I para salvar claros hasta de 100 pies .- En dichos catálogo se dan tablas que permiten conocer el campo - de aprovechamiento. A continuación se incluyen algunas de estas tablas con las secciones típicas más comunes.

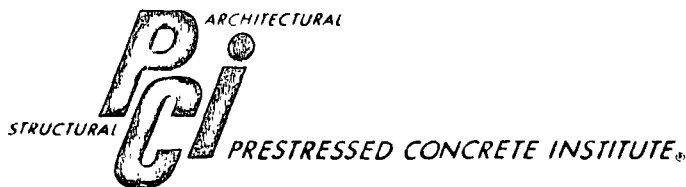
precast prestressed  
concrete

SHORT

SPAN

BRIDGES

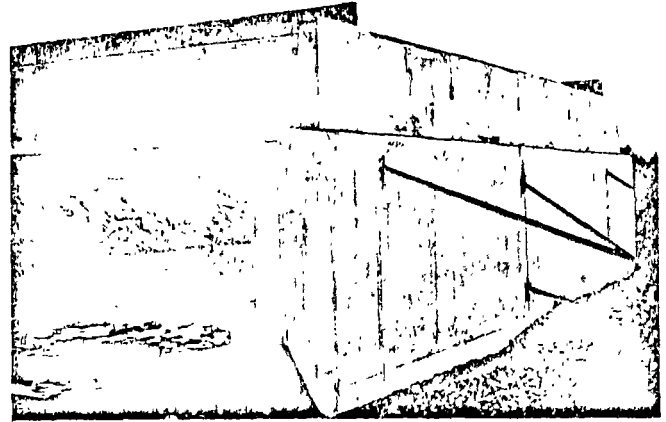
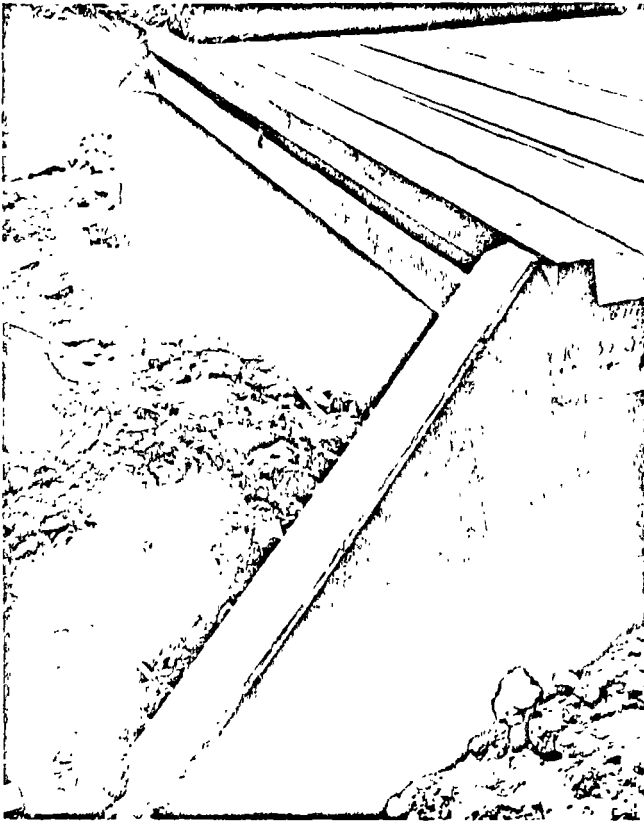
spans to 100 feet



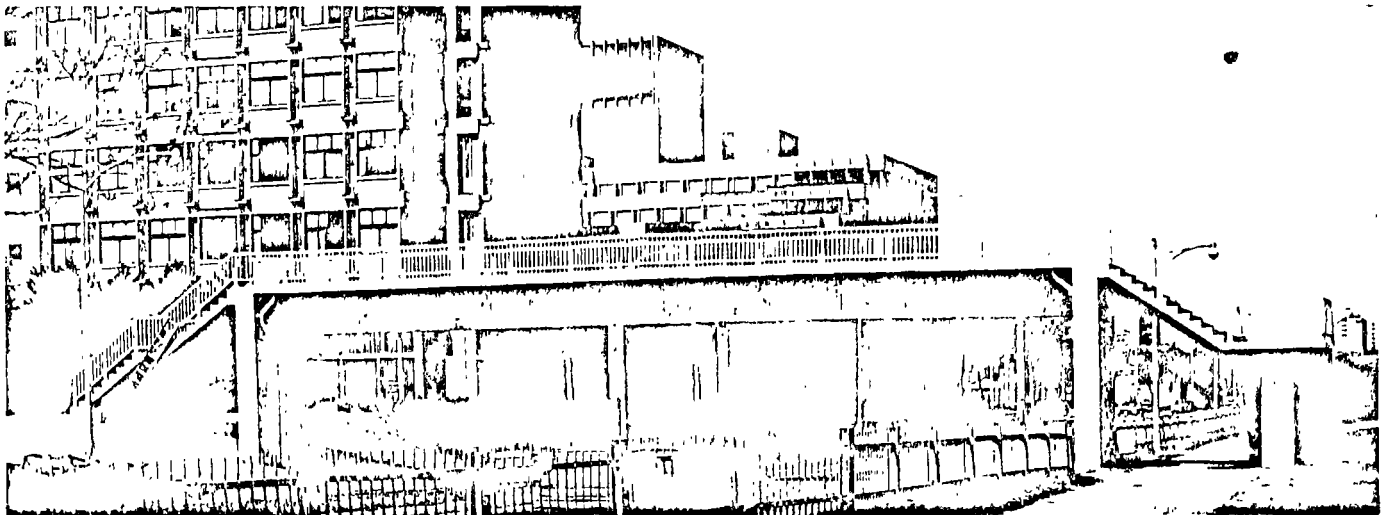
20 NORTH WACKER DRIVE / CHICAGO, ILLINOIS 60606

# Simple design

Replacement of substandard bridges can be easily accomplished with precast prestressed sections. In some cases, existing abutments can be used, but in others, it is easier and more economical to build new ones as shown below, or to utilize precast abutments and wing walls supported on cast-in-place footings, as shown at the right.



The pedestrian overpass, below, exemplifies the simplicity of precast prestressed bridges. The 7-ft wide integral deck unit, supported on cast-in-place piers, spans 81 ft. Erection of the superstructure took two hours on a Sunday morning without interruption of traffic. Thus a standard prestressed concrete unit created a simple solution to the complex problems of economy, aesthetics, traffic interruption, and low maintenance.

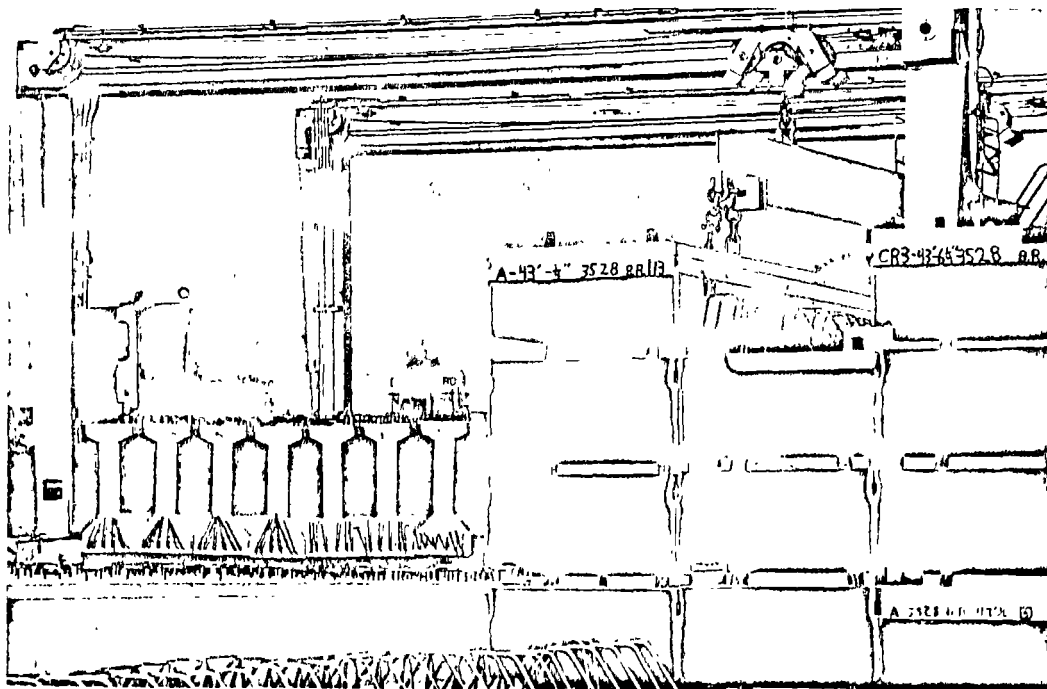


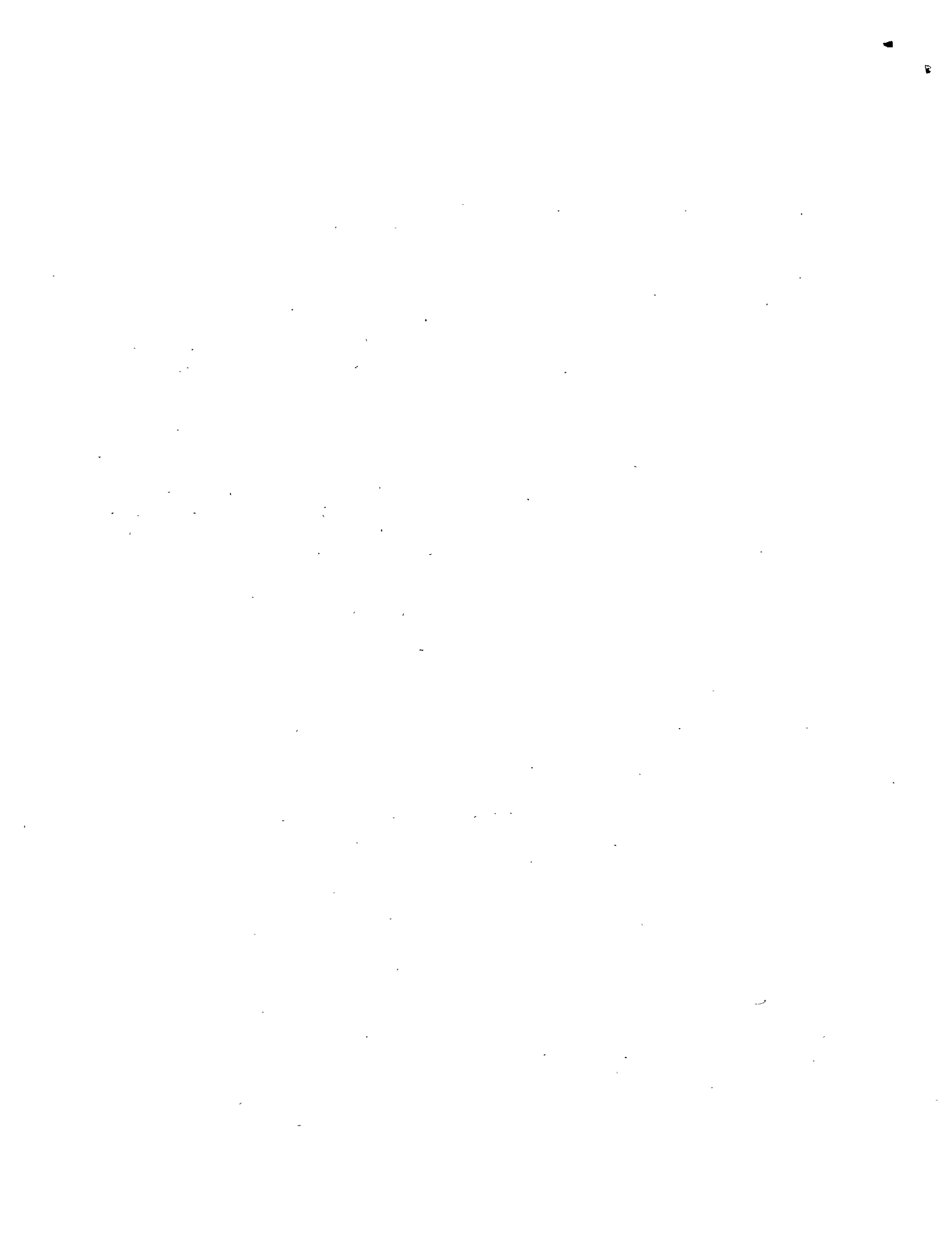
# Assured plant quality



Precast prestressed concrete products are inspected and quality controlled at the precasting plant. In fact, each operation in the manufacturing process provides an opportunity for inspection and control. During manufacture, portions of prestressed concrete beams are subjected to some of the highest stresses they will ever encounter as structural members. So, in a sense, prestressed members are pre-tested during manufacture.

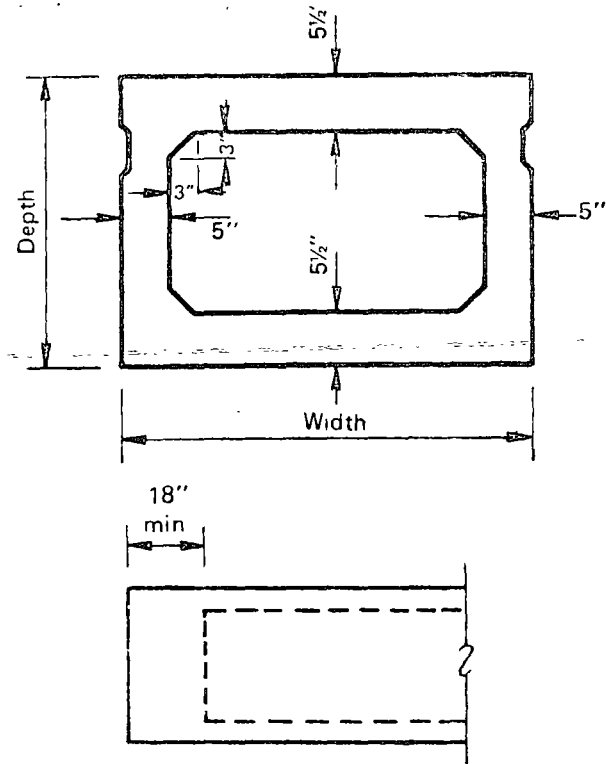
Prestressed concrete is economical because it makes efficient use of high strength steel and high strength concrete. To take advantage of this efficiency, precasting plants have developed sophisticated quality control programs which assure the customer that the end product meets his exacting demands. Suggested tolerances for dimensions, tensioning procedures, material properties, and other details for controlled plant operations are given in the PCI Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast Prestressed Concrete Products.





# Box beams

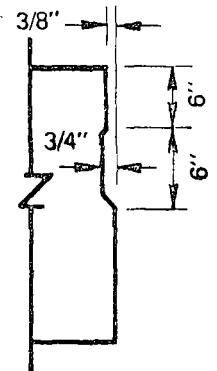
The box beams shown are the former AASHO-PCI standard sections. They can be used either as adjacent units with or without an added wearing surface or spaced apart in which case the deck slab is cast-in-place. Box beams for railway loadings have been standardized by AREA.



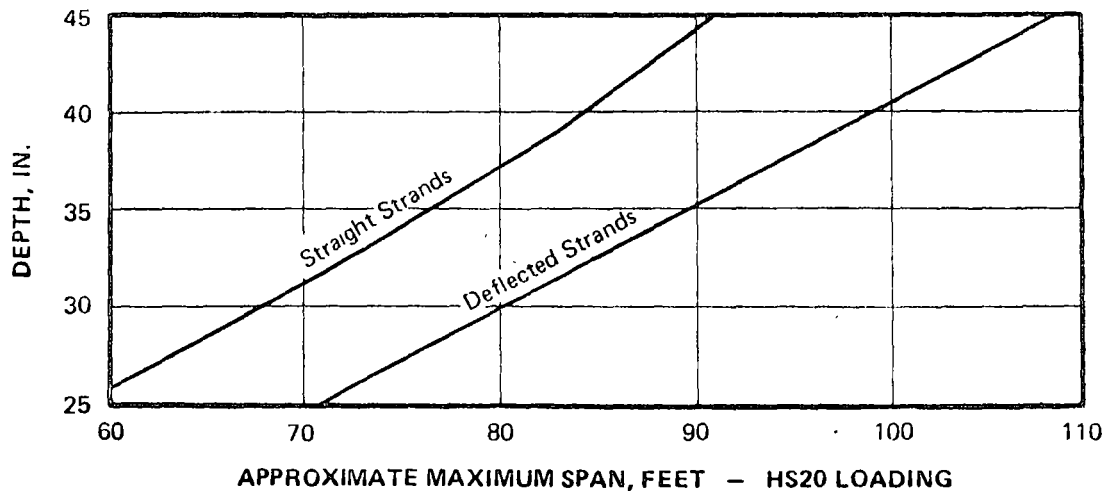
TYPICAL LONGITUDINAL SECTION

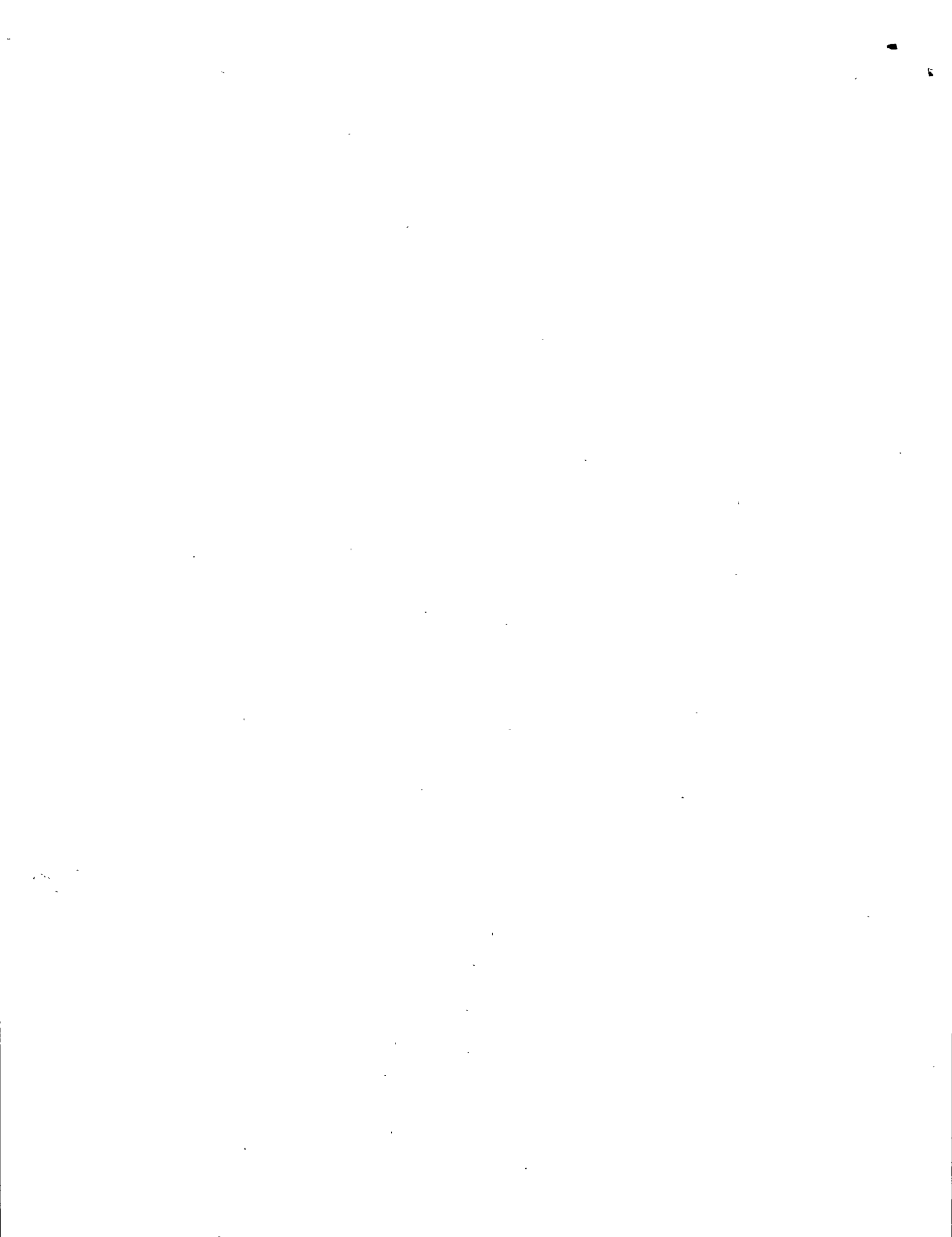
TYPICAL SECTION PROPERTIES

Type	Width ft	Depth in.	Weight lb/ft	Net Area in. <sup>2</sup>	$I_x$ in. <sup>4</sup>	$y_b$ in.	$S_b$ in. <sup>3</sup>	$S_t$ in. <sup>3</sup>
B I-36	3	27	584	561	50,334	13.35	3770	3687
B II-36	3	33	647	621	85,153	16.29	5227	5096
B III-36	3	39	709	681	131,145	19.25	6813	6640
B IV-36	3	42	740	711	158,644	20.73	7653	7459
B I-48	4	27	722	693	65,941	13.37	4932	4838
B II-48	4	33	784	753	110,499	16.33	6767	6629
B III-48	4	39	847	813	168,367	19.29	8728	8542
B IV-48	4	42	878	843	203,088	20.78	9773	9571



TYPICAL KEYWAY DETAIL

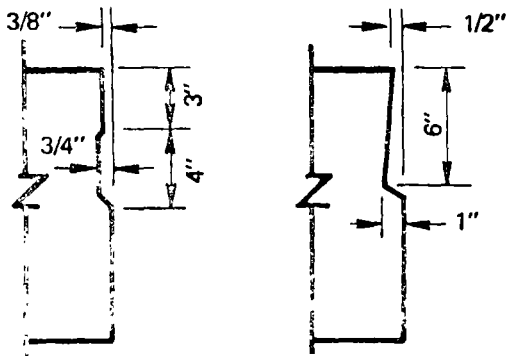
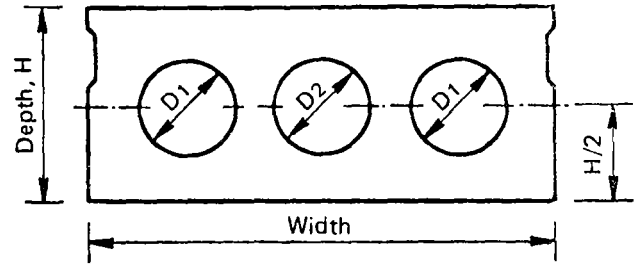
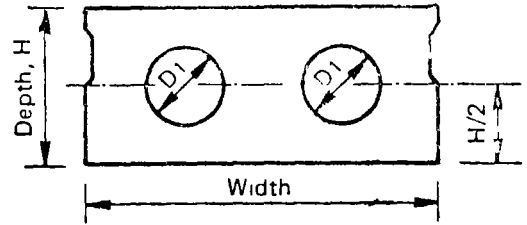




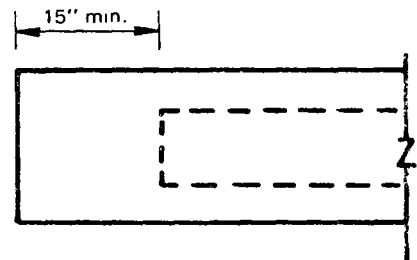


# Voided slabs

Voided slabs are similar to solid slabs except that they are cast with cylindrical voids to reduce dead load. The sections tabulated below are the former AASHO-PCI standards which can span up to 50 ft for HS20 loadings. Sections with widths and depths other than those tabulated are available from some pre-casting plants.



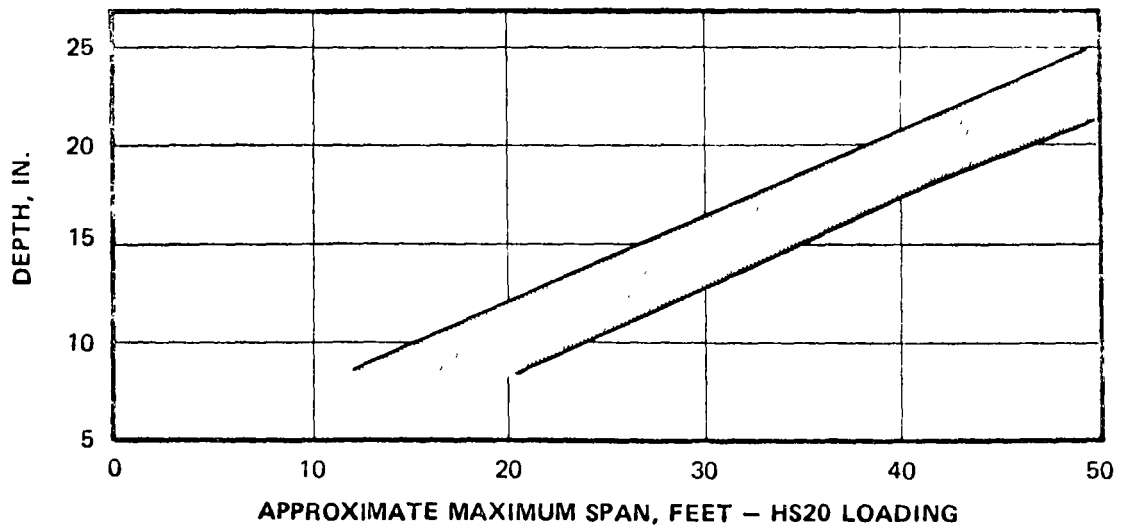
TYPICAL KEYWAY DETAILS



TYPICAL LONGITUDINAL SECTION

TYPICAL SECTION PROPERTIES

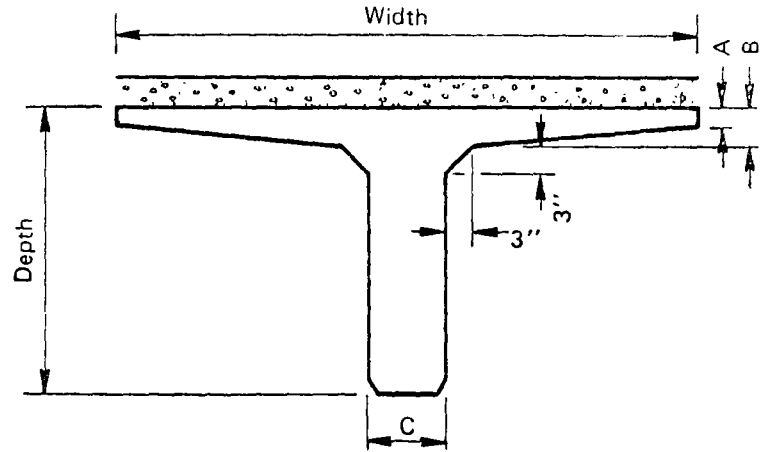
Width ft	Depth in.	No. of Voids	Void Dia. in.		Weight lb/ft	Net Area in. <sup>2</sup>	$I_x$ in. <sup>4</sup>	S in. <sup>3</sup>
			D1	D2				
3	15	2	8	—	457	439	9,725	1296
3	18	2	10	—	511	491	16,514	1835
3	21	2	12	—	552	530	25,747	2452
4	15	3	8	8	593	569	12,897	1720
4	18	3	10	10	654	628	21,855	2428
4	21	3	12	10	733	703	34,517	3287



# Single stemmed bridge sections

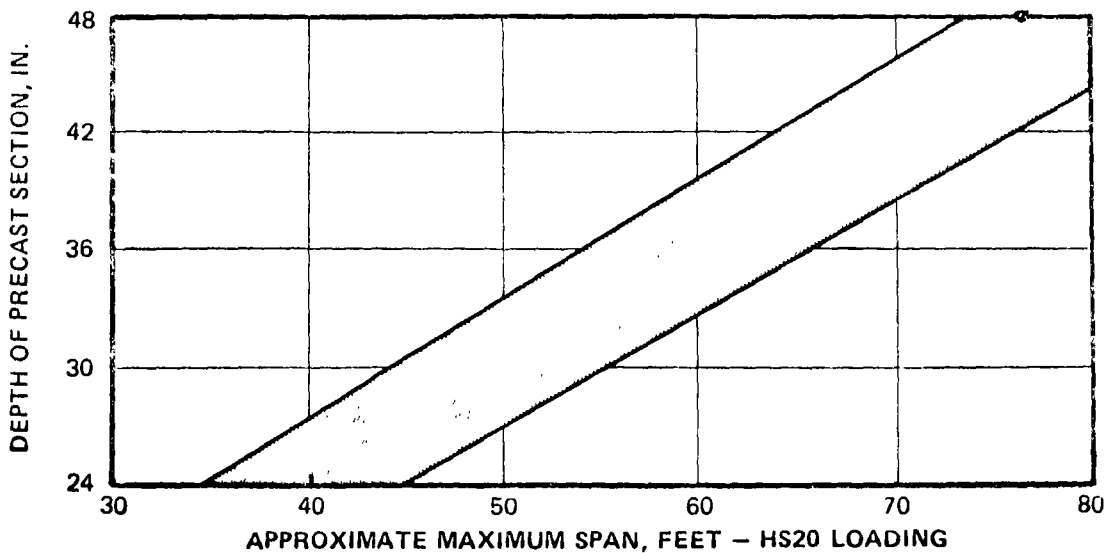
(Cast-in-place deck)

Single stemmed bridge sections are widely available throughout the United States and Canada. With a thin flange, these units serve as formwork for cast-in-place deck slabs which act compositely with the precast sections. Overall depths range between 24 and 48 in. and widths between 4 and 6 ft. Prestressing plants will furnish dimensions and properties of the sections made locally.



TYPICAL SECTION PROPERTIES (PRECAST SECTION ONLY)

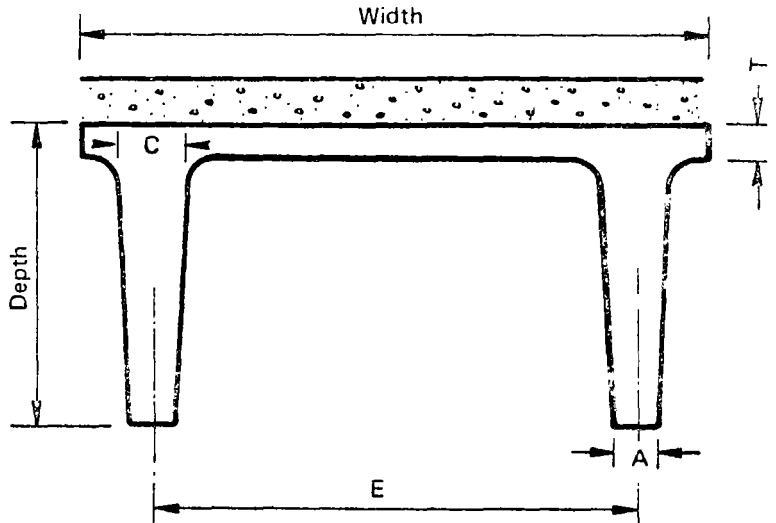
Width ft	Depth in.	Stem C in.	Slab		Weight lb/ft	Area in. <sup>2</sup>	$I_x$ in. <sup>4</sup>	$y_b$ in.	$S_b$ in. <sup>3</sup>	$S_t$ in. <sup>3</sup>
			A in.	B in.						
4	24	8	2	3	317	304	17,106	15.86	1079	2101
4	30	12	2	3	481	462	41,501	17.97	2309	3450
4	36	8	1.5	2.74	402	386	51,325	22.20	2312	3720
4	36	12	2	3	556	534	69,108	21.14	3269	4651
4	42	12	2	3	631	606	106,304	24.27	4379	5997
4	48	8	1.5	2.74	502	482	113,616	28.58	3975	5851
4	48	12	2	3	706	678	154,350	27.38	5637	7485
5	36	8	1.5	3.18	442	424	56,470	23.30	2424	4445
5	48	8	1.5	3.18	542	520	124,791	29.88	4176	6888
6	36	8	1.5	3.62	486	467	61,124	24.30	2516	5223
6	40	8	1.5	3.62	520	499	81,881	26.60	3078	6110
6	44	8	1.5	3.62	553	531	106,548	28.89	3688	7051
6	48	8	1.5	3.62	586	563	135,384	31.13	4349	8025



# Channel sections

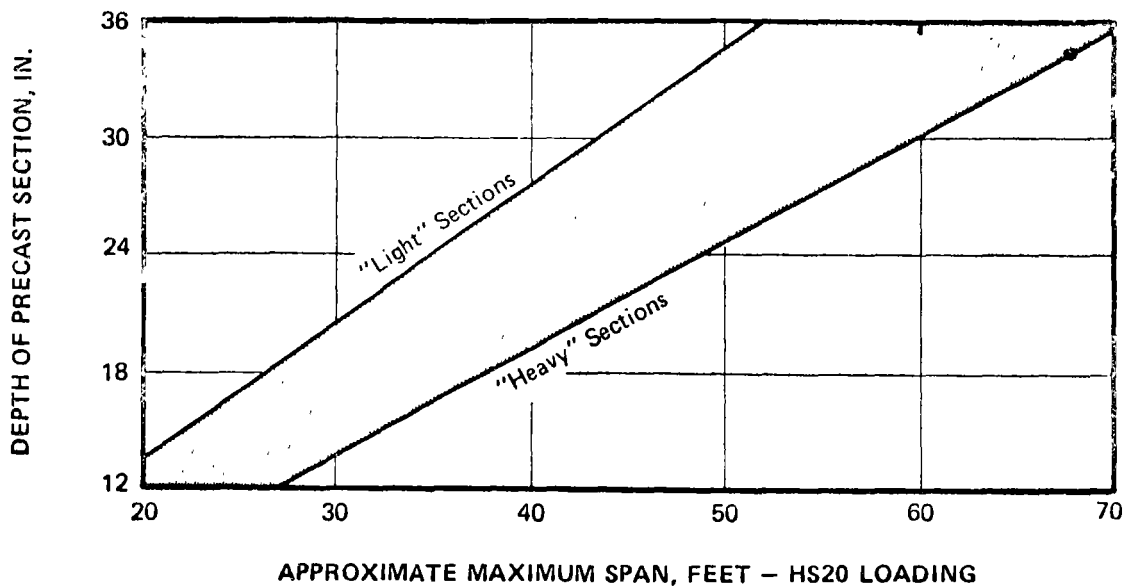
(Cast-in-place deck)

Precast channel sections can be placed side by side and serve as formwork for a cast-in-place concrete deck slab. Spans of 20 to 70 ft can be achieved with precast sections 14 to 36 in. deep and 30 to 66 in. wide.



TYPICAL SECTION PROPERTIES (PRECAST SECTION ONLY)

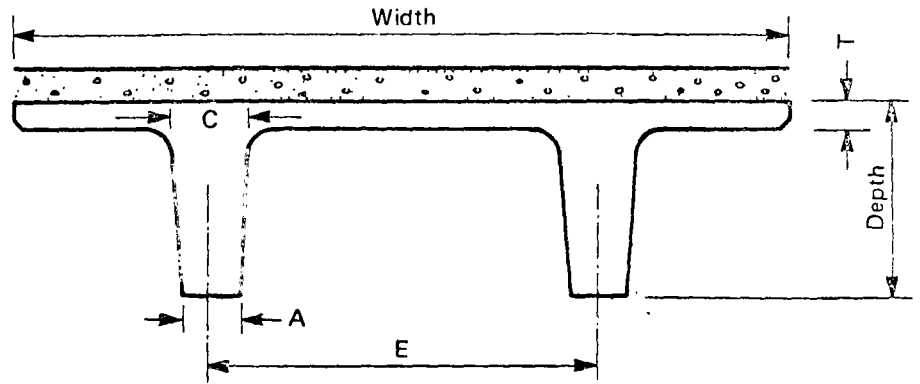
SECTION	Width in.	Depth in.	Slab T in.	Stems			Weight lb/ft	Area in. <sup>2</sup>	$I_x$ in. <sup>4</sup>	$y_b$ in.	$S_b$ in. <sup>3</sup>	$S_t$ in. <sup>3</sup>
				A in.	C in.	E in.						
"LIGHT"	32	14	2	3.25	5.25	24	173	166	2,900	8.99	322	579
	40	20	2	3.5	4.5	30	233	224	8,659	12.81	676	1205
	54	24	2	4	6	48	342	328	17,986	15.44	1165	2102
	60	24	2	3.75	5.75	48	343	329	17,943	15.87	1131	2207
"HEAVY"	60	36	2	6	9	48	656	630	76,151	21.35	3567	5197
	66	18	2	7.75	9.75	48	429	412	12,774	11.09	1152	1849
	66	24	2	7	9.75	48	522	501	27,399	14.61	1876	2917
	66	30	2.5	6	8	54	573	550	47,952	18.71	2563	4247
	66	32	2	6	9.75	48	630	605	57,441	19.42	2957	4568



# Double stemmed bridge sections

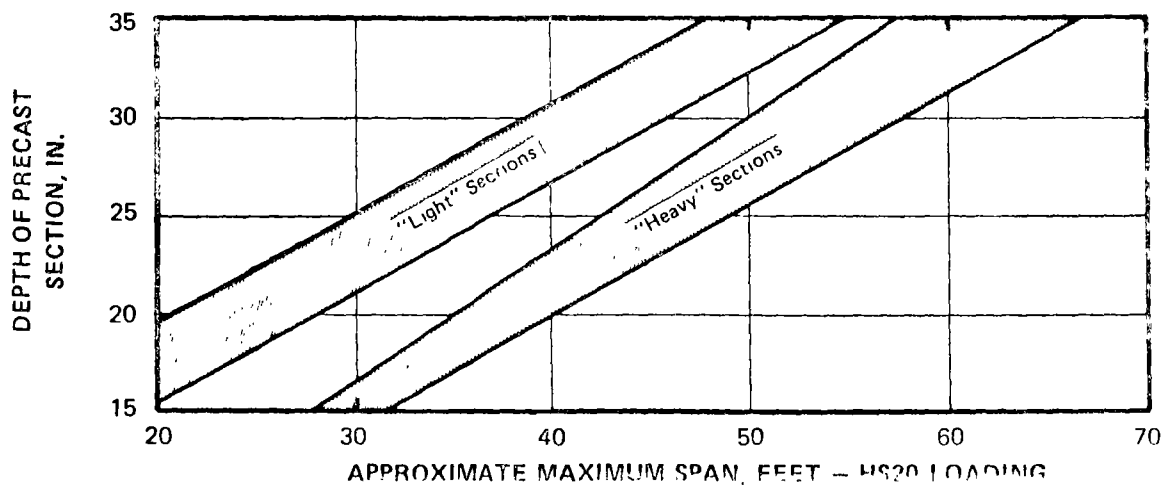
(Cast-in-place deck)

With a cast-in-place deck slab, double stemmed precast sections eliminate the need for deck formwork. A variety of double-stemmed precast sections are available throughout the United States and Canada. Prestressing plants in your area can provide you with the dimensions and properties of the double stemmed units they produce most economically.



TYPICAL SECTION PROPERTIES (PRECAST SECTION ONLY)

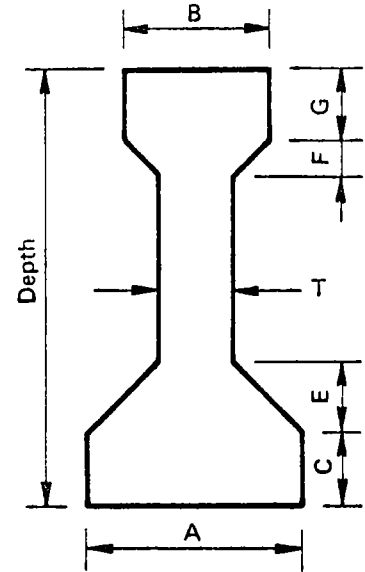
SECTION	Width ft	Depth in.	Slab T in.	Stems			Weight lb/ft	Area in. <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> in. <sup>4</sup>	y <sub>b</sub> in.	S <sub>b</sub> in. <sup>3</sup>	S <sub>t</sub> in. <sup>3</sup>
				A in.	C in.	ξ in.						
"LIGHT"	8	24	2	3.75	5.75	48	418	401	20,985	17.15	1224	3064
	8	24	2	4.25	6.25	48	441	423	22,661	16.83	1347	3160
	8	32	2	4.5	8	48	591	567	54,522	21.34	2554	5117
"MEDIUM"	5	24	2	4.5	8	36	411	395	20,902	15.36	1361	2419
	6	24	2	4.5	8	36	436	419	22,230	15.80	1407	2710
	6	32	2	4.5	8	48	541	519	49,616	20.45	2426	4296
	7	32	2	4.5	8	48	566	543	52,177	20.92	2494	4708
	8	18	2	5.87	8	48	431	414	12,363	12.39	998	2205
	8	24	2	4.87	8	48	495	475	25,389	16.38	1550	3331
"HEAVY"	6	18	2	7.75	9.75	48	442	424	13,185	11.26	1171	1956
	6	24	2	7	9.75	48	534	513	28,229	14.80	1907	3070
	6	32	2	6	9.75	48	643	617	59,021	19.65	3004	4779
	7	18	2	7.75	9.75	48	467	448	13,942	11.57	1205	2167
	7	24	2	7	9.75	48	559	537	29,776	15.17	1963	3373
	7	32	2	6	9.75	48	668	641	62,005	20.07	3089	5200
	8	18	2	7.75	9.75	48	492	472	14,623	11.84	1235	2374
	8	24	2	7	9.75	48	584	560	31,192	15.51	2011	3674
8	32	2	6	9.75	48	692	664	64,775	20.47	3164	5618	



# I-Girders - PCI Standards

(Cast-in-place deck)

Thousands of bridges have been built utilizing the former standard AASHTO-PCI I-Girders shown here. The cast-in-place deck provides composite action with the girders. Many states have developed additional I-girder sections. Producers of prestressed concrete will be glad to furnish you with the dimensions and properties of the sections made locally. Stay-in-place prestressed concrete soffit slabs which span between girders are available for use with I-girders. They serve both as formwork for the cast-in-place slab concrete and as transverse positive moment reinforcement.

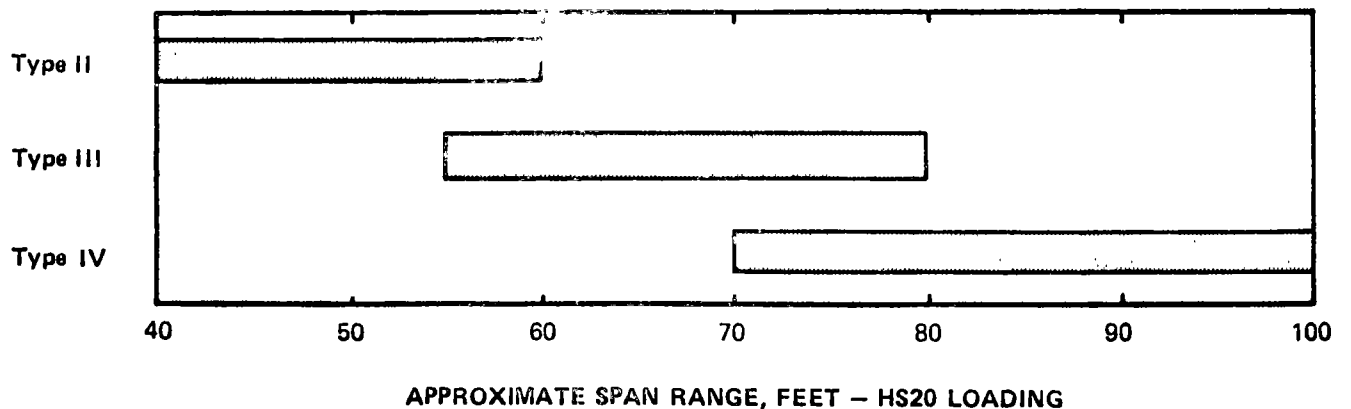


SECTION DIMENSIONS (INCHES)

Type	Depth	A	B	C	E	F	G	T
II	36	18	12	6	6	3	6	6
III	45	22	16	7	7½	4½	7	7
IV	54	26	20	8	9	6	8	8

GIRDER SECTION PROPERTIES

Type	Depth in.	Weight lb/ft	Area in. <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> in. <sup>4</sup>	y <sub>b</sub> in.	S <sub>b</sub> in. <sup>3</sup>	S <sub>t</sub> in. <sup>3</sup>
II	36	384	369	50,980	15.83	3220	2528
III	45	583	560	125,390	20.27	6186	5070
IV	54	822	788	260,730	24.73	10543	8908





centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de ingeniería, unam



## CONSTRUCCION DE PUENTES

PREFABRICACION Y MONTAJE DE PUENTES

PREFABRICADOS

ING. RENE CARRANZA AUBRY

AGOSTO, 1978.

RESUMEN:

¿Cuándo conviene realizarla?

Análisis económico y tiempos de realización

Dimensiones de trabe y su peso.

Accesos a obra para traylers, grúas, equipo etc...

Disponibilidad de arena, grava, agua, cemento etc.

Condiciones del cruce para prefabricar o lanzar.

Decisión de solución dentro del cruce.

fuera del cruce.  $\leftarrow$  Transversal al cruce  
Paralelo al cruce.

Instalaciones necesarias.

Prefabricación  $\leftarrow$  Pretensadas  $\leftarrow$  Mesas de colado.  
Postensadas  $\leftarrow$  Moldes autotensables  
Pre y Postensadas Secc compuesta

Mesas de colado.

Moldes Autotensables

Calderas  $\leftarrow$  Combustibles  
Energía eléctrica.

Dosificadores

Equipos para presforzar.

" " mov. de pzas. en obra.  
" " montajes.  
" " control de calidad.

La prefabricación en obra conviene hacerla cuando las condiciones del cruce recomiendan prefabricar las dimensiones y pesos de las trabes aunados a los accesos y las distancias a la planta prefabricadora sean tales, que hagan imposible su uso.

A lo anterior hay que añadir que se consigan en la obra materiales, mano de obra y maquinaria de las características requeridas.

Solamente cuando se conjugan estos factores, se puede pensar que la prefabricación de puentes a pié de obra es la solución adecuada. No debe de olvidarse que la prefabricación en obra aumenta los tiempos requeridos para la terminación del trabajo, pues requiere casi siempre de instalar en el lugar las mesas de colado, equipo de tensado, curado, mov. de piezas y control de calidad especializado que en la planta ya están trabajando.

Actualmente las piezas más grandes que se han transportado andan por 35.00 m de Longitud y 35 Tons. de peso. Cuando la trabe excede alguno de éstos valores, no es posible transportarla entera y sólo queda o hacerla en secciones y postensarla en obra o prefabricarla en obra o colarla en su lugar.

Cada caso debe analizarse tomando en consideración todos los factores anteriormente enumerados para obtener una solución eficiente y adecuada tanto en tiempo como en costo.

Deben de analizarse en todo caso los caminos y accesos hasta el cruce para resolver que solución se toma, pues si éstos no son los adecuados para las grúas y camiones trailers y no pueden ser mejoradas con un costo razonable no queda más remedio que colar en el sitio o prefabricar a pié de obra y montar con sistemas que se describirán más adelante en el Capítulo de montaje sin Grúa.

Para capacitar a la trabe a resistir la tensión causada por el momento Flexionante la prefabricación en obra puede usar:

Presforzado	de	Concreto
Pretensado	de	Concreto
Postensado	de	Concreto
Solución Mixta.		

Para el reforzado del concreto no hay problema de instalaciones habiéndolo sólo por la limitación de las dimensiones de la trabe que resultan en ocasiones tan grandes que no pueden realizarse. Por tanto sólo es aplicable para claros y cargas pequeñas.

El pretensado del concreto en obra requiere o de una mesa de colado con sus muertos respectivos colados en obra o de un molde autotensable, capaz de resistir los esfuerzos que producen los cables solos sin concreto o una mesa portátil de pretensado.

La mesa con sus muertos se justifica cuando son muchas vigas iguales o similares que permiten amortizar el valor de la mesa (Caso del complejo vial Gonzalitos en Monterrey). Su construcción se realiza en terrenos firmes con 2 muertos de concreto ciclopeo en los extremos y un firme que los une. Existen moldes de acero que soportan, trabajando como columnas, toda la fuerza presforzante que llevarán las vigas, mientras el concreto se cuele y alcanza la resistencia para recibir el presfuerzo. Son moldes muy pesados (aprox. 500 Kg/m) construidos en tramos que sean transportables y que se alinean y nivelan a pié de obra sin necesidad de construir la mesa de colados con sus muertos (foto de molde TT)

Si las piezas van a ser "pretensadas" hay que ver la forma de "curado acelerado" que pueda tenerse en la obra para poder alcanzar el concreto su resistencia de transferencia y sacando la pieza del molde, poderlo volver a usar.

Aunque hay "generadores de vapor" que son fácilmente transportables a las obras, deberá contarse con corriente eléctrica trifásica, combustibles y almacén de agua con bomba, termómetros y lona o politelino para formar la cámara de Vapor sobre el concreto a curar.

En caso de no poder usar vapor, previo estudio de laboratorio de concreto se podrá usar algún aditivo acelerante de fraguado que no contenga cloruro de Calcio.





## PUNTES PREFABRICADOS:

Definiendo como "PREFABRICADO" a todo elemento que se fabrica o construye en una posición diferente de la que ocupará durante su vida útil, las traveses prefabricadas para formar la superestructura de los puentes las podemos clasificar para su montaje en varias formas:

a) Por el lugar en que se fabrican:

- 1.-Dentro del cruce pero en posición distinta a la final.
- 2.-En una planta prefabricadora.
- 3.-A pié de obra.

b) Si deben ser lanzadas o pueden entrar la grúa al cruce.

c) Si la trabe es de una pieza o en segmentos.

1.- Si se fabrican dentro del cruce y en posición paralela a la final que ocuparán , sólo requieren ser corridas transversalmente sobre las coronas en que se apoyan.

Cuando no se dispone de grúas que puedan hacer esta operación se pueden deslizar las traveses subiéndolas a carros preferentemente metálicos que resistan el peso de las traveses. Deberá tenerse mucho cuidado en que el movimiento de traslación horizontal no cause efectos que traten de inclinar la trabe porque si se voltea, se rompe. Deberá contarse con gatos y siempre procurar "cargar" las traveses "colgadas" o de manera que su centro de gravedad quede de modo que no se produzca vuelco al moverlas.

Cuando no se cuenta con carros metálicos, se pueden trasladar sobre apoyos de "teflón" observando las mismas precauciones.

2.- Si se fabrican en una planta, seguramente las traveses llegarán por camión trailer a la obra. Hay que planear desde el punto al que llega el camión hasta su posición final, como se moverán de acuerdo a las siguientes características.:

- 1.-)Peso y longitud de la trabe y lugar hasta donde la puede colocar el camión
- 2.-)Posición en que se puede colocar la grúa y la capacidad de la misma recordando que la trabe sólo se puede apoyar en sus zonas extremas.
- 3.-)A menos que en el diseño y construcción se haya previsto otras condiciones

Cuando se construyen puentes sobre avenidas o carreteras ya terminadas casi siempre es posible mediante una grúa de gran capacidad, que se coloca al centro del claro, montar las traveses sin grandes problemas. El camión coloca la trabe junto a la grúa y esta la sube a su posición, repitiendo la operación hasta terminar el montaje. También puede hacerse con 2 grúas de menor capacidad colocando el camión la

en una posición lo más aproximada a su posición final. Cuando sólo se dispone de una grúa chica, se puede usando en el otro extremo una torre metálica adecuada, realizar el montaje. Estas maniobras siempre son más difíciles y peligrosas pero bien estudiadas, pueden en algunos casos ser la solución.

Hay ocasiones en que el montaje de las traveses se necesita hacer sobre cable vía - Este procedimiento es más lento y requiere en lugar de grúas, de torres adecuadas, cables de gran calibre, garruchas, malacates, muertos de anclaje, etc....

El lanzamiento de las traveses puede hacerse también sobre una obra falsa metálica o de madera que se coloca dentro del cruce y sobre la cual se deslizan las traveses. Cuando son varias traveses, una vez que se lanza una travesa debe ser corrida transversalmente para pasar la siguiente o mover la obra falsa para lanzar la siguiente travesa.

La travesa puede ir apoyada sobre la obra falsa o colgada de la misma, si ésta se coloca con la suficiente altura.

Casi siempre lo más difícil de los — lanzamientos es lanzar la primera travesa ya que las siguientes se pueden lanzar apoyándose en la anterior.



centro de educación continua  
división de estudios superiores  
facultad de Ingeniería, unam



## CONSTRUCCION DE PUENTES

PUENTES POSTENSADOS EN OBRA

ING. JOSE GAYA PRADO

AGOSTO, 1978.

PERDIDAS DE PRESFUERZO

PERDIDAS POR FRICCION

PERDIDAS POR ANCLAJE

PERDIDAS POR CONTRACCION

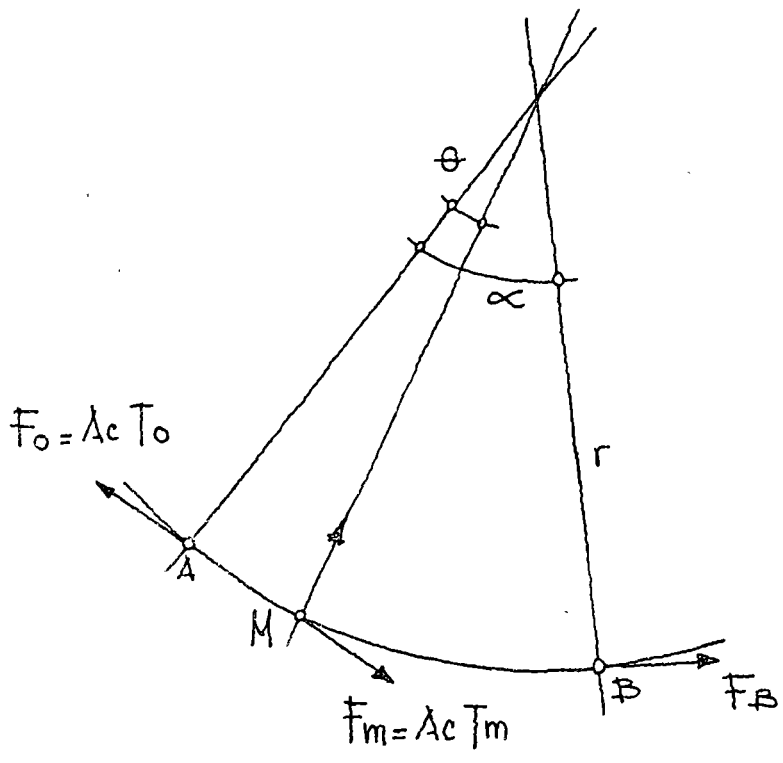
PERDIDAS POR DEFORMACIONES A LARGO PLAZO

PERDIDAS POR EL TENSADO SUCESIVO DE LOS CABLES

PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO

PERDIDAS POR FRICCION:

A PARTIR DE LA PRESION EJERCIDA POR UN CABLE SOBRE EL DUCTO EN UNA TRAYECTORIA CURVA. SE DEDUCE LA EXPRESION PARA LA VALUACION DE LAS PERDIDAS POR FRICCION. LA FRICCION SERA POR TANTO, UNA CONSECUEN - CIA DE DICHA PRESION.



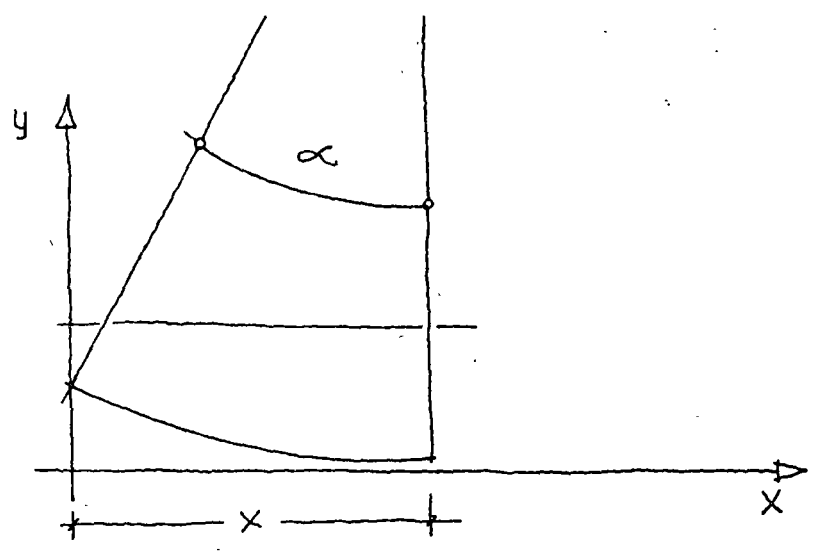
$$T_m = T_0 e^{-\mu \theta}$$

$$F_m = \lambda c T_0 e^{-\mu \theta}$$

$$F_m = F_0 e^{-\mu \theta}$$

$$\therefore F_B = F_0 e^{-\mu \alpha}$$

$\alpha$  = DESVIACION ANGULAR.  
 $\mu$  = COEFICIENTE DE FRICCION.  
 $\lambda$  = PERDIDA POR UNIDAD DE LONGITUD DE CABLE RECTO.



LA PERDIDA TOTAL SERA:  $\Delta T = \Delta T_1 + \Delta T_2$

1.- PERDIDA POR CURVATURA  $\Delta T_1$

$$\Delta T_1 = T_0 - T_x = T_0 - T_0 e^{-\mu\alpha}$$

$$\Delta T_1 = T_0 [1 - e^{-\mu\alpha}]$$

2.- PERDIDA SOBRE LA LONGITUD "X"

$$\Delta T_2 = \lambda X$$

$$\therefore \Delta T = T_0 [1 - e^{-\mu\alpha}] + \lambda X$$

PARA VALORES DE  $\mu\alpha$  PEQUEÑOS, PUEDE SIMPLIFICARSE

$$e^{-\mu\alpha} = 1 - \mu\alpha$$

∴ LA PERDIDA  $\Delta T$  QUEDARA

$$\Delta T = T_0(\mu\alpha) + \lambda X$$

DONDE  $\alpha$  ESTA EN RADIANTES  
X ESTA EN MTS.

PARA VALORES COMUNES DE " $\mu$ " Y " $\lambda$ "

LA S.T.U.P. SIMPLIFICA ESTA EXPRESION A:

SI  $\mu = 0.23$  Y CONVIRTIENDO  $\alpha$  A GRADOS

Y  $\lambda = 0.004$

$$\therefore \Delta T [\%] = 0.4 (\alpha + X)$$

DE ACUERDO A VALORES PRACTICOS OBTENIDOS (GUYON)  
EL VALOR DE  $\lambda$  PUEDE REDUCIRSE OBTENIENDOSE LA SI-  
GUIENTE EXPRESION

$$\Delta T [\%] = 0.4 \left( \alpha + \frac{x}{3} \right)$$

EN EL CASO DE EMPLEO DE ACEITES SOLUBLES, PARA -  
REDUCIR EL VALOR DE  $\lambda$ , SE PUEDE UTILIZAR LA SI-  
GUIENTE EXPRESION:

$$\Delta T [\%] = 0.3 \left( \alpha + \frac{x}{2} \right)$$

ESTAS FORMULAS EXPRESADAS EN TERMINOS DE LA PERDIDA  $\Delta T$  TOTAL, QUEDA  
RIAN RESPECTIVAMENTE:

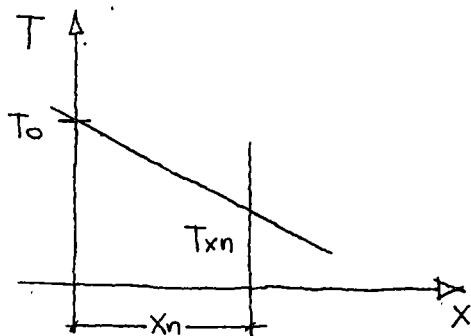
$$\Delta T = T_0 \left[ 0.004 \left( \alpha + x \right) \right]$$

$$\Delta T = T_0 \left[ 0.004 \left( \alpha + \frac{x}{3} \right) \right]$$

$$\Delta T = T_0 \left[ 0.003 \left( \alpha + \frac{x}{2} \right) \right]$$

A PARTIR DE ESTAS FORMULAS, PODREMOS TRAZAR UN DIAGRAMA "ESFUERZOS -  
DE TENSADO-CLARO".

v. G.



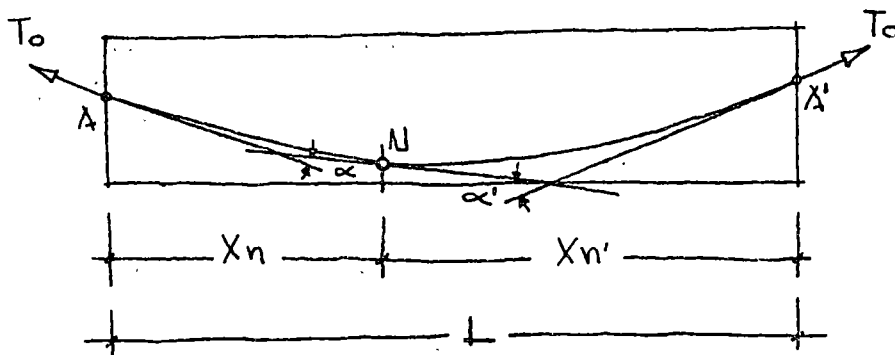
$$T_{xn} = T_0 - \Delta T_{xn}$$

$$T_{xn} = T_0 \left( 1 - \left[ 0.004 \left( \alpha + \frac{x}{3} \right) \right] \right)$$

EN EL CASO QUE SE TENSE DE AMBOS EXTREMOS Y PUESTO QUE LAS FUERZAS  
DE FRICCION SON DE SENTIDO CONTRARIO AL DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO,  
HABRA UN PUNTO EN DONDE EXISTA CERO DE DESPLAZAMIENTO.



PARA LA OBTENCION DE ESTE PUNTO PODEMOS PROCEDER EN LA SIGUIENTE FORMA:



$$\Delta T(X_n) = T_0 \left[ 0.004 \left( \alpha + \frac{X_n}{3} \right) \right]$$

$$\Delta T(X_{n'}) = T_0' \left[ 0.004 \left( \alpha' + \frac{X_{n'}}{3} \right) \right]$$

$$\Delta T(X_n) = \Delta T(X_{n'})$$

$$T_0 \left( \alpha + \frac{X_n}{3} \right) = T_0' \left( \alpha' + \frac{X_{n'}}{3} \right)$$

$$\text{Si } T_0 = T_0'$$

$$\alpha + \frac{X_n}{3} = \alpha' + \frac{X_{n'}}{3}$$

$$X_n = X_{n'} + 3(\alpha' - \alpha)$$

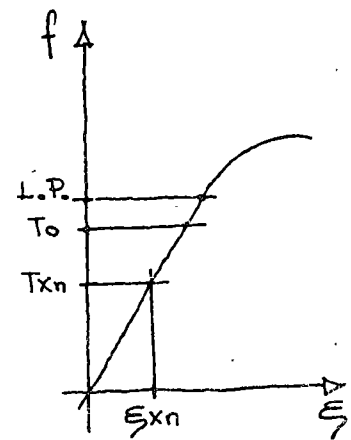
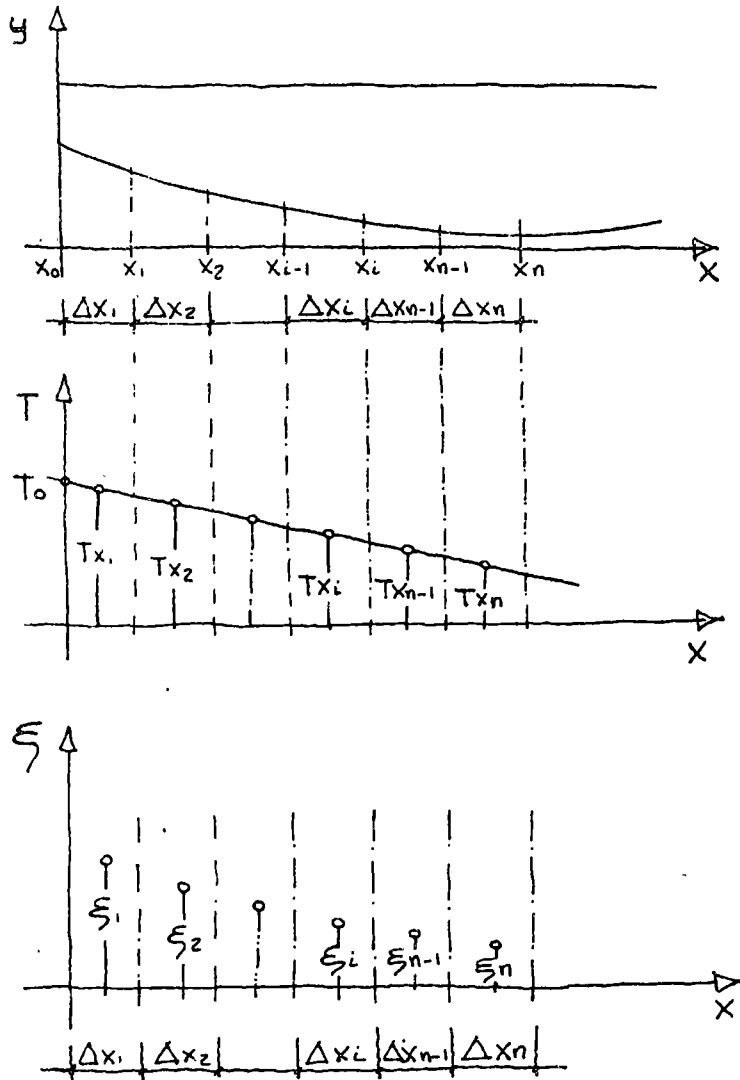
$$X_{n'} = L - X_n$$

$$X_n = \frac{L}{2} + \frac{3}{2}(\alpha' - \alpha)$$

#### ALARGAMIENTOS:

EL DISEÑADOR DEBERA INDICAR LOS ALARGAMIENTOS, PUESTO QUE ESTOS SERAN POR LO GENERAL, UNA MEJOR INDICACION DEL PRESFUERZO QUE SE HA TRANSFERIDO, QUE LA PROPIA LECTURA SOBRE EL MANOMETRO.

LOS ALARGAMIENTOS LOS PODREMOS OBTENER EN UNA FORMA PRACTICA, A PARTIR DEL DIAGRAMA ESF.TENSADO-CLARO:



$$U = \sum_{i=1}^n \xi_i \Delta x_i$$

DONDE "U" ES EL DESPLAZAMIENTO = EN EL ANCLAJE.

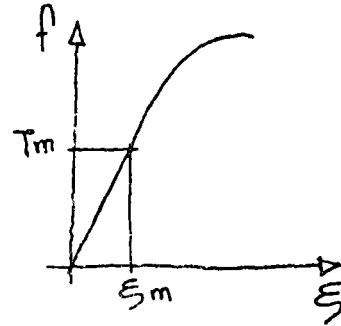
ES DECIR:  $U = \xi_1 \Delta x_1 + \xi_2 \Delta x_2 + \dots + \xi_n \Delta x_n$ .

OTRO PROCEDIMIENTO ESTABLECE UNA TENSION MEDIA COMO:

$$T_m = \frac{2}{3} T_n + \frac{1}{3} T_0$$

Y POR LO TANTO

$$U = \epsilon_m X_n$$



DETERMINACION DE LOS VALORES DE " $\mu$ " Y " $\lambda$ "

LOS VALORES DE " $\mu$ " Y " $\lambda$ " NO SON TOTALMENTE CONOCIDOS AL INICIO - DEL PROYECTO (DISEÑO), PERO PUEDEN AJUSTARSE AL INICIO DEL PROCESO-CONSTRUCTIVO.

POR LO TANTO, PARA EL DISEÑO DEBEN SUPONERSE CIERTOS VALORES DENTRO DE LOS RANGOS NORMALES

EL PROCESO ES EL SIGUIENTE:

- \* SE COLOCA UN GATO EN CADA EXTREMO DEL CABLE
- \* UN GATO SERA ACTIVO MIENTRAS QUE EL OTRO PASIVO
- \* EL GATO PASIVO SE DEJA CON LAS VALVULAS CERRADAS Y A UNA LIGERA - TENSION INICIAL.
- \* AL TENSAR EL GATO ACTIVO SE INCREMENTARA LA PRESION EN EL GATO PASIVO.

LA PERDIDA TOTAL SERA LA DIFERENCIA DE PRESIONES EN AMBOS GATOS. ESTA PERDIDA INCLUYE LAS PERDIDAS POR FRICCION ADEMAS DE LAS PERDIDAS INTERNAS DE LOS GATOS Y LAS PERDIDAS POR ANCLAJE.

ESTAS DOS ULTIMAS PERDIDAS PUEDEN SER CONOCIDAS DE ANTEMANO (VARIAN ENTRE 5 Y 8%) O SER DETERMINADAS EXPERIMENTALMENTE.

V.G. SI LA SUMA DE LAS PERDIDAS POR ANCLAJE MAS LAS PERDIDAS INTERNAS DEL GATO ES DEL 7% EN CADA GATO, LAS PRESIONES EN LOS GATOS, P1 Y P2 (ACTIVO Y PASIVO RESPECTIVAMENTE) SERAN, HABIENDO ELIMINADO -- LAS PERDIDAS SEÑALADAS, 0.93 P1 Y 1.07 P2.

$$\frac{0.93 P_1}{1.07 P_2} = e^{-\mu x} + \lambda L$$

POR EL METODO DE LOS MINIMOS CUADRADOS SE PUEDEN ENCONTRAR LOS VALORES PARA " $\mu$ " Y " $\lambda$ ".

LOS SIGUIENTES VALORES PUEDEN SER CONSIDERADOS EN EL DISEÑO.

CABLES FORMADOS POR ALAMBRES PARALELOS	$0.20 \leq \mu \leq 0.25$
	$0.20 \leq \lambda \leq 0.30$
TORONES	$0.16 \leq \mu \leq 0.20$
	$0.15 \leq \lambda \leq 0.25$

ESTOS VALORES PUEDEN REDUCIRSE DE UN 10 A UN 15% SI - LOS CABLES SON LUBRICADOS.

VERIFICACION DEL PROCESO DE TENSADO.

DURANTE EL TENSADO SE DEBERAN VERIFICAR LOS ALARGAMIENTOS.

AL INICIO DE LA OPERACION HABRA UN ACOMODO DEL CABLE ADEMAS DE UNA - FRICCION PARASITA QUE HABRA QUE VENCER, POR LO QUE LA RELACION PRE - SION-DEFORMACION, SE VERA AFECTADA PARA LOS PRIMEROS VALORES.

USUALMENTE SE SIGUE EL SIGUIENTE PROCEDIMIENTO:

SE TENSA A LAS SIGUIENTES PRESIONES:

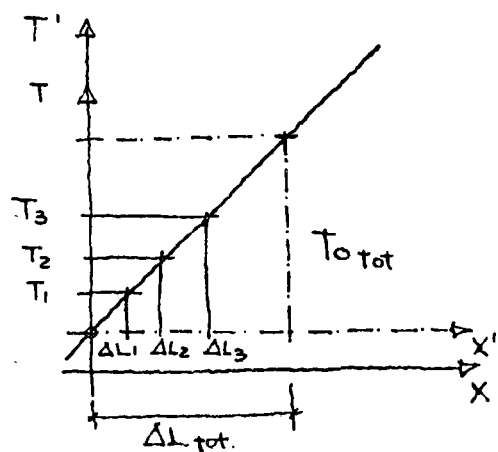
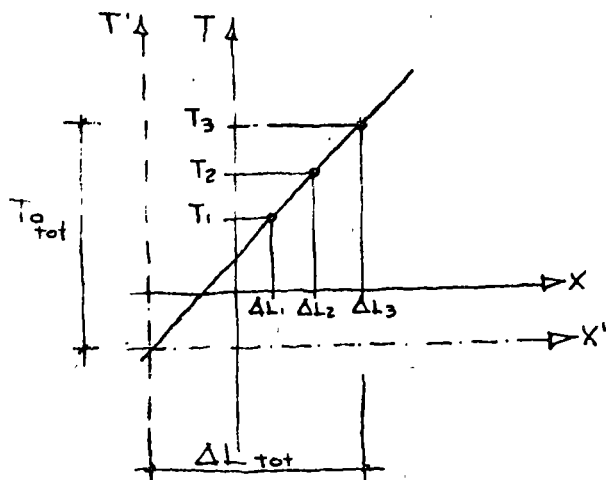
T1 = 100 Kg./cm2.

T2 = 200 Kg./cm2.

T3 = 300 Kg./cm2.

Y SE TOMAN LOS ALARGAMIENTOS CORRESPONDIENTES FORMANDO LOS PARES ORDENADOS (DEF. TENSION).

GRAFICANDO ESTOS VALORES EL ORIGEN REAL PARA LA GRAFICA TENSIONES - ALARGAMIENTOS.



UN EJEMPLO PRACTICO ANALOGO SERIA EL SIGUIENTE:

1 CABLE 12 Ø 7

TENSION EN EL GATO Tg= 60.832 Kgs.

APISTON Ap= 127.8 cm2.

PRESION P = 60.832 / 127.8 = 476 KG/CM2.

TENSANDO A LAS SIGUIENTES PRESIONES Y MIDIENDO SUS ALARGAMIENTOS RESPECTIVOS:

- T1 = 100 KG/CM2.      ΔL1= 24 MM.
- T2 = 200 KG/CM2.    ΔL2= 76 MM.
- T3 = 300 KG/CM2.    ΔL3= 126 MM.
- T4 = 400 KG/CM2.    ΔL4= 181 MM.
- T5 = 476 KG/CM2.    ΔL5= 251 MM.

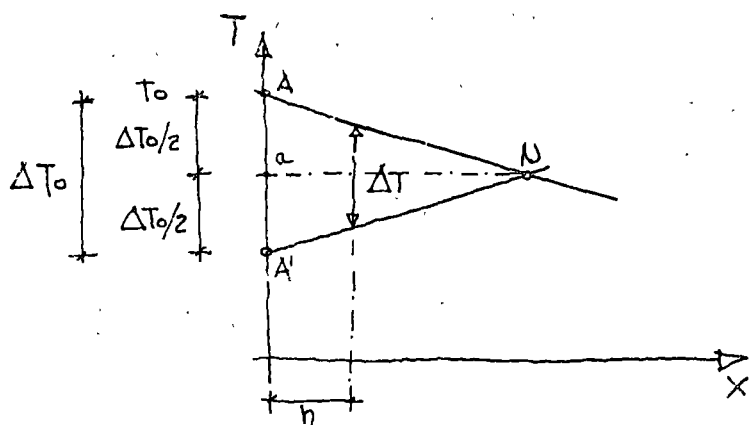
$$\Delta L^1 = \frac{(\Delta L2 - \Delta L1) + (\Delta L3 - \Delta L2) + (\Delta L4 - \Delta L3)}{3} = 53.5 \text{ MM.}$$

$$\Delta L_T = \Delta L5 - \Delta L1 + \Delta L^1 = 280.5 \text{ MM.}$$

PERDIDAS POR ANCLAJE

DEFORMACION DEL ANCLAJE A LA TRASFERENCIA AL ANCLAR EL CABLE, EL ANCLAJE MISMO SE DEFORMA POR LO QUE RESULTA EN UNA PERDIDA DEL PRES -- FUERZO QUE EN CABLES CORTOS PUEDE SER SIGNIFICATIVA.

EL VALOR DE ESTA PERDIDA PUEDE OBTENERSE A PARTIR DEL DIAGRAMA ESF. - TENSADO-CLARO.



$U$  = ACORTAMIENTO- (DATO DEL SISTEMA DE ANCLAJE)

$$\Delta T_{x=n} = E_a \epsilon_\eta$$

$$\epsilon_\eta = \frac{\Delta T_\eta}{E_a}$$

$$U = \int_A^N \epsilon_\eta d\eta = \frac{1}{E_a} \int_A^N \Delta T_\eta d\eta$$

PERO  $\int_A^N \Delta T_\eta d\eta = A R E A (A N A') = 2 A R E A (a N A)$

$$\therefore A (a N A) = \frac{E_a U}{2}$$

DE DONDE PODREMOS CALCULAR EL VALOR  
N.

### PERDIDAS POR DEFORMACIONES INSTANTANEAS. (CONTRACCION)

EN CONDICIONES NORMALES, LA DEFORMACION UNITARIA REMANENTE, DESPUES DE EFECTUADO EL TENSADO ES DEL ORDEN DE 0.0002.

POR LO TANTO, SI  $E = 2 \times 10^6$  KG/CM<sup>2</sup>.

$$\Delta T = 4 \text{ KG./MM}^2. \quad (3\%)$$

### PERDIDAS POR DEFORMACIONES A LARGO PLAZO.

SIENDO:

$f_c$  = ESFUERZO LOCAL EN EL CONCRETO, EN LA SECCION CONSIDERADA.

$\epsilon$  = DEFORMACION UNITARIA EN EL CONCRETO DESPUES DE LA TRANSFERENCIA.

$E_d$  = MOD. DE ELASTICIDAD PARA DEFORMACIONES A LARGO PLAZO.

$$\therefore \epsilon = \frac{f_c}{E_d}$$

$$Y \quad \Delta T = \frac{E_a}{E_d} \xi = \frac{E_a}{E_d} f_c$$

$$\text{SI } \frac{E_a}{E_d} = m_d$$

$$\Delta T = m_d f_c$$

### PERDIDAS POR EL TENSADO SUCESIVO DE LOS CABLES.

SI TODOS LOS CABLES SE TENSARAN SIMULTANEAMENTE, ESTA PERDIDA NO EXISTIRIA.

SIN EMBARGO, AL TENSAR SUCESIVAMENTE CADA CABLE, CADA UNO DE ELLOS - ESTA SOMETIDO AL EFECTO DE LA DEFORMACION INSTANTANEA OCASIONADA -- AL TENSAR LOS CABLES SUCESIVOS:

$$\Delta T = \frac{1}{4} \left( 1 - \frac{1}{N} \right) m_d f_c .$$

DONDE N= NUM. DE CABLES.

### PERDIDAS POR RELAJACION DEL ACERO:

$$\Delta T [\%] = 8\%$$



INYECCION DE LOS DUCTOS:

LA INYECCION DE LOS DUCTOS CON UNA LECHADA ES DE VITAL IMPORTANCIA, Y SU FUNCION SERA TANTO DE PROTECCION CONTRA LA CORROSION, COMO DE ADHERENCIA.

LA LECHADA DEBERA SER SUFICIENTEMENTE FLUIDA PARA SU INYECCION Y TENER BUENAS CARACTERISTICAS MECANICAS PARA SU FUNCION POR ADHERENCIA. DEBERA ESTAR EXENTA DE SUSTANCIAS QUE AFECTEN AL ACERO DE PRESFUERZO.

LA INYECCION SE HACE BAJO PRESION Y SE SUELE UTILIZAR ALGUN EXPANSOR PARA CONTRARESTAR LAS CONTRACCIONES.

PARA DUCTOS LARGOS Y FUERTES CONCENTRACIONES DE ACERO, LA LECHADA DEBERA ESTAR COMPUESTA POR AGUA + CEMENTO + PLASTIFICANTE Y SIN ARENA. ARENA FINA SILICA SE AGREGARA PARA CABLES CORTOS Y BAJAS CONCENTRACIONES DE ACERO.

LAS RESISTENCIAS NECESARIAS SON DEL ORDEN DE 300 KG/ CM<sup>2</sup>. A LOS 28-DIAS ( AMBOS DE 7 CM.)

LOS DUCTOS DEBERAN SER LAVADOS CON AGUA Y PURGADOS CON AIRE A COMPRESION ANTES DE LA INYECCION.

DOS EJEMPLOS DE PROPORCIONAMIENTOS SON LOS SIGUIENTES:

SIN ARENA	12 KG. CEMENTO PORTLAND
	5.5 LTS. AGUA
	0.36 KG. ADITIVO.

CON ARENA

12 KG. CEMENTO PORTLAND

3 KG. ARENA

6 LTS. AGUA

0.36 KG. ADITIVO

- \* ESTAS NOTAS (TANTO DE PERDIDAS COMO SOBRE INYECCION) FUERON EXTRAIDAS DEL LIBRO LIMIT-STATE DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE POR Y. GUYON.